

15
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PLANTEL ACATLAN**

**" PROYECTO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCION
DE LA PLANTA QUIMICA ESCORPIO, S.A. DE C.V.:
NAVE INDUSTRIAL, TALLERES Y OFICINAS "**

**MEMORIA DEL DESEMPEÑO
P R O F E S I O N A L**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

FRANCISCO JAVIER ESPINO RODRIGUEZ

ASESOR: ING. CARLOS ARCE LEON

ESTADO DE MEXICO

1997



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVÁNAMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

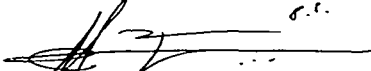
SR. FRANCISCO JAVIER ESPINO RODRÍGUEZ
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 9 de Noviembre de 1995, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de trabajo profesional titulado "PROYECTO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCION DE PLANTA QUIMICA ESCORPIO S.A. DE C.V.: NAVE INDUSTRIAL, TALLERES Y OFICINAS", el cual se desarrollará como sigue:

- I. NECESIDADES Y RESTRICCIONES DEL PROYECTO
- II. PROYECTO ARQUITECTONICO
- III. MARCO TEORICO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL
- IV. MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- V. CONCLUSIONES Y PROPUESTAS

Así mismo fue designado como asesor del trabajo al ING. CARLOS ARCE LEON Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares del trabajo profesional, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior del trabajo.

ATENTAMENTE,
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 31 de Marzo de 1997


Ing. Enrique del Castillo Fragoso,
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

DEDICATORIA

A mis Padres:

*Ma. de Lourdes Rodríguez Garza
Javier Espino Serna*

A mi Abuelo:

Jose Trinidad Espino Flores (†)

A mi hijo:

José Andrés Espino Sánchez

A mi esposa:

Xóchitl Sánchez Ortiz

A todos aquellos que aspiran a ser Ingenieros Civiles

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi gratitud y admiración a todos aquellos quienes me han formado académica y profesionalmente, y muy especialmente a las siguientes personas:

A Dios: Por darme la oportunidad de ser y el tiempo para estar.

A mi Padre:

Por ayudarme e impulsarme en mi formación práctica como Ingeniero.

Ing. Francisco Javier Moreno Fierros:

Por soportarme tantos semestres de clase y enseñarme mucho en cada uno de ellos.

Ing. Ignacio Lizárraga Gaudry:

Por habernos enseñado las primeras estructuras.

Ing. Raúl Ibarra:

Por enseñarme que el Ingeniero no sólo debe saber de números.

Ing. Carlos Arce León:

Por explicarme para que servían los conocimientos de los semestres pasados y enseñarme que el Diseño Estructural es también un arte.

Por tu gran paciencia para revisar y ordenar este trabajo.

Ing. Manuel Jara López:

Por subir al elefante sobre un borrador con tal de que entendiéramos mecánica de suelos y brindarnos de su basta experiencia.

Ing. Jorge Castañón Ferretiz:

Por hacer que las estructuras se parecieran a los resortes y fueran digeribles.

M.I. Victor Palencia Gómez:

Por abrirme la puerta al fascinante mundo de las matemáticas y darme la oportunidad de admirar el dominio y orden de sus exposiciones.

M.C. Carlos Magdaleno Domínguez:

Por invitarme a ingresar a la Maestría en Estructuras del I.P.N. U.P. Zacatenco.

Dr. Amado León Vázquez:

Por enseñarnos que para poder aprender matemáticas primero se necesita que las sepan enseñar.

Dr. Francisco Casanova del A.

Por su ayuda y confianza para continuar y terminar los estudios de maestría.

M.C. Jorge Silva Ballesteros:

Por enseñarnos la Dinámica Estructural aplicada.

Dr. Jorge López Ríos:

Por enseñarnos un poco de análisis numérico de entre tantísimo que sabe.

M.C. Miguel Moreno A.:

Por enseñarnos algunos de los problemas más interesantes y de los métodos más poderosos en Ingeniería Estructural.

P R E S E N T A C I O N :

Este trabajo en la modalidad de *memoria del desempeño profesional*, consiste esencialmente en el desarrollo de la memoria de diseño estructural de una planta industrial, que incluye métodos de análisis estructural comparativos, realizados en computadora.

Para lo anterior, fue necesario programar no sólo los métodos de análisis estructural estudiados a nivel licenciatura, si no también algunos más especializados estudiados a nivel maestría. Debido al tipo de aplicación, el lenguaje de programación empleado fue el FORTRAN versión 77.

Para dar continuidad a la exposición del diseño, los programas se dan como apéndices, incluyendo una breve introducción en aquellos temas que por lo regular no se cubren en la licenciatura y con los que el alumno puede estar poco familiarizado.

Por razones de espacio, extensión y aplicabilidad, se ha optado por presentar los listados de estos programas en un disco flexible de 3.5"; mismo que puede consultar en el centro de cómputo de la F.N.E.P. Acatlán.

En caso de cualquier aclaración o si desea alguno de los programas ejecutables contenidos en este trabajo, favor de comunicarse con el autor al teléfono: 379-73-90.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	0-1
CAPÍTULO 1 <u>Necesidades y Restricciones del Proyecto</u>	1-1
1.1) Necesidades	1-1
1.1.1) Necesidades de la Cía. Química Escorpio, S.A. de C.V.	1-1
1.1.2) Necesidades de la filial Grupo Esprod, S.A. de C.V.	1-4
1.2) Restricciones	1-6
1.2.1) Restricciones de Financiamiento	1-6
1.2.2) Restricciones de Tiempo	1-6
1.2.3) Ubicación de la Obra	1-7
1.2.4) Situación Geográfica y Topográfica del Terreno	1-17
1.2.5) Restricciones de Uso de Suelo	1-23
CAPÍTULO 2 <u>Proyecto Arquitectónico</u>	2-1
2.1) Definición	2-1
2.2) Revisión de acuerdo al RCDF-87	2-1
2.3) Planos del Proyecto Arquitectónico	2-13
2.3.1) Plano Arquitectónico de Planta Baja	2-14
2.3.2) Plano Arquitectónico de Planta Alta	2-19
CAPÍTULO 3 <u>Marco teórico del Proyecto Estructural</u>	3-1
3.1) Objetivos	3-1
CAPÍTULO 4 <u>Memoria de Diseño Estructural</u>	
4.1) Memoria de Diseño Edificio de Talleres y Cuartos de Almacén	4-1
4.1.1) Diseño de Losa de azotea	4-1
4.1.2) Diseño de Trabes perimetrales invertidas para losa de azotea	4-14
4.1.3) Diseño de Trabe de cerramiento en muros de planta alta	4-23
4.1.4) Diseño de Losa de entrepiso	4-31
4.1.5) Diseño de Trabes perimetrales de losa de entrepiso	4-45
4.1.5.a) Diseño de Trabe perimetral de losa con voladizo	4-45
4.1.5.b) Diseño de Trabe perimetral de losa sin voladizo	4-59
4.1.6) Diseño de Muros de carga de mampostería por carga vertical	4-73
4.1.7) Análisis sísmico del edificio de talleres	4-79
4.1.8) Revisión de trabes por sismo (eje 2)	4-130
4.1.8.a) Revisión por sismo de Trabe de cerramiento planta alta	4-130
4.1.8.b) Revisión por sismo de Trabe de cerramiento planta baja	4-132
4.1.9) Diseño de Columnas de Planta Alta	4-134
4.1.9.a) Diseño Columna tipo C1 de Planta Alta: 2B', 2E' y 2E'	4-134
4.1.9.b) Diseño Columna tipo C1 de Planta Alta: 2G y 2G'	4-151
4.1.10) Diseño Columnas de Planta Baja	4-166
4.1.10.a) Diseño Columna tipo C2 de Planta Baja: 2B', 2E' y 2G'	4-167
4.1.10.b) Diseño Columna tipo C2 de Planta Baja: 2E, 2G y 2K	4-181
4.1.11) Diseño de Cimentación del Edificio de Talleres	4-193
4.1.11.a) Investigación del Subsuelo	4-193
4.1.11.b) Estudio de Mecánica de Suelos	4-196
4.1.11.c) Revisión del Estado límite de falla	4-199
4.1.11.d) Revisión de Cimientos	4-217

INDICE (CONTINUACIÓN)

CAPI TULO 4 Memoria de Diseño Estructural (continuación)

4.2) Memoria de Diseño de Edificio de Oficinas	4-221
4.2.1) Diseño de Losa de azotea	4-221
4.2.2) Diseño de Cimiento-cisterna de dos cámaras	4-260
4.2.2.a) Diseño de Losa-tapa de cisterna	4-262
4.2.2.b) Diseño de Muros y Losa de cimentación de cisterna	4-274
4.2.2.b.1) Diseño de losa de cimentación	4-274
4.2.2.b.2) Diseño de muros de cisterna	4-364
4.3) Memoria de Diseño de Nave de Bodega	4-394
4.3.1) Diseño de Armadura Tridimensional de Cubierta	4-394
4.3.2) Diseño de Cables y Soportes en columnas de nave	4-426
4.3.3) Diseño de Columnas de nave	4-432
4.4) Introducción al análisis dinámico por excitación debida al paso del tren	4-603
<u>Conclusiones y Propuestas</u>	5-1
APENDICE	
Cálculo de reacciones para barras sujetas a momentos torsionantes distribuidos	A-1
Cálculo de carga axial y momento flexionante resistentes en secciones rectang. de concreto doblemente armadas para cualquier excentricidad solicitada	A-2
Programa para análisis elástico de vigas continuas por el método de rigideces	A-3
Programa para análisis elástico de armaduras planas por el método de rigideces	A-4
Programa para análisis elástico de marcos planos por el método de rigideces	A-5
Programa para análisis elástico de armaduras tridimensionales por rigideces	A-6
Programa para análisis elástico de parrillas por el método de rigideces	A-7
Programa para análisis elástico de marcos tridimensionales por rigideces	A-8
Análisis de placas y losas macizas perimetralmente apoyadas	A-9
Análisis de vigas con carga lateral apoyadas sobre fundación lin. elástica	A-10
Análisis de placas rectangulares isótropas sobre fundación lin. elástica	A-11
Análisis de parrillas considerando deformaciones por cortante	A-12
Programa para análisis de sistemas muro-marco por el método de columna ancha empleando el método de rigideces	A-13
Análisis de sistemas muro-marco en el plano por el método del elemento finito	A-14

Análisis de inestabilidad elástica mediante interacción flexión-carga axial y cálculo de cargas críticas de pandeo en marcos planos	A-15
Programa para análisis de respuesta dinámica de S.U.C.L. mediante la integral de Duhamel	A-16
Programa para análisis de respuesta dinámica en el dominio de la frecuencia de S.U.C.L. mediante la transformada rápida de Fourier	A-17
Programa de análisis dinámico elastoplástico de S.U.C.L. por el método paso a paso con aceleración lineal	A-18
Programa para generar la función de aceleración trepidatoria del suelo debida al paso del tren, suponiendo una propagación hemisférica de ondas impulsivas a través del suelo	A-19
Requisitos de anclaje de refuerzo en concreto reforzado de acuerdo a las NTC de estructuras de concreto del RCDF-87	A-20
FUENTES DE INFORMACIÓN	B-1

INTRODUCCIÓN

El Desarrollo que a continuación se presenta, ha sido parte del trabajo que realicé de 1991 a 1996, sufriendo en el curso varias modificaciones; pues a pesar de haber terminado los estudios en Ingeniería Civil, a falta de experiencia en el diseño estructural y aun de proyectos reales que nos sirvieran de guía para las distintas materias de la carrera, experimenté que la aplicación de algunos métodos "comunes" de diseño, bajo ciertas circunstancias dejaban mucho que desear, encontrando además problemas que no sabía atacar; con la necesidad de resolverlos, opté por buscar métodos más confiables (ó racionales), así como a adquirir herramientas que me permitieran diseñar estructuras más complejas que las que se tocan en la carrera, pero que son muy comunes en la práctica; lo cual me condujo a iniciar estudios de maestría en estructuras.

El objetivo principal de este trabajo es mostrar el desarrollo de un proyecto estructural completo; no sólo de acuerdo a los principios de la mecánica estructural que son estudiados en la carrera, si no también ajustando dicho proyecto al marco legal vigente, haciendo cumplir las disposiciones para el diseño arquitectónico y estructural; lo cual le otorga validez oficial.

Debido a la extensión en los distintos tipos de estructuras contempladas en el proyecto, se pretende que este trabajo sirva de apoyo a alumnos y profesores en las materias de Análisis y Diseño Estructural; cubriendo el análisis de estructuras reticulares (vigas continuas, armaduras planas y espaciales, parrillas, marcos planos y espaciales), y estructuras bidimensionales como placas y muros; el diseño de estructuras de concreto, de mampostería y de acero, de cimentaciones; así como el diseño por sismo y por viento.

Aprovechando el estudio de algunos temas a nivel maestría, se hace énfasis en el análisis empleando tanto los métodos vistos a nivel licenciatura, como algunos más avanzados (nivel maestría), haciendo en algunos casos la comparación entre ellos para ver su conveniencia.

Derivado del trabajo que esto implicó se desarrollaron varios programas sencillos de cómputo, deseando que sirvan como aportación, para auxiliar al profesor y/o al alumno en el análisis estructural, no con el fin de hacerlo dependiente de ellos; si no con la mejor intención de ayudarlo a crear sus propios programas, y de mejorarlos, alejándolo del empleo de "cajas negras" que frecuentemente conducen a graves errores de diseño.

Este trabajo se desarrolla a manera de investigación como sigue:

- a) Los Objetivos se presentan en la Introducción.
- b) El Planteamiento del Problema se establece en el Capítulo 1.
- d) La Hipótesis de solución es el proyecto arquitectónico dada en el Capítulo 2.
- c) El Marco teórico se presenta en el Capítulo 3.
- d) El Desarrollo y resultados se realizan en el Capítulo 4.
- e) Conclusiones y Recomendaciones.
- f) Los conocimientos adquiridos durante el desarrollo se dan como apéndices (incluyendo los programas).

Aunque el proyecto estructural es un procedimiento iterativo que consiste en aproximarse sucesivamente a las dimensiones y armados finales de la estructura; por razones obvias se presenta en todos los casos el diseño a partir de las dimensiones finales, es decir a manera de revisión.

Para agilizar la comprensión del diseño y la revisión de las disposiciones del Reglamento y sus Normas técnicas complementarias, se ha optado hacer sus referencias a continuación del párrafo que las cita; mientras que para el resto, las fuentes se dan al final.

CAPITULO 1

NECESIDADES Y RESTRICCIONES DEL PROYECTO

(DEFINICIÓN DE ANTEPROYECTO ARQUITECTÓNICO)

1.1) Necesidades

La Compañía *Química Escorpio, S.A. de C.V.*, dedicada desde hace más de 20 años a la compra-venta de productos químicos para tratamiento de aguas, y su filial *Grupo Esprod, S.A. de C.V.* creada a finales de 1991 en el giro de proyectos, instalación-construcción y venta de sistemas para tratamiento de aguas, decidieron a raíz de la creación de esta filial, llevar a cabo la construcción de una planta compartida, con el fin de satisfacer las necesidades de ambas.

1.1.1) Necesidades de Química Escorpio, S.A. de C.V.

En lo que respecta a *Química Escorpio*, es fundamental el almacenamiento de productos químicos (cilindros, bultos, cuñetes, porrones, etc.) en cantidad suficiente, que permitiera tener no sólo las existencias mínimas para surtir de inmediato al cliente, sino que además, las compras pudieran hacerse en volumen suficiente para lograr un mejor precio.

Dado que cada producto químico almacenado difiere de los demás en estabilidad de acuerdo a las condiciones de presión, temperatura y humedad ambiente, se consideraron grupos de productos químicos que por sus características físico-químicas pudieran almacenarse en el mismo lugar. De tal manera, que se clasificaron como sigue:

a) Productos químicos envasados en bultos de plástico o papel, que pueden almacenarse en estibas bajo techo y que soportan la humedad relativa ambiente durante al menos un mes sin alterar su estado, tales son:

PRODUCTO QUÍMICO	PRESENTACIÓN	CONS/MES	ALMAC. MIN.
Sulfato de Aluminio blanco	polvo en bultos de 40 kg	1,000 kg	3,000 kg
Alumbre de Potasio	pedras en bultos de 50 kg	2,000 kg	4,000 kg
Sulfato de Cobre pentahidratado	crisales en bultos de 50 kg	500 kg	500 kg
Sal común (Cloruro de Sodio)	granos en bultos de 50 kg	2,000 kg	5,000 kg
Carbonato de Sodio ligero	polvo en bultos de 25 kg	6,000 kg	7,000 kg
Gravas y Arenas filtrantes	bultos de 50 kg	500 kg	3,000 kg
Hipoclorito de Sodio al 13X	líquido en porrones de 70 kg	6,000 kg	7,000 kg

b) Cloro (gas licuado a presión) que debe almacenarse en lugares aislados del calor, humedad, de fácil acceso para su manejo no sólo para carga y descarga, sino también por casos de emergencia (fuga de cloro en el cilindro). Además el lugar debe estar provisto de una estructura capaz de restringir el movimiento de los cilindros para evitar accidentes en caso de sismos y golpes involuntarios.

PRODUCTO QUÍMICO	PRESENTACIÓN	CONS/MES	ALMAC MIN.
Cloro puro (99.9%)	gas licuado en cilindros verticales de 68 kg (peso bruto de 135 kg) gas licuado en cilindros horizontales de 908 kg (peso bruto de 1500 kg)	13,000 kg	15,000 kg

c) Productos químicos envasados en cuñetes (tambores) de lámina o cartón, que deban permanecer en lugares secos y cubiertos, donde estén protegidos del calor e incluso en lugares cerrados pero bien ventilados y alejados de zonas de trabajo frecuente, debido a que producen emanaciones tóxicas con el calor (ácido clorhídrico en fase gaseosa).

PRODUCTO QUÍMICO	PRESENTACIÓN	CONS/MES	ALMAC MIN.
Hipoclorito de calcio 65%	polvo, pastillas, granos cuñetes de 45.4 kg	1,000 kg	1,500 kg
Ácido Trisocianúrico 90%	polvo, pastillas, granos cuñetes de 50 kg	200 kg	300 kg

Por los requerimientos mencionados, se definió la necesidad de una nave de al menos 100 m² (la superficie ocupada por los productos almacenados hasta entonces era de 50 m²) y 6 m de altura libre (la altura de la primer bodega era de 2.30 m, que la hacía bastante incómoda para estibar), donde pudieran almacenarse los productos químicos citados en el inciso a, en estibas que incluso se llegaran a mover con montacargas; mientras que los cilindros verticales de cloro gas (inciso b) se tendrían también en la misma nave, pero dentro de una caseta especial que contara con la estructura y condiciones adecuadas para su seguridad.

En cuanto a los productos químicos citados en el inciso c, se decidió almacenarlos en cuartos cerrados y amplios (20 m² mínimo) y con fácil acceso (entrada mínima de 3 m de ancho y 2.5 m de altura), pero alejados de áreas de oficinas y de zonas de paso obligado.

Otra de las necesidades imperativas era la de permitir que las maniobras de carga y descarga de productos de la nave a los vehículos de reparto fueran lo más rápido posible, y esto sólo se logra haciendo que el nivel de la plataforma de los vehículos coincida con el nivel del andén (zona de despacho) de la nave, para que la mercancía sólo tuviera que deslizarse (especialmente en el caso de los cilindros que son la carga más pesada). Por ello surgieron dos alternativas, una fue que la nave se construyera en alto para que su nivel respecto del patio de carga fuera la altura promedio de las plataformas (cargadas y descargadas) de 2 camionetas (arregladas para transporte de cilindros de cloro) para 3.5 ton de carga, misma que se determinó en 1.00 m.

La otra opción era construir una rampa de descenso a los vehículos para que logran nivelarse con el andén de la nave; aunque dicha rampa debía tener la menor pendiente posible para que los vehículos pudieran salir cargados sin que la carga se resbale, sin forzar demasiado el motor, ni que pudieran quedar "empuentados" al inicio de la rampa. Esta pendiente se determinó para la condición más desfavorable resultando un valor del 10% .

Así mismo era necesario que hubieran al menos dos andenes para que en caso de estar recibiendo mercancía de los proveedores, no se tuviera que esperar a desocupar el andén para despachar a algún vehículo de reparto.

Un requisito más, era que los vehículos de reparto de la(s) empresa(s) se compartan 2 camionetas de 3.5 ton y 1 pick-up de 1 ton), pudieran quedar siempre dentro del patio de carga aún cuando estuvieran colocadas para cargar o descargar productos (sin estorbar la vía pública), además de poder cerrar el portón correspondiente y no permitir el paso a gente no autorizada al andén.

Por otra parte, se tenía que contemplar un acceso fácil y libre en todo momento a los vehículos de los proveedores, pero al mismo tiempo las entradas para vehículos debían quedar integradas a la fachada no sólo para lograr un aspecto estético, sino para que además no representaran zonas de inseguridad por donde pudiera facilitarse para robar, por lo cual se estableció que los muros perimetrales, de fachada y sus entradas tuvieran una altura mínima de 4 m; sin embargo dado que los vehículos más grandes a los que se acordó dar acceso (camiones thorton para 10 ton) tienen una altura de 4.5 m (incluyendo el caballete de la caja) y un ancho máximo de 4 m, se fijó la altura de los muros de fachada y sus entradas en 5.0 m a partir de su propio nivel de piso, y su ancho en 6 m, para permitir el acceso cómodo al andén.

Dentro de la misma fachada se requería de una caseta de vigilancia con zona de espera, donde un vigilante estuviera al pendiente de los vehículos que entraran y salieran, así como de anunciar y hacer aguardar a los visitantes para que fueran atendidos.

1.1.2) Necesidades de la filial Grupo Esprod, S.A. de C.V.

En cuanto a las necesidades de Grupo Esprod S.A. de C.V., se pedía la construcción de talleres para máquinas-herramienta con el fin de hacer los trabajos de torno, fresa, soldadura, esmerilado, etc. necesarios para la fabricación de equipo relativo a tratamiento de aguas tales como: equipos de seguridad para cilindros de cloro, equipos de cloración, etc.. Estos talleres debían contar con un área mínima de 20 m² y una altura de entrepiso de 3 m cada uno, para trabajar piezas grandes cómodamente, y con entradas de al menos 2 m de ancho por todo lo alto para permitir la entrada de máquinas, herramientas y material, debiendo ser al menos dos talleres de fabricación. Uno de ellos destinado al trabajo de soldadura eléctrica, autógena y esmerilado, dado que se requiere bastante espacio para trabajar con seguridad por el material candente que se desprende, mientras que en el segundo taller sería para realizar los trabajos de maquinado.

Para el almacenamiento de los equipos de seguridad mecánicos que se fabrican, era necesario contar con un cuarto, pues algunas de sus partes son muy largas, pero principalmente son pesados (40 kg) y estorbosos, por lo que conviene moverlos lo menos posible; de manera que se pensó en un cuarto de iguales dimensiones a los talleres, exclusivamente para almacenar estos equipos.

Así mismo se solicitó de un cuarto a manera de pequeño almacén, para clasificar y guardar las partes fabricadas de los equipos de cloración, que no obstante de ser muchísimas (100 pzas. distintas por cada equipo), son en su mayoría bastante pequeñas (menos de 5 cm de longitud), lo que permite almacenarlas en un espacio de 20 m² por 3 m de altura y una entrada normal (0.80 m de ancho), dimensiones que se consideraron para el denominado cuarto de refacciones.

Otro espacio requerido fue una especie de laboratorio o taller de pruebas, donde los aparatos fueran ensamblados, probados y a la vez pudieran ser modificados, para lo cual debía contarse con una instalación hidráulica especial con cisterna de al menos 10 m³, bombas, tubería y conexiones especiales, dado que tales aparatos en su mayoría tienen como función dosificar productos químicos en el agua; por lo cual a más de la instalación hidráulica era necesario espacio suficiente para el trabajo de ensamble y prueba, de manera que se determinó un área de 30 m² y una altura libre de 3 m para el laboratorio.

Además se acordó la construcción de un baño general para los empleados de bodega y talleres, suficiente hasta para 25 empleados (según RCDF-1987) con 2 sanitarios, 1 mingitorio, 3 lavabos, dos regaderas y área de vestidor, en un total de 25 m².

Finalmente se requería de una zona para las oficinas de ambas empresas, donde pudieran compartir mobiliario, y que se ubicaran de tal manera que hubiera buena iluminación natural y el ruido fuera el menor posible, y al mismo tiempo se pudiera vigilar el movimiento de mercancías y el trabajo de los empleados de talleres y bodega. El área de oficinas se dividió en dos partes; la oficina principal en forma de privado, y el resto para trabajo de secretarías, zona de archivos, y de atención a clientes. La oficina principal se solicitó con un área de 30 m², y para el resto de la oficina de 60 m², además de un medio baño para esta.

También para ambas empresas se pensó en un pequeño espacio para cocina-comedor, donde los empleados de ambas pudieran comer por turnos. Este se estimó en un área de 15 m².

1.2) Restricciones

El apartado anterior es la explicación de las características generales que debe cumplir la construcción, y de hecho estas no representan ningún problema en la elaboración del proyecto pues todos los requerimientos son compatibles entre sí; sin embargo aquí es donde se dificulta el cumplimiento de lo anterior, pues siempre aparecen inconvenientes de diversa índole que parecen impedir el desarrollo del proyecto. Estas restricciones no conforme con existir, fueron en su mayoría presentándose sobre la marcha, inclusive ya en la construcción, por lo que hubo varias modificaciones a lo planeado. Aunque hubiera sido posible conocer todas las restricciones antes de elaborar el proyecto, para considerarlas desde un inicio al igual que las necesidades, permitiendo el desarrollo de varios anteproyectos, todos ellos factibles de realizarse y por lo tanto poder elegir la solución óptima; no obstante que esto es muy difícil de llevar a cabo, aun en proyectos de suma importancia, pues se requieren de muchos estudios y sobre todo de tiempo suficiente para captar todas las restricciones que pudieran presentarse (aun durante la vida útil de la construcción), por lo que siempre se proyecta con el riesgo de no tomar en cuenta factores esenciales para la materialización del proyecto.

Por lo anterior y para presentar esta parte del trabajo de una manera más ordenada posible, se describen a continuación las principales restricciones del proyecto, aunque de muchas de ellas nos percatamos ya en obra, por lo que el proyecto se adecuó lo mejor posible a fin de salvar tales inconvenientes.

1.2.1) Restricciones de Financiamiento

Debido a las altas tasas de interés por préstamo bancario, a los requisitos y lentitud de los trámites para obtener dichos préstamos, que durante 1991 se estilaban, *Química Escorpio* decidió financiar la construcción de la Planta, aunque sólo disponía en ese entonces de \$ 150,000,000 (N\$ 150,000) para comenzar la obra, debido a esto, la cantidad de obra a realizar así como su ritmo, se sujetaría a las necesidades más inmediatas de la empresa y al dinero disponible para inversión; de manera que se conservara la liquidez suficiente para mantener el negocio.

1.2.2) Restricciones de Tiempo

Uno de los principales problemas fue la urgencia de comenzar a construir de inmediato parte de la zona "elevada" de la Planta, con el fin de poder guardar la mercancía en existencia, ya que para aquel entonces (octubre de 1991) se había clausurado la anterior bodega de *Química Escorpio* por el uso de suelo no autorizado, y para colmo, comenzó una época de fuertes lluvias a finales de 1991 (que se prolongaron todo 1992, y aun buena parte de 1993) lo que aumentaba la urgencia de tener bajo techo los productos químicos. Por lo anterior se tenía previsto comenzar a toda prisa la construcción de los cuartos que servirían de talleres y almacén, a fin de utilizarlos provisionalmente para almacenar cilindros y productos químicos.

Por lo tanto conforme se avanzara la obra, se debería ir dejado libre la parte ya terminada para ser ocupada de inmediato; además de tener que interrumpir el avance de alguna parte para continuar en otra, según lo requirieran las necesidades de la empresa. Desafortunadamente esta restricción fue la causante de no haber realizado los estudios preliminares necesarios para conocer las demás restricciones y haber determinado el proyecto definitivo (y el óptimo económicamente) desde el inicio.

1.2.3) Ubicación de la obra

El terreno adquirido para la construcción de la planta se localiza dentro del municipio de Tultitlán Estado de Mexico, con dirección Presa Marte Rojo Gómez no. 37 Colonia Recursos Hidráulicos. La razón del lugar fue la cercanía entre las oficinas de entonces (Fracc. Valle Dorado en Tlalnepantla, Edo. de Mex.) y una zona con uso de suelo comercial-industrial, donde las autoridades permitirían el giro de la(s) empresa(s). El acceso al terreno es por una calle de terracería de aprox. 100 m (una cuadra), hasta la vía López Portillo, a la altura de la compañía Apasco; por lo que el acceso no representó problema; ver figuras 1.1 y 1.2.

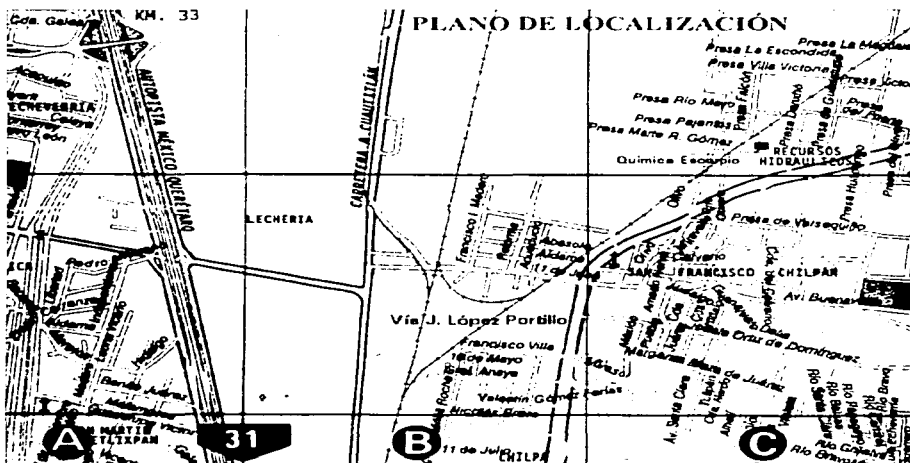


FIG. 1.1

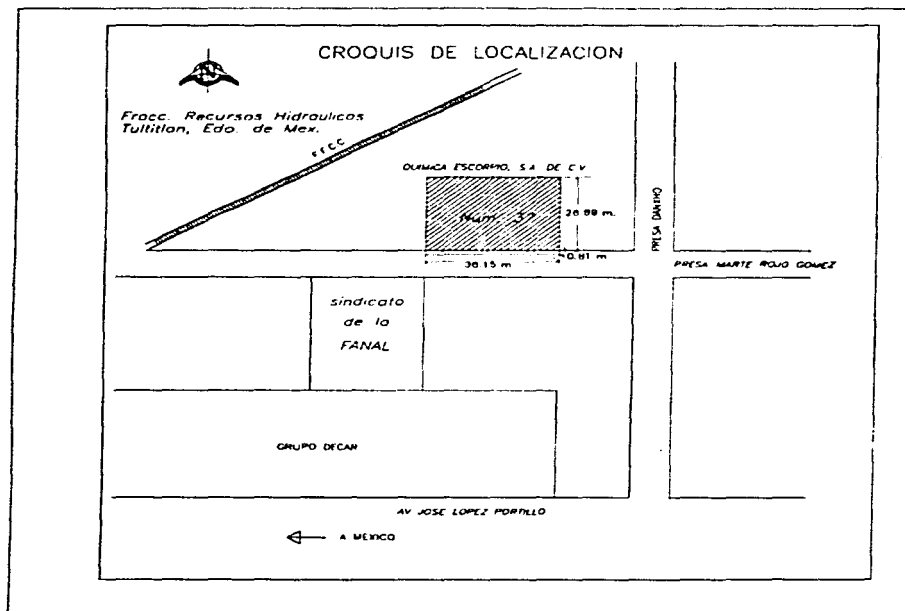


FIG. 1.2

Sin embargo, la vía del tren (fig. 1.3) está casi a espaldas del terreno (al Noroeste); el paso de los trenes de carga llevando cemento, maquinaria pesada, acero laminado etc., es de varias veces al día; lo cual no sería problema si su paso no provocara una vibración trepidatoria muy fuerte en muchas ocasiones en toda la zona vecina a la vía, la cual se incrementa con el peso y la velocidad de los furgones; que no sobrepasa los 80 km/hr debido a la cercanía de la estación de FF.CC. Lechería (Edo. de México). Es muy posible que el paso del tren sea la causa de notorias fallas en la mayoría de las construcciones del lugar, como se aprecia en las figuras 1.4 a 1.9.



FIG. 1.3

En el caso de losas de concreto reforzado, perimetralmente apoyadas, aunque de mala calidad, se encuentran colgadas y algo fisuradas, aunque se ven seguras.

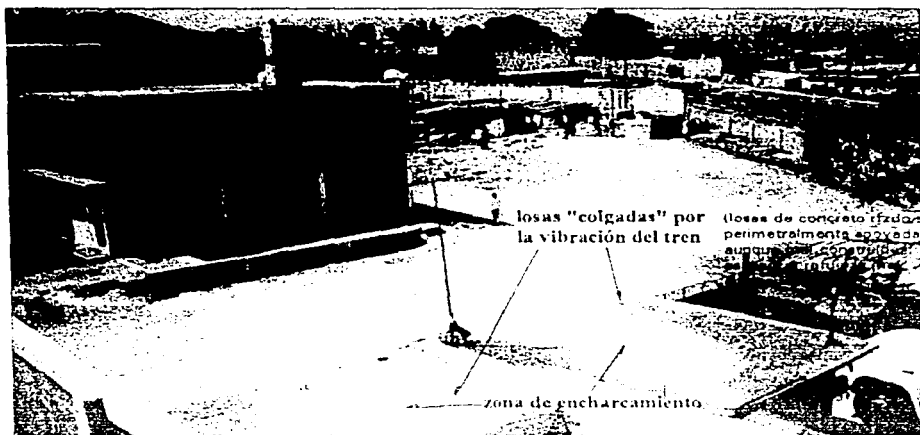


FIG. 1.4



FIG. 1.5

Los muros divisorios sin mayor carga que la de su peso propio presentan agrietamientos verticales (fallas locales por capacidad de carga), especialmente los hechos de tabicón ligero e incluso los de concreto, aunque no así los de tabique rojo donde las fallas son casi nulas y son através de las juntas (falla del mortero), mientras que en los de tabicón la falla es através de las propias piezas.

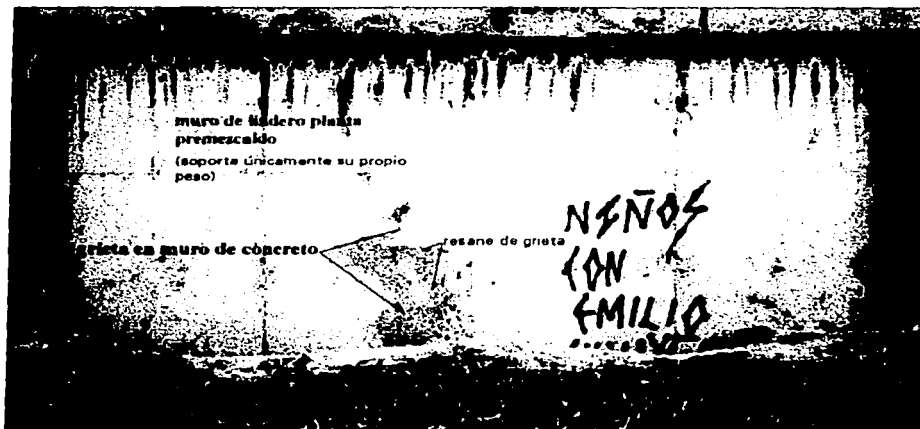


FIG. 1.6

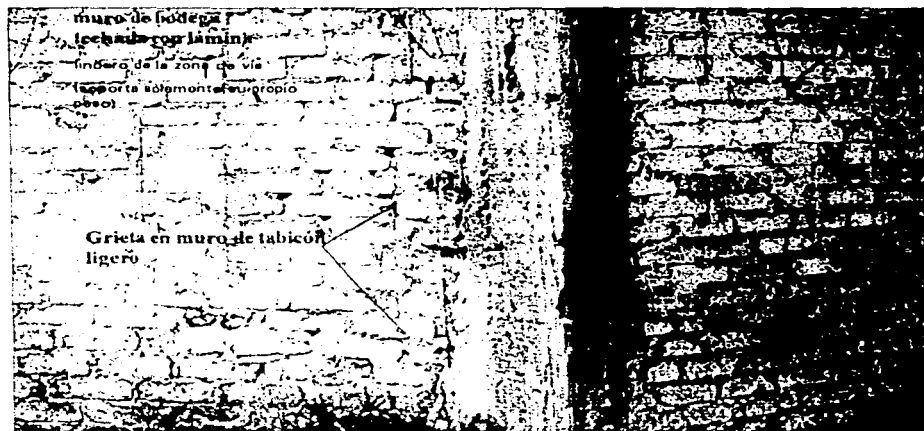


FIG. 1.7

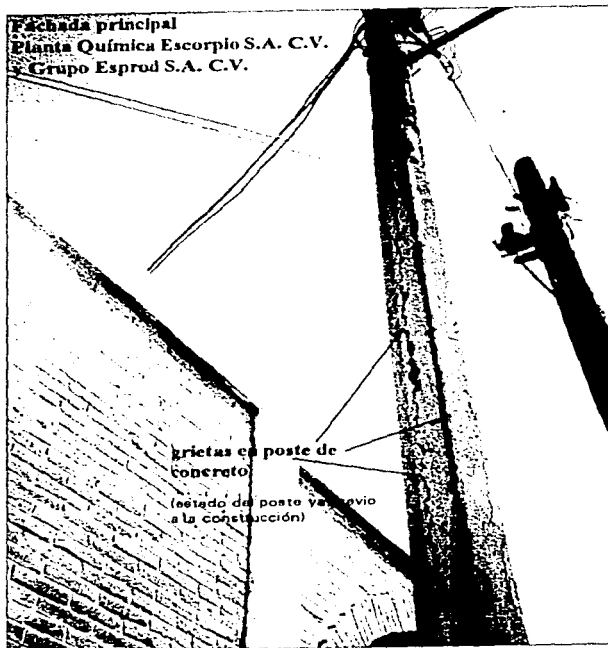


FIG. 1.8

En el caso de columnas y castillos de concreto los agrietamientos son principalmente horizontales (fallas de tracción vertical), y se concentran en la parte más alta de los elementos (donde hay menor peso) aumentando su separación hacia abajo; además estas grietas parecen originarse en su mayoría durante la etapa de fraguado del concreto, ya que al tener una resistencia casi nula a la fuerza de tracción provocada por el paso del tren, el concreto se separa por capas horizontales, especialmente donde no hay peso suficiente que lo comprima para evitar la tracción.

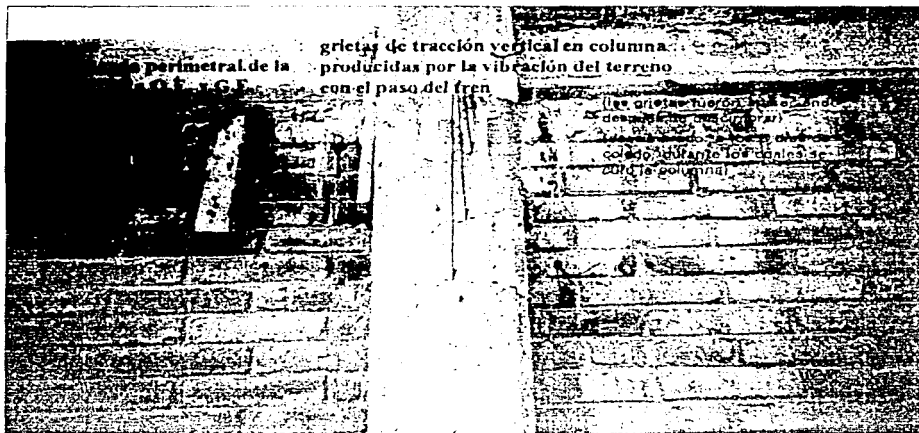


FIG. 1.9

En construcciones hechas con sistemas de piso apoyados en una sola dirección (vigüeta y bovedilla), ocurrieron agrietamientos fuertes aun en muros de tabique donde se apoyaron las vigüetas. Estos agrietamientos se convirtieron en fallas a lo alto de todo el muro, cuando el suelo no estaba debidamente compactado.

Las restricciones de Diseño estructural que se podían deducir de lo anterior fueron:

- 1) No emplear sistemas de piso muy flexibles cuyo movimiento infundiera inseguridad a los ocupantes (descartar los sistemas de piso apoyados en una dirección).
- 2) Diseñar estructuras cuyos elementos de apoyo vertical (muros y columnas), induzcan la menor vibración posible a los sistemas de piso que soportan, ante el paso del tren. Elegir preferentemente muros de carga de tabique rojo recocido (estructuras rígidas) en vez de columnas.
- 3) Contemplar el diseño de estructuras capaces de redistribuir esfuerzos y por lo tanto con mecanismos adicionales de defensa ante fuertes solicitaciones de carga (vertical y sísmica), como losas perimetralmente apoyadas sobre muros de carga de tabique rojo.
- 4) Asegurar en todo lo posible que todas las estructuras, en especial las hechas con materiales de naturaleza frágil, respondieran ante cargas últimas con fallas de tipo dúctil (deformaciones apreciables previas al colapso). Requisito que pretende cumplir el diseño de estructuras según el Reglamento de Construcciones del D.F. (R19) y sus Normas Técnicas Complementarias (R13 a R18). Diseñar elementos de concreto subreforzados.
- 5) Seguir procedimientos constructivos cuidadosos en lo que respecta a estructuras de concreto. Diseñar mezclas de concreto para colados in situ, y verificar la calidad de concretos premezclados: resistencia y revenimiento; verificar que la colocación sea adecuada: cimbra hermética y lubricada sin agentes corrosivos al concreto (no usar aceite quemado), vibrado y dar tiempos suficientes de curado y cimbrado.

1.2.4) Situación Geográfica y Topográfica del terreno

Aunque la geometría del terreno (rectangular) y sus dimensiones: 27.70 m de fondo por 36.15 m de frente (un solo frente) fueron casi las ideales para las necesidades del proyecto, el terreno era inconvenientemente plano y cubierto de pasto, ya que se requería de una nave con andén al nivel de las plataformas de los vehículos de despacho, habiendo sido más deseable un terreno en desnivel; además tenía un nivel muy bajo, 1 m abajo del nivel de la vía del tren, y 2 m abajo del nivel de la vía López Portillo (de la que dista a 100 m hacia el Norte), y teniendo el mismo nivel de la calle (terracería) de nuestro frente (calle Presa Marte R. Gómez).

La zona donde se localiza el terreno, está flanqueada al Sur por una cadena montañosa perteneciente al norte de la sierra de Guadalupe, que inicia cruzando la vía López Portillo, donde continúa la colonia Recursos Hidráulicos, y se encuentran las colonias Chilpa, Sn. Francisco Chilpan, La Joya, La Loma, Buenavista y Libertad. Ver figuras 1.10 y 1.11.

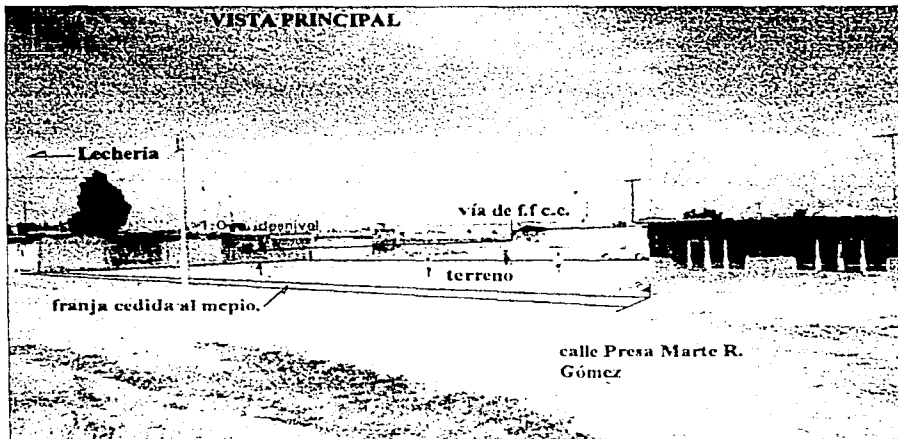


FIG. 1.10

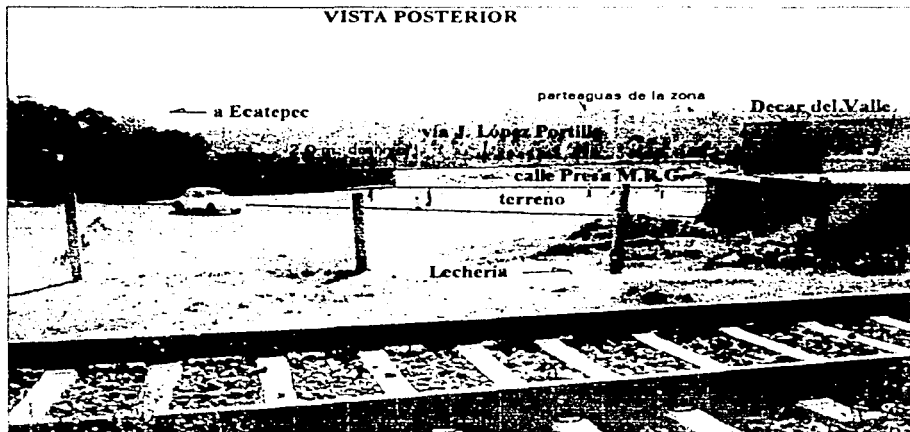


FIG. 1.11

En tiempo de lluvias el lugar se caracteriza por precipitaciones intensas de corta duración, y debido a la falta de drenaje y al suelo arcilloso de carácter impermeable (aprox. 40 % de la superficie del lugar), no es posible que toda el agua de lluvia sea absorbida por el suelo natural. Aunado a esto, se tiene que los escurrimientos de la ladera de los cerros, (y de la propia vía Lopez Portillo hasta antes de 1994), desaguaban en esta zona, formándose un lago con un tirante de hasta 30 cm sobre el nivel del terreno natural. Las huellas dejadas por las frecuentes inundaciones de la zona se aprecian en las figuras 1.12 y 1.13.

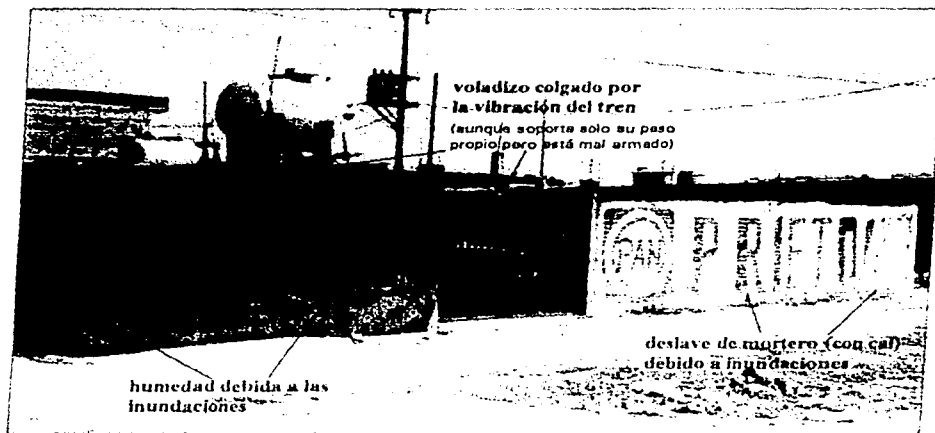


FIG. 1.12



FIG. 1.13

Por tal motivo, se establecieron las siguientes restricciones y condiciones constructivas:

1) Despalmar todo el terreno (debido a la capa vegetal), bajando su nivel todavía más en 30 cm.

2) Considerar como nivel más bajo posible de la calle Presa Marte R. Gómez el nivel promedio inicial, y tomarlo como base para proyectar la descarga por gravedad de las instalaciones de drenaje.

3) Tomar el nivel de aguas pluviales máximo registrado durante la época de lluvias de 1991 (30 cm sobre el nivel del terreno natural), como el mínimo nivel de las zonas de acceso a la construcción (entradas), con el fin de evitar en lo posible, la entrada de las avenidas de agua que provienen del frente (vía Lopez Portillo). (a los costados el predio limita con construcciones continuas de un solo nivel); lo que equivaldría a subir el nivel del terreno ya despalrado en poco más de 60 cm en todo el frente del terreno.

4) No emplear morteros a base de cal, porque la humedad permanente con aguas corrosivas lo degrada; emplear morteros a base de cemento-arena.

5) Prever la inundación de las cimentaciones. Cuando sea posible elegir cimientos de concreto reforzado en vez de mampostería. Revisar los diseños de estructuras ligeras por flotación. Considerar la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de cimentación al saturarse.

6) Debido a la topografía del terreno optar por alguna de las dos soluciones siguientes:

6.1) la más barata en cuanto a construcción, era levantar muros de contención para el andén y excavar para hacer dos rampas (dos andenes) con pendiente máxima del 10% partiendo desde el nivel de la entrada (60 cm arriba del nivel del terreno despalmado o nivel de referencia) hasta 1m abajo del nivel de la nave (nivel del terreno natural), logrando un descenso de 1.30 m con una longitud horizontal de 13 m, y un ancho de 6 m para cada rampa; con el inconveniente de tener que desaguar con bomba al menos el patio de carga, y en caso de ocurrir una avenida mayor a la considerada, sufrir la inundación de vehículos y hasta de la nave con la consecuente pérdida económica de los productos químicos almacenados.

6.2) la más costosa, construir la nave con un nivel de 1.00 m arriba del nivel de referencia y a una distancia de 8.5 m a partir de la entrada, suficiente para acomodar adentro los vehículos de reparto, con el fin de desplantar los muros del andén a partir del nivel de referencia (despalmado), logrando más área para la nave y permitiendo que los sistemas de drenaje siempre sean por gravedad; además en caso de ocurrir una tormenta que rebase el nivel de la entrada, sólo se inundaría el patio de carga, pero tendría menores consecuencias, ya que el nivel de agua aumentaría rápidamente sólo en los primeros 30 cm., mientras que los 70 cm restantes se tendrían que inundar con el resto de la zona circunvecina; por lo que prácticamente nunca se inundaría la nave. Adicionalmente se ganaría un área de 4.5 m de fondo por todo lo largo del andén a diferencia de la primera opción; sin embargo, esto obliga levantar muros de contención en todo el perímetro de el área construida para incluir talleres y oficinas, así como hacer trabajo de relleno y compactación.

Ver figura 1.14

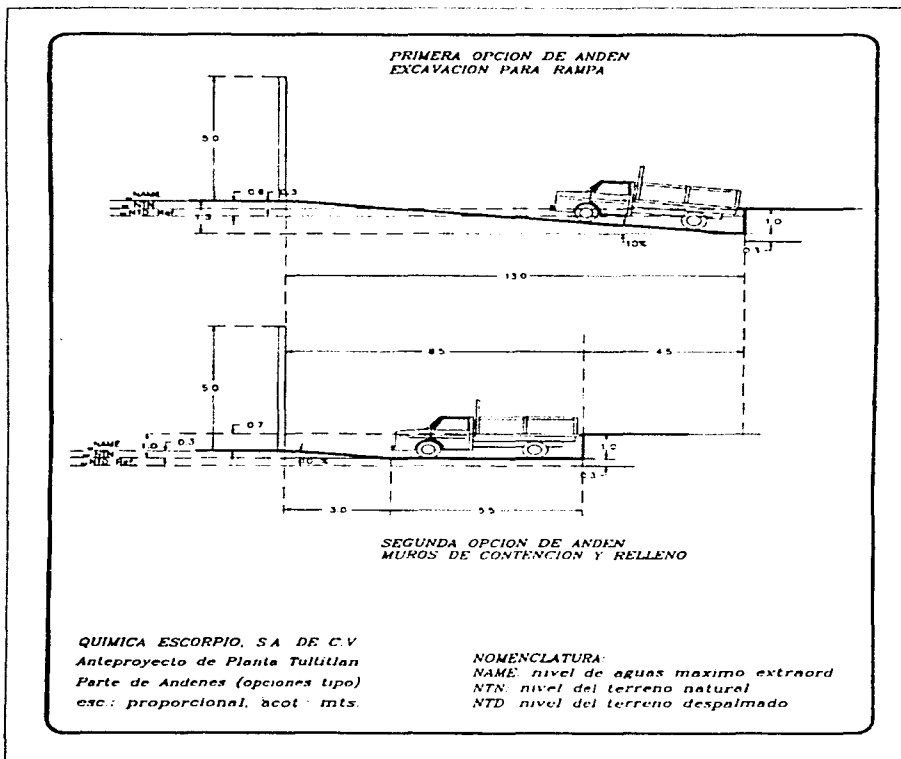


FIG. 1.14

1.2.5) Restricciones de Uso de Suelo:

Las restricciones que demandó el Gobierno del Estado de México a través de la Srfa. de Desarrollo Urbano y Obras Públicas, para Uso de suelo en la zona correspondiente a nuestro proyecto, fueron las que se estipulan en la Licencia de Uso de Suelo, mostrada como figura 1.15.

AUTORIZACION DE LICENCIA ESTATAL DE USO DEL SUELO

Num. de Licencia: 001/1130/90

CONDICIONES Y RESTRICCIONES

A. Cronograma de liberación y restricciones.

QUE NO DEJARAN POLVOS FINOS, GASES O RESIDUOS DE LA CONSTRUCCION.

EMISIONES DE OLORES Y/O VIBRACIONES QUE PUEDAN TRANSMITIRSE EN LOS LIMITE DEL PREDIO.

QUE NO EXISTAN VERTIDOS DE MATERIALES TOXICOS, CORROSIVOS, INFLAMABLES, EXPLOSIVOS O RADIOACTIVOS.

QUE NO DEJARAN RESIDUOS LIXIVIADOS A LOS VECINOS DEL PREDIO O A LA VIA PUBLICA Y CON EL ESTACIONAMIENTO Y SUS MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA EN EL INTERIOR DE SU PREDIO.

MUSELOS SANITARIOS DEBERAN SER CUBIERTOS Y DEBERAN AGUILLONAR CON CERRAJE DE 1.00 METROS (SIEMPRE NORMA OFICIAL MEXICANA) Y CON UNO (1) METRO DE ALTURA OFICIAL DE LA FEDERACION DE PROTECCION DE INGENIEROS DE MEXICO.

DEBERA DE CUMPLIR CON LAS NORMAS DE PROTECCION DEL SUELO, S.A. (SINPRE) CONTRA DERRAMES DE MATERIAS LIQUIDAS Y GASEOSAS QUE PERMITAN DEVENIR Y CORRER SIN LOS RIESGOS DE CONTAMINACION.

DEBERA PREVENIR SITUACIONES DE CONTAMINACION DE AGUAS SUBTERRANEAS Y SUPERFICIALES DEL PREDIO Y SEPARACION DE LOS...

DEBERA RESPETAR LAS RESTRICCIONES QUE EN SU MOMENTO SEPAAR EL ALINEAMIENTO OFICIAL ESTIPULADO POR EL H. AYUNTAMIENTO (ASÍ COMO EL PUNTO DE VISTA GENERAL Y ORIENTACION, ENERGIA ELECTRICA, GASOMETRO, CLOSETO, VENTILADOR, ETC.)

DEBERA DE POSUCIONAR A PARTIR DE 2 AEROSLES POR CADA 100.00 M² DE SUPERFICIE, COLOCAR UNA TORNA DE 4" CONTRA INTRUSIONES DEBERA CERRAR ENTRE UN RADIO DE 3.00 METROS O UN DIAMETRO DE 6.00 METROS DESDE EL LOS LIMITE DEL ALINEAMIENTO...

CONDICIONES DE USO DEL SUELO

Uso General del Suelo: UCHA 4M2, MIXTA COMERCIAL, RESIDENTIAL Y VIVIENDA...
 Contorno de Utilizacion: ...
 Estructura de Utilizacion: ...

El edificación de este inmueble quedará cancelada esta licencia.

DEBERA DE CUMPLIR CON LAS RESTRICCIONES QUE EN SU MOMENTO SEPAAR EL ALINEAMIENTO OFICIAL ESTIPULADO POR EL H. AYUNTAMIENTO (ASÍ COMO EL PUNTO DE VISTA GENERAL Y ORIENTACION, ENERGIA ELECTRICA, GASOMETRO, CLOSETO, VENTILADOR, ETC.)

DEBERA DE POSUCIONAR A PARTIR DE 2 AEROSLES POR CADA 100.00 M² DE SUPERFICIE, COLOCAR UNA TORNA DE 4" CONTRA INTRUSIONES DEBERA CERRAR ENTRE UN RADIO DE 3.00 METROS O UN DIAMETRO DE 6.00 METROS DESDE EL LOS LIMITE DEL ALINEAMIENTO...

Fecha de expedición: 7-DIC-91

Compromiso de pago: ...

Funcionario: ...

Carácter: ...

FIG. 1.15

La primera restricción en cuanto a la emisión de polvos, gases, y desechos de combustión, se consideró para algunos de los productos químicos ya descritos, que al "estabilizarse" en ambientes con altas temperaturas, despiden en forma mínima (ppm), vapores de ácido clorhídrico, por lo que su almacenamiento se proyectó inicialmente en lugares cerrados, frescos, y alejados de áreas de trabajo.

En lo referente a la restricción del manejo de materiales tóxicos, corrosivos, etc., se dio aviso a todas las dependencias existentes en el momento (1991) con relación al caso (Dirección de Regulación Sanitaria del Edo. de México, Dirección de Ecología del Municipio de Tultitlán), que las actividades de *Química Escorpio*, se concretaban al almacenamiento y transporte de tales productos y no a su empleo, por lo que estando tales productos envasados de forma adecuada, no se exponía a la población a los riesgos que implica su manejo; sin embargo se manifestó y demostró (visitas a la planta y dando pláticas en tales dependencias), que la misma empresa poseía el equipo (alarmas, equipos de seguridad mecánicos y personales, etc.) y personal adecuado para atender cualquier contingencia que se presentara por el almacenamiento, transporte y empleo de estos productos químicos.

No hay emisiones luminosas al exterior, excepción hecha durante la construcción de la cubierta de la nave, ya que los trabajos de soldadura eléctrica en la fabricación de equipos se hace dentro del taller, y aun siendo en la nave, los destellos luminosos no son visibles desde el exterior por los 5 m de altura de la fachada y linderos, mientras que el estacionamiento y las maniobras de carga y descarga ya se consideraron dentro de las necesidades, para realizarse totalmente dentro del predio.

Se requirió en el proyecto de instalaciones hidrosanitarias, el empleo de muebles de bajo consumo (sanitarios con depósito para 6 lt).

En cuanto al cumplimiento de normas por parte de SECOFI, SSA y CEAS, no tenemos conocimiento a la fecha de algún reglamento específico para el manejo de productos químicos especiales como el cloro, e incluso la propia Dirección de Regulación Sanitaria (Jurisdicción no. 6 de Cuautitlán) del Edo. de México dado su desconocimiento, solicitó a *Química Escorpio* de pláticas y asesoría respecto del manejo y uso adecuados del cloro (mismas realizadas en Junio de 1993), indicando que los lineamientos de seguridad en el manejo y uso de cloro que sigue la empresa, son los establecidos por el Instituto Americano del Cloro.

Se consideró en el proyecto el empleo de recubrimientos (pinturas) retardantes del calor para las estructuras metálicas, como es el caso de la cubierta de la nave y de las escaleras de oficinas.

Se previó la recuperación de aguas pluviales, mediante la captación de lluvia en los techos de oficinas, nave y cuartos de almacén para conducirla y almacenarla en una cámara de la cisterna, misma donde se recogerían las aguas grises (descargas de lavabos), para tratar esta mezcla y reaprovecharla en los servicios de sanitarios, lavado de vehículos, riego de jardín, etc.; razón por la que existen varios sistemas de drenaje, uno de aguas negras dirigido hacia la fosa séptica (a la fecha 1997 no hay drenaje en la calle Presa Marte R. Gómez) y otro de aguas grises hacia la cámara de recuperación de la cisterna. La cisterna se proyectó para dos cámaras de 10 m³ cada una; la de suministro para agua limpia y la de recuperación para aguas grises y pluviales. Las precipitaciones en el patio de carga (con piso de tezontle), jardín, así como los excedentes de la cámara de recuperación de la cisterna, se dejan filtrar através del suelo. De esta manera se disminuye el consumo de agua y se ayuda a la recuperación de los mantos freáticos de la zona (el abastecimiento de agua del municipio de Tultitlán así como de otros municipios es a base de pozos), evitando el hundimiento acelerado del terreno. Con lo anterior se cumplieron también los requerimientos de la Dirección de Ecología del mismo Municipio.

En relación al alineamiento oficial, *Química Escorpio* cedió al municipio una franja de 0.81 m de ancho por los 36.15 m de frente sumando 29.28 m² con el fin de que la calle Presa Marte R. Gómez pudiera ensancharse, quedando el predio con 972 m² finalmente; a cambio se eliminaba la restricción que impedía construir la franja frontal de 7.0 m del terreno; ya que de hacerlo, no habría espacio suficiente en el patio de carga para colocar los vehículos sin sobresalir del alineamiento.

Como complemento al proyecto de instalación hidráulica, se incluyó la instalación de una toma siamesa (estándar) colocada a manera de quedar libre en un semicírculo exterior (dentro de la vía pública) de 3 m de radio, con su respectiva línea para alimentarse de la cámara de suministro de la cisterna, así como incluir una línea independiente en circuito alrededor de la nave, para alimentar dos hidrantes colocados en contraesquina. Con lo anterior, también se satisficían los requerimientos de la Dirección de Ecología de Tultitlán (no existe a la fecha Departamento de bomberos en este municipio) y de la Dirección de Regulación Sanitaria del Estado.

Se debían proyectar al menos cuatro cajones de estacionamiento.

Por las restricciones de tiempo y dinero, expuestas anteriormente, las licencias se tramitaron para 540 m² de construcción, ya que sólo se tenía contemplada la construcción del primer piso del proyecto. Los 540 m² se obtuvieron de un primer tanteo para la planta baja. Posteriormente se hizo la actualización para considerar el área total del proyecto, sin embargo se respetó la restricción de tener una altura máxima de 9.00 m ya incluidas las dos plantas.

Se restringía la cantidad de aguas de desecho a 55 m³ por día, muy superior al consumo total máximo estimado de 12.5 m³/día.

El consumo de energía eléctrica debía limitarse a no más de 1,000 kwatts y el voltage hasta de 34.5 kvolts. La carga máxima estimada era de 11 kwatts en sistema trifásico a 220 volts.

Las emisiones sonoras debían ser menores a 65 dB medidas en los linderos; (equivalente a la intensidad del ruido de una aspiradora aproximadamente), además no se contempla el uso de maquinaria que provoque movimientos trepidatorios que la propia estructura no pueda disipar (la vibración producida por los motores de las máquinas-herramienta se amortiguan colocando suficientes placas de neopreno entre los apoyos de la bancada y el piso al que se ancla).

Toda la construcción estará separada de los linderos al menos 5 cm., para dejar una junta de oscilación sísmica entre las construcciones vecinas (RCDF), y las zonas cuya planta baja sea elevada con respecto al nivel del terreno natural, tendrán muros de contención diseñados para resistir el empuje del suelo y cargas que sobre él actuen. Aunque las substancias por almacenar no son susceptibles de atravesar su envase y contaminar el ambiente.

CAPITULO 2

PROYECTO ARQUITECTÓNICO

2.1) Definición:

El Proyecto Arquitectónico de una edificación, se puede definir como el conjunto de representaciones gráficas (por convención bidimensionales como plantas, cortes y alzados); hechos a una proporción (escala) y acotación adecuadas, que describen en forma clara y precisa a los espacios específicos a cada actividad para la que estará destinada la edificación, de manera que estas se puedan desarrollar bajo condiciones óptimas. Esto incluye aspectos tales como la orientación, disposición, dimensiones en planta y alzado, amueblado, vegetación, materiales constructivos, acabados, y demás especificaciones que definan el tamaño, forma, textura, color y le combinen armoniosamente.

El desarrollo de un proyecto arquitectónico, requiere del conocimiento de varias disciplinas como la antropometría, que permite el diseño de espacios óptimos para cada actividad mediante el estudio de las dimensiones humanas (RBB). Así mismo se requiere del conocimiento de los efectos de iluminación, ventilación, acústica, orientación, temperatura, volumetría, textura, así como de historia (costumbres), sociología (ideología) y estética; con el fin de dotar a los espacios que diseña con las condiciones adecuadas a cada necesidad.

Debido a que algunas de estas condiciones son comunes a la generalidad de las edificaciones para lograr un mínimo de comodidad, funcionalidad y seguridad, además en lo que refiere al contexto de planificación y desarrollo urbano regional, deben cumplirse las disposiciones correspondientes al Proyecto arquitectónico contenidas en los reglamentos de construcciones, mismas que se consideran necesarias más no suficientes para cumplir las condiciones citadas.

2.2) Revisión de acuerdo al RCDF-87 (R19)

Para el Proyecto arquitectónico que se presenta, se atendió al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, por considerarse más completo y detallado que el correspondiente al Estado de México.

Por lo anterior, se hará una revisión del cumplimiento de los artículos 72 al 171 correspondientes al Título V del RCDF-87 (R1) por parte del Proyecto Arquitectónico presentado:

A continuación solo se anotan los artículos relacionados a este proyecto

Capítulo I *Requerimientos del Proyecto Arquitectónico*

Art. 73

No sobresalen elementos arquitectónicos del alineamiento.

Art. 74

Altura máxima del edificio = 2 × dist. entre alineamiento correspondiente y alineamiento opuesto:

$$H_{\text{máx}} = 2 \times (9 \text{ m ancho de calle} + 2 \times 1 \text{ m banquetas}) = 22 \text{ m}$$

$$H = 0.75 \text{ m (nivel P.B.)} + 6 \text{ m (columnas de nave)} + 2.58 \text{ m (cubierta)} = 9.33 \text{ m.}$$

$$H_{\text{máx}} = 22 \text{ m} > H = 9.33 \text{ m}$$

Art. 76

Superficie construida máxima permitida en función a la intensidad de uso de suelo establecida.

Aunque no se marca intensidad de uso de suelo en la licencia correspondiente, se considera que como zona comercial y de vivienda, le corresponde una intensidad media por lo que la relación de superficie construida a superficie total del terreno deberá ser no mayor a 3.5

Superficie terreno 1001.36 m²

superficie total construida

CONSTRUCCIÓN	SUPERFICIE. M ²
PLANTA ALTA	204.55
PLANTA BAJA	622.08
TOTAL	826.63

$$826.63 / 1001.36 = 0.826 < 3.5$$

Art. 77

Superficie del terreno que deberá quedar sin construir para permitir la filtración de agua al suelo: Para superficie de terrenos desde 500 hasta 2000 m² deberá dejarse el 22.5% libre.

$$1001.36 \times 0.225 = 225.306 \text{ m}^2 \text{ libres}$$

CONSTRUCCIÓN	SUPERFICIE. M ²
TALLERES	77.85
OFICINAS	117.25
NAVE BODEGA	360.00
MUROS PERIM. EXT. Y CASETA	66.98
TOTAL PLANTA BAJA	622.08

$$\text{Superficie libre} = 1001.36 - 622.08 = 379.28 \text{ m}^2 > 225.306 \text{ m}^2 \text{ requeridos}$$

Art. 78

La edificación tiene como límite posterior orientación norte hacia donde está cargada la construcción, sin embargo colinda con predio de la misma intensidad (industrial), habiendo dejado 10 cm de separación para cumplir art. 211.

Art. 80

Espacios para estacionamiento:

Almacenamiento y abasto: 1 cajón por cada 150 m² construidos:

$$826.63 / 150 = 5.5 \approx 6 \text{ cajones}$$

Capítulo II Requerimientos de Habitabilidad y Funcionamiento

Art. 81

(1) Dimensiones mínimas y características de locales:

a) Oficinas

Superficie destinada solo a Oficinas (Planta alta): 113.54 m²

altura de entrepiso mínima: 2.5 m

No. máximo de personas oficina: 7

Oficinas desde 100 hasta 1000 m²

ÁREA INDICE [m ² /PERSONA]	ALTURA MÍN. DE ENTREPISO [m]
6.00 (2)	2.30

Área mínima requerida: 7 personas × 6.00 m²/persona = 42 m² < 113.54 m²

altura mínima: 2.30 m < 2.50 m

b) Baños (para comercios)

Número máximo de usuarios simultáneos de baño bodega: 8

Área baño bodega: aproximada 5.80 × 4.30 = 24.9 m²

Altura de entrepiso (planta baja) = 2.85 m

ÁREA INDICE [m ² /USUARIO]	ALTURA MÍN. DE ENTREPISO [m]
1.30	2.70

Área requerida baño 8 × 1.3 = 10.4 m² < 24.9 m²

altura mínima 2.70 < 2.85 m

(1) Para el diseño de espacios se consultó (R38)

(2) Incluye privados, sala de juntas, áreas de apoyo y de circulación

c) Comedor

Área comedor $5.8 \times 2.8 = 16.3 \text{ m}^2$
 altura entrepiso (planta baja) = 2.85 m

ÁREA (m ²)	ALTURA MÍN. DE ENTREPISO (m)
6.30	2.30

Área requerida : $6.3 \text{ m}^2 < 16.3 \text{ m}^2$
 altura mínima : $2.3 \text{ m} < 2.85 \text{ m}$

Capít. III *Requerimientos de higiene, Servicios y acondicionamiento ambiental:*

Art. 82

Demanda de agua potable

ACTIVIDAD	DOTACIÓN
OFICINAS	20 L/m ² /día
INDUSTRIA (1)	100 L/TRABAJADOR/día

Oficinas $113.54 \text{ m}^2 \times 20 \text{ lt/m}^2/\text{día} = 2270.8 \text{ lt/día}$
 Bodega 10 trabajadores $\times 100 \text{ lt/trabajador} = 1000.0 \text{ lt/día}$

demanda total diaria = 3270.8 lt

Art. 83

Tipo y cantidad de muebles

Oficinas hasta de 120 m^2 (113.54 m^2) y hasta 15 trabajadores (son 7):

EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
1	1	-

Baño oficinas: 1 excusado y 1 lavabo

Industrias almacenes y bodegas donde se manipulen sustancias que ocasionen manifiesto desaseo. Hasta 25 personas: (10 trabajadores de sexo masculino)

(1) Se considera el caso donde se manipulan materiales y sustancias que ocasionan manifiesto desaseo.

Por manejo de materiales irritantes se coloca 1 lavabo más por cada 10 trabajadores.

Para sanitarios de hombres, se agregará un mingitorio para un máximo de 2 excusados.

EXCUSADOS	LAVABOS	MINGITORIOS	REGADERAS
2	3	1	2

Baño Bodega (hombres): 2 excusados, 1 mingitorio, 3 lavabos, 2 regaderas.

Dimensiones mínimas libres para muebles sanitarios:

MUEBLE	FRENTE (m)	FONDO (m)
EXCUSADO	0.75	1.10
LAVABO	0.75	0.90
REGADERA	0.80	0.80

Dimensiones dadas:

MUEBLE	FRENTE (m)	FONDO (m)
EXCUSADO Y MING.	1.10	1.30
LAVABO	0.90	1.10
REGADERA	1.10	1.40

Piso de baño azulejo antiderrapante, recubrimiento de azulejo en muros de muebles sanitarios, hasta 2.5 m altura (1.50 mínimo).

Art. 87

Para almacenamiento de productos químicos para tratamiento de aguas se tienen las siguientes obras de protección:

a) Para cilindros de 68 y 908 kg de cloro gas licuado a presión

Caseta de seguridad aislada del calor, con marcos de contención a base de tubo de acero de 3" diámetro cédula 40, dispuestos entre sí paralelamente y empotrados en perfil CE de acero 6" colados bajo firme de concreto de 10 cm de espesor, capaces de soportar el empuje lateral de los cilindros llenos contenidos entre ellos debido a sismo o empuje accidental. Se cuenta con detector de fugas de cloro, equipos de seguridad personal y mecánicos para casos de fugas y personal entrenado para atenderlos.

Nota: Se siguen las medidas de seguridad del Instituto Norteamericano del Cloro para estar dentro de las Normas Internacionales de Seguridad en el Uso y Manejo del Cloro, ya que a la fecha no existen Normas propias (nacionales).

b) Para Hipoclorito de sodio (líquido blanqueador a granel)

Depósitos especiales (tratados con resinas anticorrosivas al cloro) para contener 10 m³ de hipoclorito de sodio, densidad máx. 1.2 t/m³, soportado sobre una cimentación especial que permite inspeccionar el fondo del tanque y en caso de fuga, evitar derrames al suelo.

Art. 90

La ventilación de las zonas de oficinas, laboratorio, comedor, y baños, se harán naturalmente a través de ventanas hacia el jardín cuyas aberturas sean al menos 5% del área a ventilar

LOCAL		ÁREA. REQUERIDA m ²	ÁREA ABIERTA DE VENTANAS m ²
BAÑO OF CINAS	4.2	0.21	0.25
OFICINAS (SIN BAÑO)	109.3	5.47	7 x 0.6 + 3.0 entrada = 7.20
BAÑO BODEGA	24.9	1.25	0.5 vent.+ 3.0 entrada = 3.50
COMEDOR	16.2	0.81	1.20
ALMACÉN REFACCIONES	22.0	1.10	1.20
LABORATORIO	26.8	1.34	3.60
TALLER	22.0	1.10	7.28 entrada
NAVE BODEGA	360.0	18.00	63.00

Art. 91

Área mínima de ventanas para iluminación de locales:

Sur: 20% del área a iluminar

Este y Oeste: 17.5% del área a iluminar

LOCAL		ÁREA. REQ. m ²	ÁREA DE VENTANAS m ²
BAÑO OFIC.:este	4.2	0.74	0.58
OFICIN 8/9 E-O y 1/9 S	109.3AS:	20.83	1.2x6 + 1.63 + 2x2.64 = 14.11
BAÑO BODEGA Este	24.9	4.36	0.57 vent. + 2.25 entrada = 2.82
COMEDOR: Este	16.2	2.84	1.82 vent + 2.25 entr. = 4.07
ALMACÉN REFACC.: Este	22.0	3.86	1.82 vent + 3.00 entr. = 4.82
LABORATORIO: 2/3 E-O 1/3 S	26.8	4.06	2x1.2 + 2.38 = 4.78
TALLER: Este	22.0	3.86	7.28 entrada
NAVE BODEGA: Norte y Sur	360.0	63.00	6x3 + 3x21 + 2x21 = 123

Se obtiene un déficit de iluminación en baños de oficinas, oficinas y baño de bodega, que deberá cubrirse con luz artificial.

Cantidad de iluminación necesaria:

LOCAL	NIVEL ILUMIN. (LUXES)
OFICINAS	250
TALLERES, LAB., ALMAC. REF.	300
NAVE BODEGA Y ALMACÉN	50
COMEDOR	250
BAÑOS	250

Art. 93

Patios de iluminación:

Patio lateral:

para oficinas: dimensión mínima: $2.5 \text{ m} \text{ o } H/3 = 4 \text{ m}/3 = 1.33 \text{ m}$

ancho del patio: aprox. $5.50 \text{ m} > 2.50 \text{ m}$

Patio delantero:

para oficinas: $2.5 \text{ m} \text{ o } H/3 = 5 \text{ m}/3 = 1.67 \text{ m}$

ancho mínimo del patio: aprox.: $8.0 \text{ m} > 1.67 \text{ m}$

Capítulo IV: *Requerimientos de comunicación y prevención de emergencias:*

Art. 95

La mayor distancia desde el interior del predio hasta la vía pública es de aprox. 45 m; mientras que la máxima permisible se de:

$40 \text{ m} \times 1.5$ (cuenta con sistema contra incendio) = 60 m

Art. 98

La altura mínima libre de cualquier entrada, deberá ser de 2.10 m mientras que el ancho mínimo dependerá del local:

LOCAL	ALTURA LIBRE mín (m)	ANCHO PUERTA mín.(m)
ACCESO PRINC. OFICINAS	2.10	0.90
OFICINA	2.10	0.75
COMEDOR	2.10	0.75
BAÑOS	2.10	0.75
LABORATORIO (1)	2.10	1.20
TALLERES (1)	2.60	2.70
ALMACÉN REFACC.(1)	2.10	1.20
ALMACENES (1)	2.10	2.00
ANDENES (1)	3.50	3.50 y 4.00
ENTRADAS VEHÍCULOS (1)	4.60	6.00

Art. 99

dimensiones mínimas de pasillos:

Pasillo en Planta baja para llegar a escalera de oficinas:
 ancho mínimo: 0.90 m, altura mínima: 2.30 m

ancho pasillo: 1.2 m > 0.90 m, altura: 2.50 m > 2.30 m

Ancho de pasillo en voladizo de edificio de talleres:

1.00 m > 0.90 m, altura: 3.00 m > 2.30 m

Art. 100

Ancho mínimo de escaleras (2 niveles)

ancho mínimo escalera principal de oficinas: 0.9 m < ancho: 1.25 m

ancho mínimo escalera de caracol en edificio de talleres: 0.9 m = ancho: 0.9 m

huella mínima escalones: 25 cm < huella esc. ofic.: 30 cm
 peralte escalera de oficina: 16.7 cm ∈ límites: [10,18 cm]
 barandales a 0.90 m a partir del escalón.

Art. 107

Los equipos de bombeo y maquinaria empleados, están fuera y lejos de las oficinas, de manera que su intensidad no moleste al personal de oficina.

(1) Determinadas para entrada y salida de producto, equipo y materiales

Art. 112

Para la zona de estacionamiento en andenes, se colocarán bandas amortiguadoras que eviten el golpe de los vehículos a la construcción.

Secc. segunda

Previsiones contra incendio

Art. 116

La edificación cuenta con equipo e instalaciones contra incendios.

Art. 117

La edificación se clasifica como de riesgo menor, debido a lo siguiente:

altura: 10,86 m < 25,00 m
área construida: 863,26 m² < 3000 m²
ocupantes: máximo 20 < 250

Las sustancias que se almacenan no son combustibles ni explosivas, ya que los cilindros de cloro, cuentan con tapones fusible, que provocan la salida del gas antes que la explosión del cilindro. Sin embargo un escape de cloro es peligroso debido a su toxicidad, aunque el fuego se ahoga en una atmósfera de cloro.

Art. 118

El tiempo que deberán resistir los materiales al fuego directo sin producir flama ni gases tóxicos para este caso, deberán ser de 1 hora; como se consideran incombustibles los elementos estructurales de concreto, mampostería, mortero, vidrio, solo se deberán proteger los elementos estructurales metálicos mediante recubrimientos retardantes del calor.

Art. 121

Se deberá contar con extinguidores de acuerdo al tipo de incendio en cada nivel, así como de señalización y a distancias menores a 30 m desde cualquier lugar:

gas halón para oficinas y talleres (equipo eléctrico y electrónico)
tipo ABC para casi cualquier tipo de incendio

Art. 122

Aunque la edificación se considera de riesgo menor, cuenta con equipo contra incendio. El sistema contra incendios instalado, consiste de: cisterna con capacidad de 20 m³ para alimentar toma siamesa; extinguidores de gas halón en talleres y oficinas; red hidráulica a presión para hidrantes de 1.5" y gabinetes para mangueras de 25 m impulsada por bomba para surtir a una presión de 3.0 kg/cm²

Art. 123

Los materiales empleados para recubrimiento de muros, no son combustibles: aplanados de mortero, y selladores.

Art. 125

Durante la construcción, se han tenido extinguidores, depósitos con agua y arena en caso de emergencia.

Art. 133

El pavimento en todas las zonas de la edificación es de concreto, mosaico o loseta de barro, que son a prueba de fuego.

Sección tercera

Dispositivos de seguridad y protección

Se cuenta con sistemas y equipos de seguridad, así como de personal entrenado para el caso de una contingencia con los productos químicos que se manejan.

Capítulo V Requerimientos de Integración al contexto e imagen urbana:

Art. 146

Para este caso a pesar de haber requerido la licencia de uso de suelo, no se requirió de estudios de imagen urbana; sin embargo para el estudio de impacto ambiental que se solicita en cualquier municipio del edo. de México vía Departamento de Ecología, sí se requirieron de planos que incluyeran fachadas.

Capítulo VI Instalaciones

Sección primera

Instalaciones hidráulicas y sanitarias

Art. 150

La presión en el suministro de agua de la red municipal es mayor a 10 m.c.a.

Art. 151

La altura entre el fondo del tinaco y la salida de agua más alta, es de 2.5 m., siendo de asbesto impermeable.

Art. 152

La tubería de suministro y distribución de agua fría y caliente, es de cobre rígido tipo M, mientras que la de agua potable es de material pvc hidráulico.

Art. 154

Los sanitarios instalados tienen una descarga máxima de 6 lt y el resto de los muebles cuentan con dispositivos ahorradores de agua que permiten descargas menores a 10 Lpm.

Art. 155

Aunque no se exige para este caso, se consideró el reaprovechamiento de aguas grises (lavabos y regaderas) así como el aprovechamiento de aguas pluviales, para aseo general y riego.

Art. 156

Se planearon sistemas de drenaje separados para aguas pluviales (hacia cisterna de reaprovechamiento).

Art. 157

Las tuberías de desagüe de muebles sanitarios son de pvc sanitario, fierro fundido (solo en excusado baño oficina) y cobre (fregadero y lavabos) con diámetros mayores a 2" en fregadero y lavabos y de 4" en excusados.

Art. 159

Las tuberías que conducen aguas residuales, son de asbesto-cemento de 6" de diámetro y con pendiente mayor de 2%.

La tubería de albañal del excusado del baño de oficina, consta de tubo de ventilación de 2" que corre hasta arriba del nivel de azotea.

La conexión de muebles sanitarios a tuberías de desagüe se hace empleando obturadores hidráulicos, así como para la colocación de coladeras de piso.

Art. 160

Los sistemas de drenaje cuentan con registros a no más de 10 m entre sí y en cada cambio de dirección de 40 x 60 cm de base (profundidad máxima menor a un metro).

Art. 161

Se requirió de construir una fosa séptica de cavidad múltiple excavada hasta 2.0 m de profundidad para llegar a un estrato permeable de tepetate que permitiera derramar y filtrar los líquidos a través de sus paredes recubiertas con muros de tabicón permeable desplantados sobre losa de concreto simple, para poder separar los sólidos y recibir tratamiento químico.

Así mismo se construyó un pozo de absorción excavado hasta el estrato permeable a donde se hizo llegar la tubería y se relleno con arenas y gravas para descarga de excedencias de aguas pluviales.

Art. 162

La descarga de fregaderos contará con trampa de grasas registrable.

Sección segunda

Instalaciones eléctricas

Art. 165

El Proyecto de instalación eléctrica contiene los siguiente:

- a) Diagrama unifilar
- b) Cuadro de distribución de cargas por circuito
- c) Planos de planta y elevación.
- d) Lista de material y equipo a emplear
- e) Memoria técnica

Art. 166

El proyecto eléctrico se realizará de acuerdo al Reglamento de Instalaciones Eléctricas del D.F.

Sección tercera

Instalaciones de combustibles

Art. 170

Se requerirá de instalación de gas doméstico (L.P.) en tanques de 20 kg situados en patio lateral alejados del paso de gente. La tubería hasta el calentador (menor a 3 m) será en tubo de cobre flexible tipo L oculta en el hueco trasero exterior del edificio de oficinas (donde se localiza el calentador).

Sección cuarta

Instalaciones telefónicas:

Art. 171

Se cumplirá lo dispuesto en las Normas de Instalaciones Telefónicas además de lo siguiente:

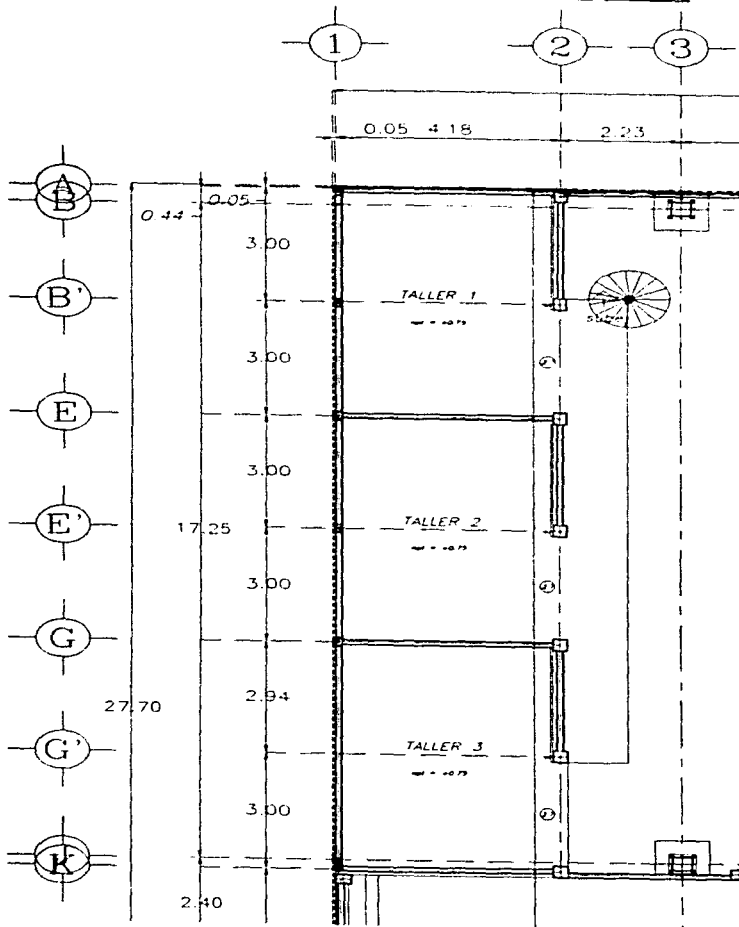
La distribución de líneas se hará con tubería de plástico rígido de 3/4" con registros tipo chalupa a cada 20 m máximo.

2.3) Planos de Proyecto Arquitectónico:

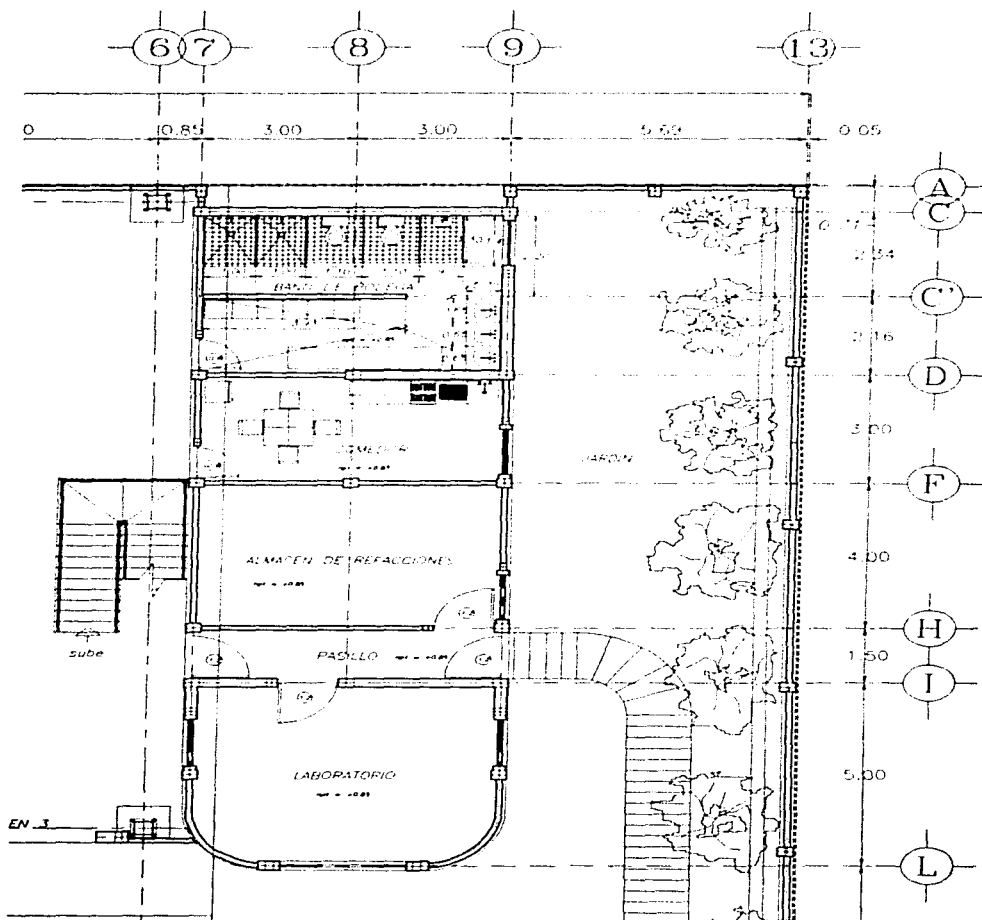
Conforme al RCDF-87, título IV, capítulo I artículo 56, se presentan copias reducidas de los planos del Proyecto Arquitectónico: 2 plantas (baja y alta), 4 fachadas interiores (3 interiores (talleres, oficinas y bodega) y fachada exterior; y 2 cortes ortogonales (a través de baños); hechas en computadora mediante el programa AUTOCAD R-10: (autodesk)

2.3.2) Planos arquitectónicos de Planta Baja:

PLANO 2.1: Edificio de Talleres: Talleres

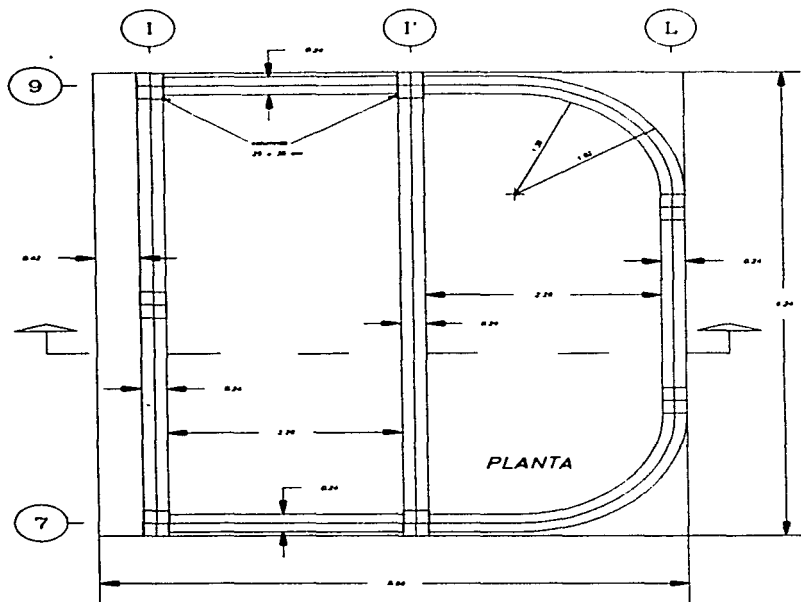


PLANO 2.2: Edificio de Oficinas: Laborat., Almacén de Refacciones, Comedor, Baño

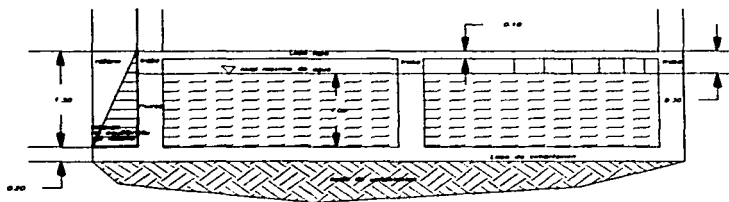


PLANO 2.3: Edificio de Oficinas: Cisterna

Diagrama de cisterna y cargas en losa de cimentación

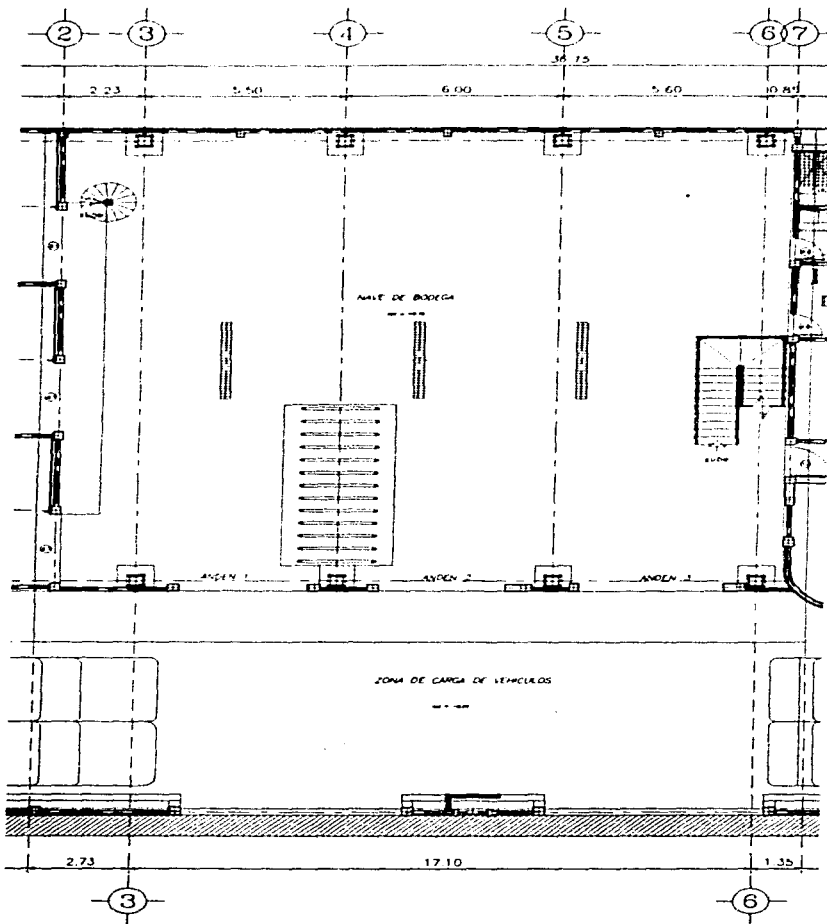


acot.: mts.

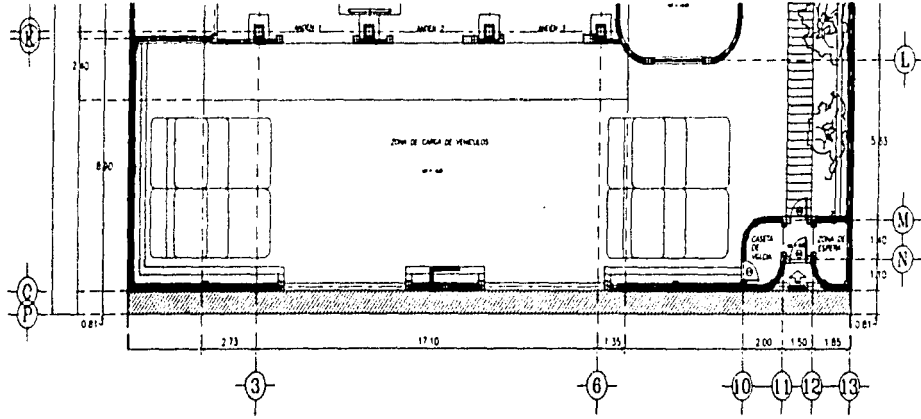


CORTE

PLANO 2.4: Nave de Bodega y Patio de Carga

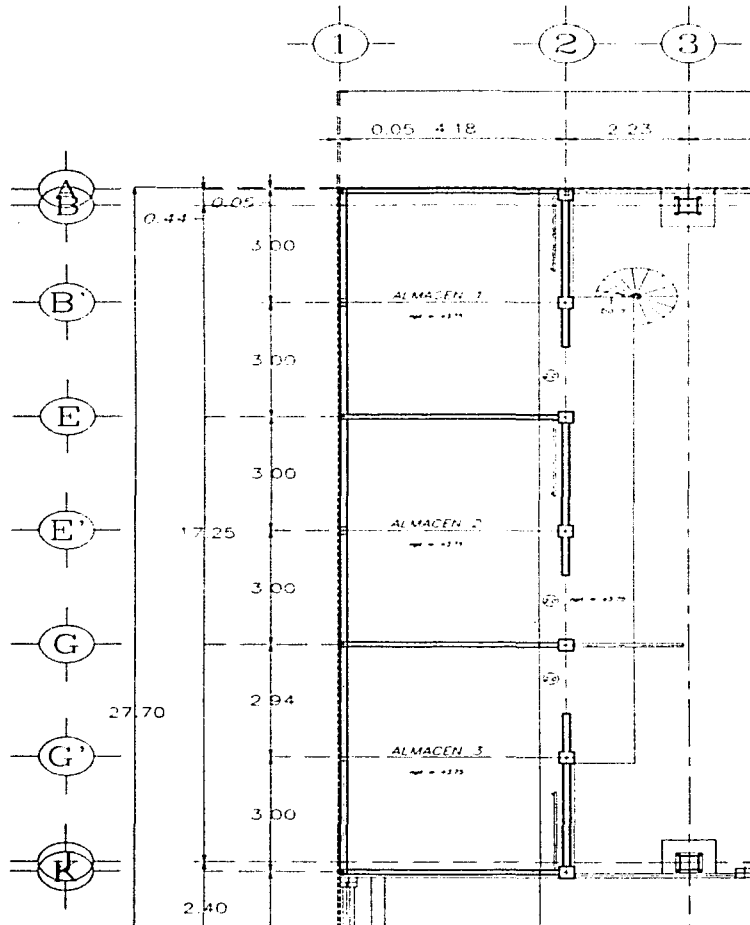


PLANO 2.5: Caseta de vigilancia, acceso principal y estacionamiento:

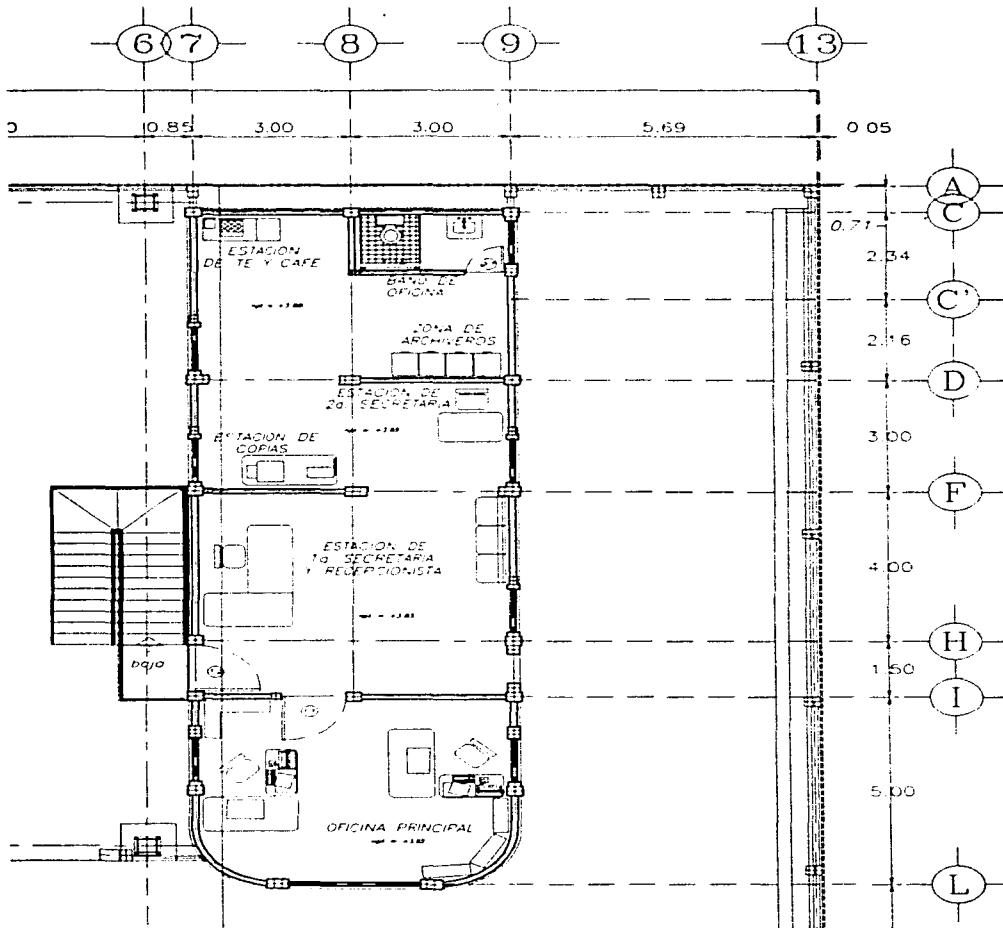


2.3.2) Planos arquitectónicos de Planta alta:

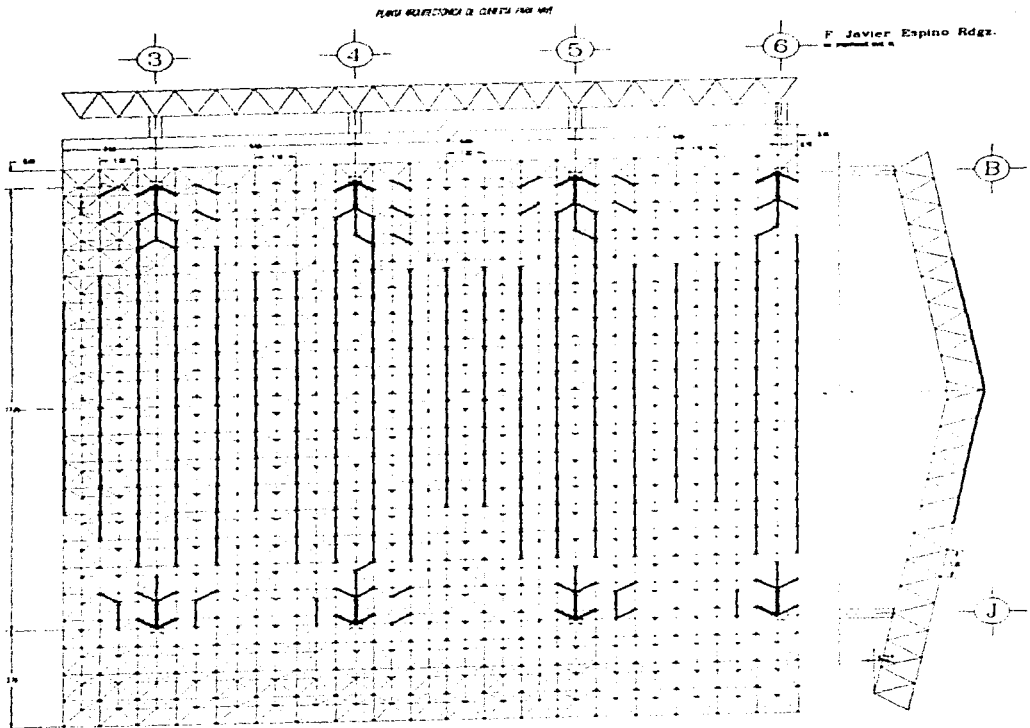
PLANO 2.6: Edificio de talleres: cuartos de almacén



PLANO 2.7: Edificio de oficinas: oficinas

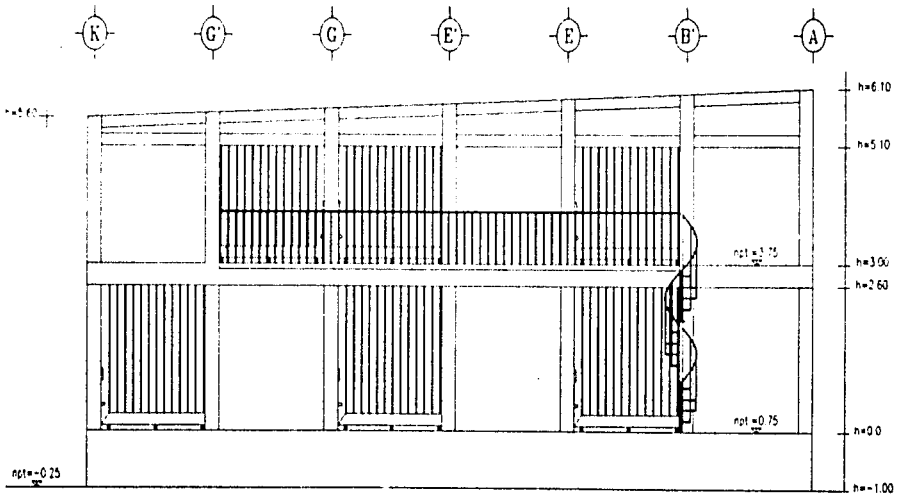


PLANO 2.8: Cubierta de Nave



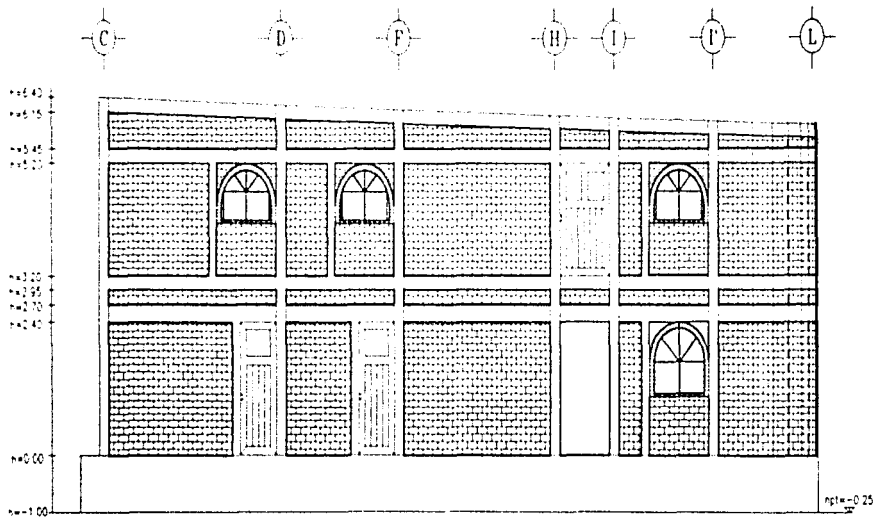
2.3.3) Planos arquitectónicos de fachadas:

PLANO 2.9: Edificio de Talleres



FACHADA EDIFICIO DE TALLERES

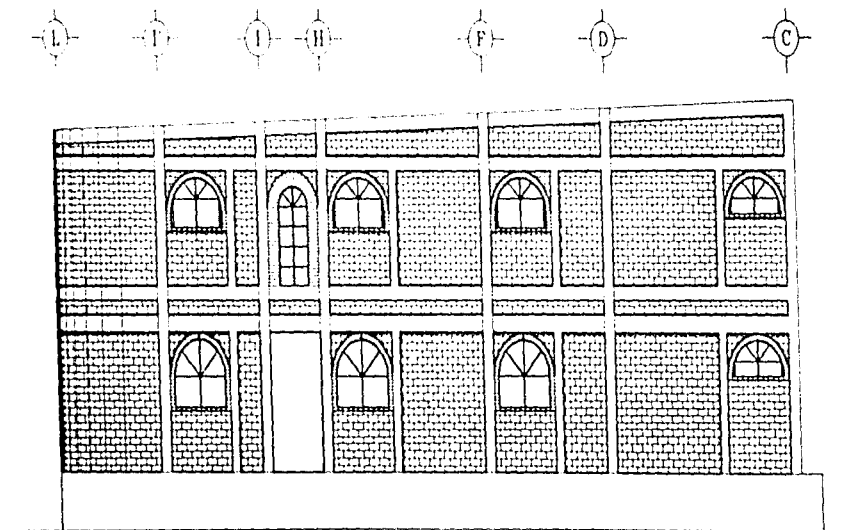
PLANO 2.10: Edificio de Oficinas, vista Oeste



FACHADA OESTE DE EDIFICIO DE OFICINAS
(NO SE MUESTRA LA ESCALERA)

ACOT: METROS

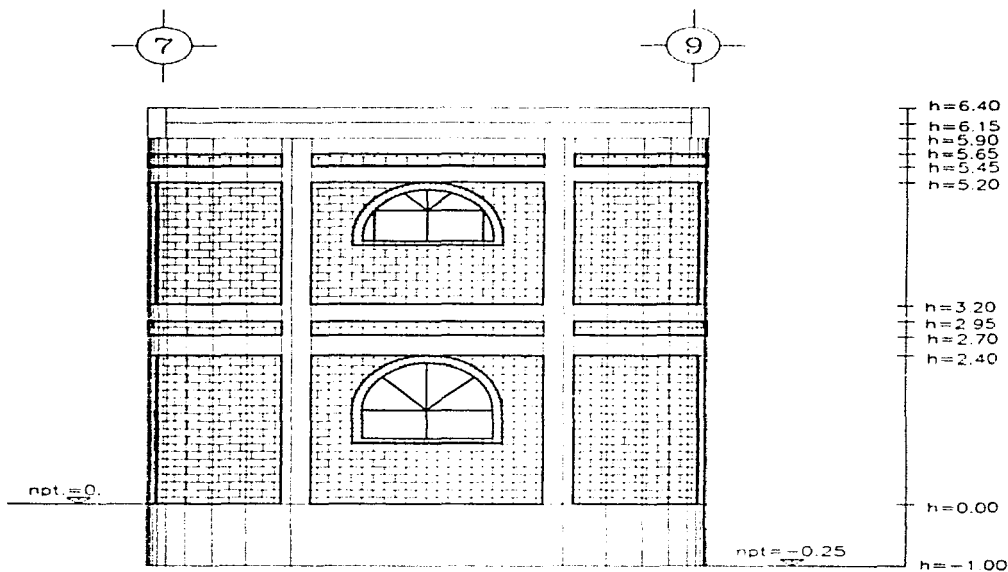
PLANO 2.11: Edificio de Oficinas, Vista Este



FACHADA ESTE DE EDIFICIO DE OFICINAS

ACOT. METROS

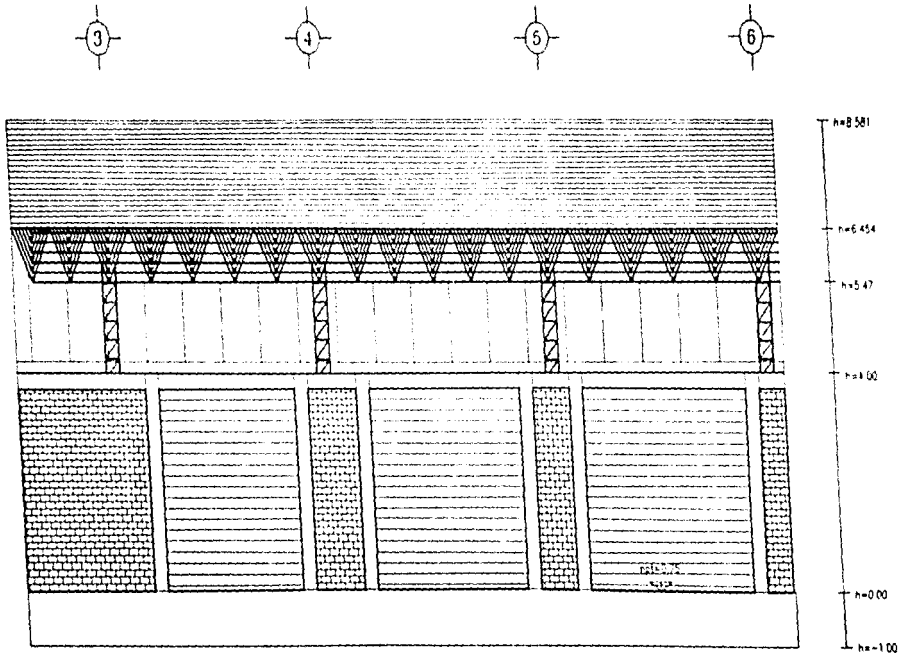
PLANO 2.12: Edificio de Oficinas, vista Sur



FACHADA SUR (FRONTAL) DE EDIFICIO DE OFICINAS

Geo Sabier Espino Robriguez

PLANO 2.13: NAVES

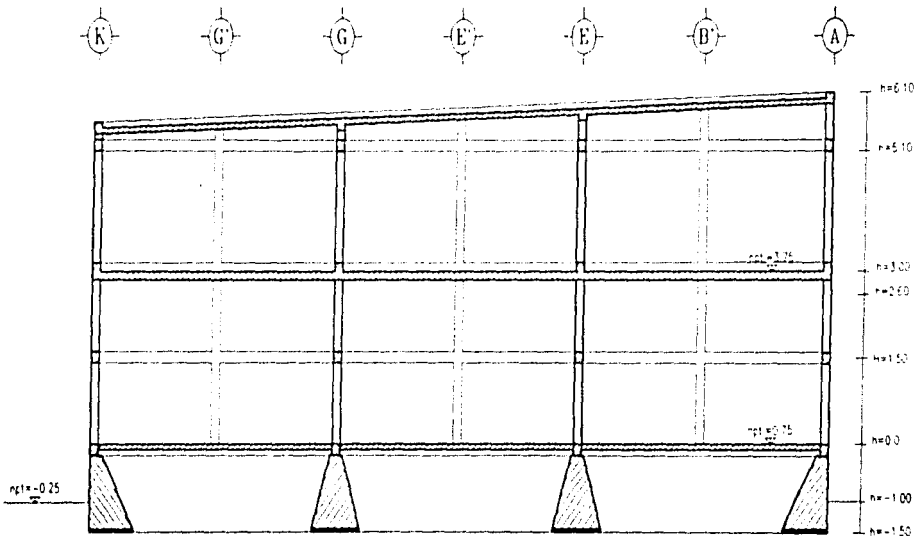


FACHADA (FRONTAL) DE NAVES

ACOT.: METROS

2.3.4) Planos arquitectónicos de cortes:

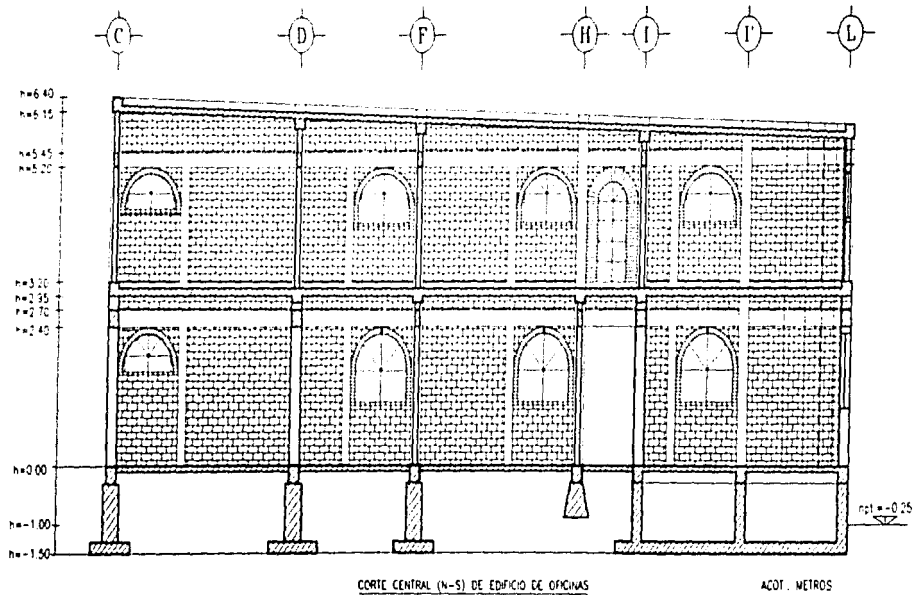
PLANO 2.13: Edificio de Talleres



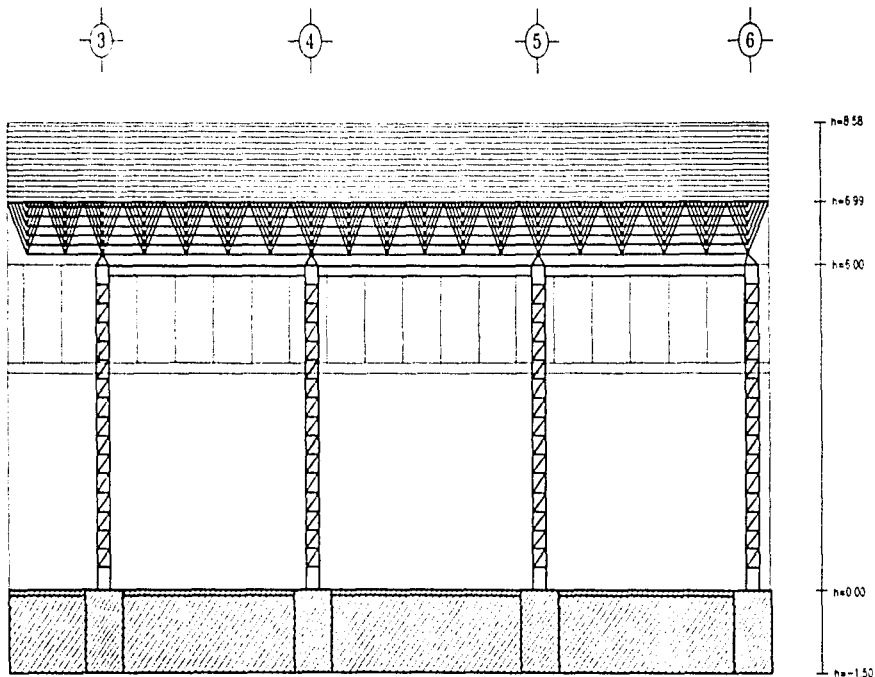
CORTE CENTRAL N-S DE EDIFICIO DE TALLERES

ACOT METROS

PLANO 2.14: Edificio de Oficinas



PLANO 2.15: Nave



CORTE DE NAVE A TRAVÉS DEL EJE "J"

CAPITULO 3

MARCO TEÓRICO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

3.1) El Proyecto Estructural:

Una vez definido el Proyecto Arquitectónico, se procede al desarrollo del Proyecto Estructural; este permite obtener todas las especificaciones necesarias, para la construcción de todos y cada uno de los elementos que componen la estructura de la edificación; naturalmente estas especificaciones están encaminadas a proveer a la estructura de la resistencia necesaria para soportar las cargas o acciones que pudieran presentarse durante su vida útil. De esta manera el Proyecto Estructural debe cumplir dos aspectos principales: primero: Garantizar la Seguridad de la Edificación ante "casi cualquier evento"; y segundo: Reducir los costos de la construcción de la Estructura a lo indispensable, pero sin menoscabo de la Seguridad.

En el primer aspecto que pretende el Diseño Estructural se ha escrito "casi cualquier evento", y aunque se podría pensar que en su lugar debería decir "todo evento posible", desafortunadamente no es así, especialmente hablando de eventos sísmicos.

Para justificar lo anterior es necesario dar una introducción a los conocimientos básicos necesarios para el diseño de estructuras.

Primeramente se deben conocer los sistemas de carga que actuarán sobre la estructura en cuestión, los cuales de acuerdo a la duración de su intensidad, se clasifican en: Cargas permanentes, cargas variables, y cargas accidentales. Dentro de las primeras se consideran la carga muerta (peso propio de la edificación), empujes estáticos de suelos y líquidos, deformaciones debidas a hundimientos diferenciales de los apoyos, etc.; las cuales prácticamente permanecen constantes en el tiempo. Como cargas variables se consideran las cargas vivas (peso de mobiliario y de personal) correspondientes al destino de la edificación, empujes dinámicos de líquidos, etc.; cuya intensidad puede cambiar por largos intervalos de tiempo. Las cargas Accidentales como las producidas por sismos, vientos, impactos, y otras que no se deban al funcionamiento propio de la estructura, las cuales alcanzan grandes intensidades en pequeñas lapsos de tiempo.

Para fines prácticos, los primeros dos tipos de carga se consideran como cargas estáticas, es decir que se pueden suponer sin variación alguna en intensidad e incluso actuando uniformemente sobre la estructura; por lo que bajo estas cargas, las estructuras se *analizan con métodos estáticos*. Mientras que para las cargas accidentales, formalmente se deben emplear *métodos dinámicos*, donde para cada valor de tiempo se tiene un valor distinto de carga o dicho de otro modo, las cargas aplicadas están en función del tiempo. Sin embargo, bajo simplificaciones muy grandes a veces se pueden suponer como cargas estáticas, y por lo tanto analizarlas por métodos estáticos.

Para poder comparar un problema estructural estático con uno dinámico, primero estudiaremos el más simple: el estático:

Consideremos la estructura de una edificación con unas dimensiones iniciales propuestas y hechas de un material cuyo comportamiento *esfuerzo-deformación* pueda suponerse linealmente elástico (el material estructural más próximo a este tipo de comportamiento es el acero). Cuando aplicamos a esta estructura las cargas de mobiliario, equipo y personal debidas al funcionamiento propio del inmueble, (además de su peso propio), estaremos considerando el sistema de carga vertical: carga viva + carga muerta, el cual actuará lo suficientemente despacio sobre la estructura debido a que todas estas cargas se aplican gradualmente hasta su máximo valor, (las fuerzas de inercia que se generan son despreciables), de modo que no le provocará vibración apreciable produciéndose desplazamientos y deformaciones en los elementos de la estructura (columnas, trabes, muros, losas, cimientos, etc.), que después de llegar a sus máximos valores permanecerán constantes mientras lo haga el sistema de carga; y por lo tanto tendremos un problema estático.

Planteando una ecuación de equilibrio entre fuerzas aplicadas y *fuerzas resistentes*, tendremos que en ausencia de fuerzas de inercia (no hay aceleraciones en la estructura), las cargas aplicadas [F], deben ser equilibradas por las fuerzas elásticas de la estructura [Fe], mismas que serán proporcionales a los desplazamientos [x] causados, si suponemos que el material de la estructura se comporta según la Ley de Hooke, podemos expresarlo matricialmente como:

$$[F] = -[Fe] \quad \text{o} \quad [F] = [k][x] \quad (3.1)$$

A la solución de este planteamiento se le denomina *Método de las rigideces*, que consiste en obtener una relación lineal entre las fuerzas aplicadas y los desplazamientos (desalojamientos) producidos, de tal manera que conocidas las fuerzas aplicadas en cada punto y dirección de la estructura, se determinen sus desplazamientos correspondientes (Al proceso inverso que consiste en determinar las fuerzas a partir de una configuración deformada, se le denomina *metodo de flexibilidades*). Así entonces, cuando se desean manejar las relaciones fuerza-desplazamiento para las distintas coordenadas generalizadas que permiten definir la geometría deformada de la estructura llamadas *grados de libertad* (G.L.), se establece una matriz [k] llamada matriz de rigidez de la estructura; donde cada elemento k_{ij} e [k], representa la fuerza necesaria que debe aplicarse en el grado de libertad i para provocar un desplazamiento unitario en el grado de libertad j , mientras el resto conservan desplazamientos nulos; de esta forma los coeficientes que formen la columna n serán las fuerzas que deban aplicarse a cada grado de libertad para mantener un desplazamiento unitario en el grado de libertad n y nulos en los demás; mientras que los coeficientes del renglón m representan las distintas fuerzas que se deberán aplicar en el grado de libertad m para ir provocando desplazamientos unitarios en cada uno de los grados de libertad (manteniendo nulos los demás en cada ocasión). Dado que los elementos estructurales y las estructuras que componen son sistemas lineales que cumplen el teorema de trabajos recíprocos de Betti y por lo tanto el teorema de deflexiones recíprocas de Maxwell, se sigue que:

$$k_{ij} = k_{ji} \quad (3.2)$$

Este importante resultado obliga a que toda matriz de rigidez de un sistema lineal sea siempre simétrica.

La matriz de rigidez de cada elemento estructural $[k_e]$ deberá considerar los desplazamientos (lineales y angulares) suficientes que permitan definir la configuración deformada del elemento que tendrá en realidad (*grados de libertad*), y por lo tanto del tipo de apoyos (*grados de libertad restringidos*). Por lo tanto entre mayor cantidad de grados de libertad sean considerados mayor aproximación tendremos a la realidad, pero a costa de una matriz de rigidez de mayor orden. Así por ejemplo en el caso de *estructuras reticulares* la matriz de rigidez de una barra para analizar un marco espacial en coordenadas de la barra (sistema cartesiano rectangular derecho con el eje x paralelo al eje de la barra y sentido positivo del nodo i al j), tendrá la forma siguiente:

$$[k_e] = \begin{bmatrix} \frac{EAx}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EAx}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{Gix}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{Gix}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EIz}{L} & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EIz}{L} \\ \hline -\frac{EAx}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EAx}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & \frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{Gix}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{Gix}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EIz}{L} & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EIz}{L} \end{bmatrix}$$

mientras que la matriz de rigidez de una barra para analizar un marco plano en coordenadas de la barra tiene la forma:

$$[k_{el}] = \begin{bmatrix} \frac{EAx}{L} & 0 & 0 & -\frac{EAx}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EIz}{L^3} & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & \frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & \frac{4EIz}{L} & 0 & \frac{6EIz}{L^2} & \frac{2EIz}{L} \\ -\frac{EAx}{L} & 0 & 0 & \frac{EAx}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & \frac{12EIz}{L^3} & -\frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & \frac{2EIz}{L} & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & \frac{4EIz}{L} \end{bmatrix}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material

G = módulo de rigidez del material

Ax = área de la secc. transversal de la barra

Iy = momento de inercia de la secc. transv. respecto al eje y

Iz = " " " " " " " " " " " " " " z

Ix = " " " " " " " " " " " " " " x

El método generalizado de las rigideces para análisis de estructuras reticulares (formadas por elementos tipo barra) consiste fundamentalmente de los siguientes pasos:

1) Calcular la matriz de rigidez de cada elemento barra de la estructura en sus propias coordenadas (locales) [kel]; esta matriz debe corresponder al tipo de estructura que se analiza (viga continua, armadura plana, marco plano, parrilla, armadura espacial o marco espacial).

2) Calcular la matriz de transición [Te], que permita transformar la matriz de rigidez de cada barra de coordenadas locales, a las coordenadas de toda la estructura (globales), las cuales son matrices ortogonales.

3) Transformar las matrices de rigidez de coordenadas locales a globales, realizando para cada elemento barra el producto matricial:

$$[Te]'[kel][Te] = [k_{eg}]$$

4) Ensamblar la matriz de rigidez de toda la estructura (en coordenadas globales) [K] sumando todas las matrices de rigidez de barra transformadas. Para lo cual deben sumarse elementos correspondientes solo a los mismos subíndices.

$$[K] = \sum [k_{eg}]$$

5) Si existen cargas en medio de alguna barra, se obtiene un vector de cargas equivalentes ($\{AP/AR\}$) en coordenadas globales, cuyos elementos correspondientes a cada grado de libertad sean la suma de las acciones de sujeción (que dependen del tipo de barra) de todas las barras que llegan al nudo en cuestión, consideradas como cargas equivalentes.

6) Se determina un vector análogo al de cargas equivalentes, para las cargas aplicadas directamente en los nudos ($\{P/R\}$), cuyos elementos correspondientes a los grados de libertad restringidos serán las reacciones a calcular

7) Reordenar la matriz de rigidez total, formando la ecuación matricial particionada (en coordenadas globales):

$$[K] \{x\} = \{P/R\} + \{AP/AR\}$$

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_d \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ R \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} AP \\ AR \end{bmatrix}$$

donde:

$\{x_d\}$ = vector de desplazamientos desconocidos correspondiente a los G.L. libres

$\{0\}$ = vector de desplazamientos correspondiente a los G.L. restringidos

8) Se calcula el vector de desplazamientos desconocidos como:

$$\{x_d\} = [K_{11}]^{-1} \{ \{P\} + \{AP\} \}$$

9) Se determina el vector de reacciones como:

$$\{R\} = [K_{21}] \{x_d\} - \{AR\}$$

10) Para calcular el vector de elementos mecánicos para cada barra primeramente se transforma el vector de desplazamientos correspondiente a los G.L. de la barra, de coordenadas globales a locales:

$$\{x_{el}\} = [T_e] \{x_{eg}\}$$

11) Se obtiene el vector de elementos mecánicos (en coordenadas locales) para cada barra como:

$$\{M_e\} = [k_{el}] \{x_{el}\}$$

Cabe señalar que los desplazamientos obtenidos en el paso 8), deberán ser menores a los permisibles (establecidos en el reglamento de Construcciones en cuestión), lo que se puede expresar como:

$$\{x_d\} \leq \{x_{adm}\} \quad (3.3)$$

de lo contrario, deberán aumentarse las secciones de los elementos estructurales o modificar la topología de la estructura para incrementar su rigidez y reiniciar el análisis (desde el paso 1) hasta que los desplazamientos calculados sean menores a los permisibles; a este proceso se le denomina: *diseño por estados límite de servicio*.

Una vez hecho esto se completa el método hasta el cálculo de elementos mecánicos. Es importante señalar que debido al trabajo que implica el manejo de estas matrices, y en particular de la inversión de la submatriz de rigidez correspondiente de toda la estructura para obtener manualmente los desplazamientos, es deseable programar el método en computadora para poder analizar estructuras prácticas con rapidez y exactitud (ver apéndices 3 al 8), pues mientras no se contó con esta herramienta, se emplearon técnicas simplificadas de análisis tales como los métodos de H. Cross y G. Kani, los cuales manejan matrices de rigidez reducidas (poco aproximadas) y solo para estructuras planas; por ejemplo la matriz de rigidez empleada en estos métodos para barras de marcos planos sin desplazamiento lateral es simplemente:

$$[k_e] = \begin{bmatrix} \frac{4EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{2EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

mientras que para marcos planos con desplazamiento lateral (H. Cross y G. Kani modificados) emplean:

$$[k_e] = \begin{bmatrix} \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{4EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \\ \frac{2EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

De lo anterior se observa que el método de Cross solo considera la rigidez a flexión de la barra, mientras que el de Kani además de la rigidez a flexión incluye la de cortante.

Sin embargo, ocurre que no todas las estructuras se pueden plantear adecuadamente como reticulares; tal es el caso de muros, placas, cascarones, etc. o bien combinación de ellas, para cuyo análisis se emplea una técnica conocida como *Método del elemento finito* (ver apéndice 14), por medio del cual se discretiza a la estructura en cuestión en pequeños elementos de geometría regular y conveniente para los que previamente se ha determinado su matriz de rigidez (en las coordenadas locales de cada elemento); de manera que la matriz de rigidez de toda la estructura, se obtiene sumando las matrices de rigidez de cada elemento que la componen, previamente transformadas (a coordenadas globales) y proceder como en el método de rigideces para determinar desplazamientos y elementos mecánicos. Por supuesto que este método también se programa en computadora aunque su complejidad es mayor, con el inconveniente de la capacidad de memoria RAM de la computadora ya que la gran cantidad de datos a manejar la satura muy rápidamente. Sin embargo tiene la gran ventaja de poder considerar estructuras de cualquier forma, incluidas las tridimensionales, ya que conforme se consideran más elementos en la partición, el análisis se aproxima al de una estructura continua como es en realidad.

Es común que las estructuras estén formadas por acoplamientos de elementos reticulares y no reticulares como es el caso de edificios a base de marcos rigidizados con muros diafragma de mampostería o concreto, o bien el simple caso de edificios de muros de mampostería confinados por elementos de concreto. Para estas situaciones, se pueden hacer idealizaciones de los elementos muro considerándolos como traves diagonales equivalentes trabajando a compresión en el caso de la mampostería, ya que no resiste tensiones; de esta manera para un análisis de marcos planos, se acopla a la matriz de rigideces de toda la estructura la correspondiente a cada muro, de la forma (R2):

$$\frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material del muro

L = longitud de la diagonal del tablero de muro

A = b × t = área equivalente de la diagonal

t = espesor del muro

b = ancho equivalente de la diagonal

Este método conocido como de la diagonal equivalente es aproximado, y se presta mejor para el caso de muros diafragma, donde no funcionan como muros de carga sino exclusivamente como elementos de rigidización al desplazamiento lateral.

Un método bastante aproximado, ya que en resultados prácticos es comparable al *método del elemento finito* (R2), para el análisis de estructuras compuestas de marcos y muros confinados es el *método de la columna ancha*, el cual permite considerar en el análisis matricial de la estructura el efecto de los muros obteniendo una matriz de rigideces para el muro y sus elementos verticales confinantes (castillos y columnas) considerándose como columna ancha.

Consideremos un muro de altura L, área transversal A, hecho de un material homogéneo, linealmente elástico de módulo elástico E y módulo de rigidez G; empotrado en sus extremos superior e inferior. Ahora apliquémosle una fuerza cortante v en dirección de su plano en el extremo superior.

La deformación a cortante Δv debida a v es:

$$\Delta v = \gamma L = \frac{\tau}{G} L$$

pero:

$$\tau = v/A$$

$$\Delta v = \frac{v L}{A G}$$

El momento flexionante inducido en los extremos empotrados por la fuerza v es:

$$M_A = \frac{v L}{2}$$

Por otra parte el desplazamiento horizontal debido a la flexión del muro Δr se obtiene por el segundo teorema del área de momentos como:

$$\Delta r = \frac{1}{E I} \left(\frac{M_A L}{4} \left(\frac{2L}{3} + \frac{L}{6} \right) - \frac{M_A L}{4} \frac{L}{6} \right) = \frac{M_A L^3}{6 E I}$$

$$\Delta r = \frac{v L^3}{12 E I}$$

Sumando los desplazamientos debidos a flexión y cortante (los cuales, a diferencia con traveses y columnas, son importantes en el caso de muros).

$$\Delta = \Delta v + \Delta r = \frac{v L}{G A} + \frac{v L^3}{12 E I} = v \left(\frac{L}{G A} + \frac{L^3}{12 E I} \right)$$

Si el desplazamiento total Δ es unitario, la rigidez total del muro es:

$$v = k_m = \frac{1}{\left(\frac{L}{G A} + \frac{L^3}{12 E I} \right)} = \frac{12 E I}{L^3 + \frac{12 E I L}{G A}} = \frac{12 E I}{L^3 \left(1 + \frac{12 E I}{G A L^2} \right)}$$

si hacemos:

$$\alpha = \frac{12 E I}{G A L^2} > 0$$

$$k_m = \frac{12 E I}{(1 + \alpha) L^3}$$

que es semejante a la rigidez lateral de una barra que solo considera flexión:

$$k_b = \frac{12 E I}{L^3}$$

de esta forma, podemos incluir la matriz de rigideces para columna ancha:

$$K_m = \begin{bmatrix} \frac{E A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 E I}{(1+\alpha) L^3} & \frac{6 E I}{(1+\alpha) L^2} & 0 & \frac{-12 E I}{(1+\alpha) L^3} & \frac{6 E I}{(1+\alpha) L^2} \\ 0 & \frac{6 E I}{(1+\alpha) L^2} & \frac{(4+\alpha) E I}{(1+\alpha) L} & 0 & \frac{-6 E I}{(1+\alpha) L^2} & \frac{(2-\alpha) E I}{(1-\alpha) L} \\ -\frac{E A}{L} & 0 & 0 & \frac{E A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12 E I}{(1+\alpha) L^3} & \frac{-6 E I}{(1+\alpha) L^2} & 0 & \frac{12 E I}{(1+\alpha) L^3} & \frac{-6 E I}{(1+\alpha) L^2} \\ 0 & \frac{6 E I}{(1+\alpha) L^2} & \frac{(2-\alpha) E I}{(1-\alpha) L} & 0 & \frac{-6 E I}{(1+\alpha) L^2} & \frac{(4+\alpha) E I}{(1+\alpha) L} \end{bmatrix}$$

por lo que se pueden suponer todas las propiedades del muro, concentradas en el eje centroidal del mismo.

Además, las traveses cuyos extremos se encuentran apoyados sobre muros, restringen sus extremos haciéndolos muy rígidos comparados con el tramo libre, por lo cual su matriz de rigideces se modifica considerando los extremos apoyados como infinitamente rígidos

donde:

γL es la longitud apoyada en el extremo inicial

βL es la longitud apoyada en el extremo final

λL es la longitud libre

$$\gamma + \lambda + \beta = 1$$

$$K_t = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{\lambda^3 L^3} & \frac{6EI}{\lambda^2 L^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & 0 & \frac{-12EI}{\lambda^3 L^3} & \frac{6EI}{\lambda^2 L^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) \\ & & \frac{EI}{\lambda L} \left[4 + \frac{12\gamma}{\lambda} \left(1 + \frac{\gamma}{\lambda}\right)\right] & 0 & \frac{-6EI}{\lambda^2 L^2} \left(1 + \frac{2\gamma}{\lambda}\right) & \frac{EI}{\lambda L} \left[2 + 6 \left(\frac{\gamma + \beta}{\lambda}\right) + 12 \frac{\gamma\beta}{\lambda^2}\right] \\ \hline & & & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{12EI}{\lambda^3 L^3} & \frac{-6EI}{\lambda^2 L^2} \left(1 + \frac{2\beta}{\lambda}\right) \\ & & & & & \frac{EI}{\lambda L} \left[4 + 12 \frac{\beta}{\gamma} \left(1 + \frac{\beta}{\lambda}\right)\right] \end{bmatrix}$$

simétrica

Con el empleo de estas matrices en el método de rigideces, es posible analizar diversos sistemas del tipo muro-marco, el cual se aconseja programar en computadora para analizar fácilmente estructuras de suficiente número de crujeías (para edificios) con gran rapidez. (ver apéndice 13).

Con esto se concluye el análisis estático de sistemas reticulares y muro-marco bajo carga vertical, y se inicia el comúnmente llamado *diseño* (dimensionamiento, selección y armado de elementos estructurales), aunque de hecho todo el proceso (incluyendo el análisis) es el diseño; empleando los valores de los elementos mecánicos [Me] obtenidos del análisis se diseñan cada uno de los elementos estructurales, de acuerdo al material con que será construido (concreto, acero, etc.), y atendiendo a las Normas de Construcción correspondientes. Empleando la ley de diseño que establece que la resistencia de cualquier elemento estructural [Re] deberá ser siempre mayor que la necesaria para que el elemento falle (pierda estabilidad y/o capacidad de carga) bajo la acción de los elementos mecánicos respectivos [Me], empleando factores de seguridad (F.S. > 1) adecuados a cada tipo de falla (condición de carga) y de elemento estructural, con el fin de garantizar la resistencia completa del elemento (diseño por estado límite de falla). Expresado matricialmente:

$$[Me] < [Re] = [F.S.] [Me] \quad (3.5)$$

Aunque a veces este factor de seguridad está implícito en las ecuaciones de diseño como en el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) (R19) y sus Normas técnicas complementarias (NTC) (R13 a R18) que manejaremos de aquí en adelante, cuyas ecuaciones de diseño para un elemento estructural se pueden expresar genéricamente como:

$$[F.C.] \cdot [Me] \leq [F.R.] \cdot [Re] \quad (3.6)$$

donde:

[F.C.] = vector columna de factores de carga

[Me] = vector columna de elementos mecánicos calculados en el análisis

[F.R.] = vector columna de factores de resistencia

[Re] = vector columna de resistencias nominales

La ecuación (3.6) expresa que los elementos mecánicos calculados deberán multiplicarse por *factores de carga* correspondientes (valores mayores que la unidad establecidos en el RCDF según el sistema de cargas para el que se diseña y el tipo de edificación), a fin de diseñar con estos resultados llamados *elementos mecánicos factorizados*, y compararlos contra el producto formado por las *resistencias nominales* (elementos mecánicos que el elemento estructural realmente soporta calculados a partir de las fórmulas de diseño establecidas en las NTC correspondientes al elemento mecánico que se revisa, empleando las dimensiones del elemento estructural en cuestión), y sus respectivos *factores de resistencia* (valores menores que la unidad; este último producto se denomina *resistencia reducida* y siempre deberá ser mayor o al menos igual que los elementos mecánicos factorizados. Obteniendo con lo anterior las dimensiones y armados específicos para cada elemento estructural.

$$[Meu] \leq [Reu] \quad (3.7)$$

Si las resistencias reducidas $[Reu]$ obtenidas son mayores o cuando menos iguales a los elementos mecánicos factorizados $[Meu]$, se aceptan las dimensiones iniciales de los elementos estructurales y el diseño estructural correspondiente a carga vertical estará terminado. En caso contrario, se deberán proponer secciones más robustas para los elementos estructurales que no "pasaron", por ejemplo elegir un perfil laminado mayor en el caso de acero; en el caso de concreto reforzado, se debe tratar de aumentar el armado conservando las dimensiones empleadas en el análisis y hacer la revisión; pero si se llega al armado máximo (construible y/o permisible) y aun no "pasa" la sección, deberán aumentarse las dimensiones del elemento; con las cuales deberá realizarse nuevamente todo el análisis y el dimensionamiento determinando para ello los nuevos sistemas de carga, especialmente el de carga muerta, que se incrementa por las nuevas dimensiones de los elementos; hasta que finalmente todos y cada uno de los elementos estructurales cumplan con la ecuación (3.7) y con ello terminar el diseño por cargas verticales. En el caso de que todas las resistencias reducidas correspondientes a un elemento estructural resulten muy superiores (más del 20%) a los elementos mecánicos factorizados, se aconseja disminuir sus dimensiones, por ejemplo en caso de perfiles laminados de acero elegir el perfil inmediato inferior inferior y repetir el proceso de diseño, o bien en el caso de concreto reforzado, se pueden disminuir los armados hasta los mínimos permisibles. Aunque se podrían aceptar estos elementos estructurales "excedidos", el inconveniente es obviamente económico: un costo constructivo mayor al necesario, por lo que es siempre conveniente realizar los ciclos de diseño suficientes hasta obtener las especificaciones constructivas de los elementos estructurales mínimos que proporcionen seguridad a sus ocupantes bajo las condiciones de diseño estipuladas.

Ahora plantearemos el caso de un problema dinámico, el cual a diferencia del estático, será mucho más complejo en lo que a análisis se refiere.

Siendo los problemas estáticos un caso particular de los dinámicos, como se demostrará en el siguiente caso, desde el punto de vista estructural la diferencia básica radica en que en un problema dinámico, las cargas aplicadas generan aceleraciones en la edificación, estas a su vez provocan fuerzas de inercia (en virtud de la masa que posee), las que sumadas (vectorialmente) a las fuerzas aplicadas (cargas) y a las fuerzas disipativas (de amortiguamiento), deben ser equilibradas por las fuerzas elásticas que pueda desarrollar la estructura.

Proponiendo ciertas dimensiones iniciales para cada elemento estructural, y con el fin de una mejor comprensión consideraremos una edificación sujeta a una excitación dinámica $F(t)$ cualquiera, cuyo movimiento queda definido considerando el desplazamiento de un solo grado de libertad, comportamiento que analizaremos representando la edificación a través de un modelo mecánico simplificado: masa-resorte-amortiguador, (ver figura 3.1)

donde la masa del modelo representa la masa total de la edificación, el resorte a la rigidez total que opone la estructura al desplazamiento lateral, y el amortiguador representa el amortiguamiento (de tipo viscoso) que puede presentar la edificación ante el movimiento.

Aplicando el principio de D'Alembert al modelo tenemos:

$$F_i = f(t) + F_E + F_D \quad (3.8)$$

donde:

F_i = fuerza de inercia que opone la masa al movimiento, debido a la aceleración que le provoca $F(t)$.

F_E = fuerza elástica que desarrolla el sistema en virtud de su rigidez al desplazamiento.

F_D = fuerza de amortiguamiento de tipo viscoso que frena el movimiento.

$f(t)$ = fuerza de excitación del sistema (como función del tiempo)

de la segunda ley de Newton:

$$F = \frac{d}{dt}(m\dot{x}) \quad (3.9)$$

considerando la masa de la edificación invariante en el tiempo:

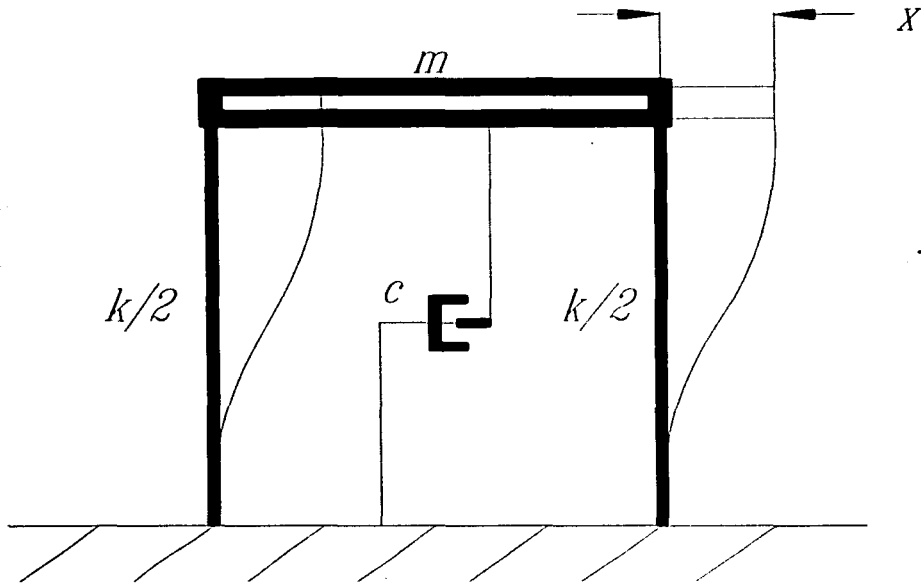
$$F_i = m\ddot{x} \quad (3.10)$$

donde m es la fuerza de inercia que opone el sistema debido a una aceleración unitaria (que por definición es también la masa en un sistema gravitacional)

suponiendo un comportamiento linealmente elástico de la estructura (de acuerdo a la ley de Hooke) tenemos:

$$F_E = - kx \quad (3.11)$$

FIGURA 3.1: MODELO MECÁNICO DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD



sistema mecanico de un grado de libertad (SUGL)

donde k es la fuerza elástica que debe aplicarse a la estructura para provocarle un desplazamiento relativo unitario, también llamada coeficiente de rigidez.

debido a que hemos supuesto que se presenta amortiguamiento viscoso (de Coulomb) en el movimiento tenemos:

$$F_D = -c\dot{x} \quad (3.12)$$

donde c es la fuerza de amortiguamiento debida a una velocidad unitaria de la masa, también llamada coeficiente de amortiguamiento.

substituyendo las ecuaciones (3.10) a (3.12) en la (3.8) y despejando F resulta:

$$kx = f(t) - m\ddot{x} - c\dot{x} \quad (3.13)$$

Este resultado muestra que a diferencia del caso estático, la fuerza elástica debe equilibrar no solo a la carga aplicada, sino también a las fuerzas de inercia y de amortiguamiento que se generan por el movimiento.

Reordenando el sistema igualando a la fuerza de excitación, obtenemos la ecuación diferencial lineal de segundo orden (R4B):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad (3.14)$$

Esta ecuación (o bien la 3.13) es a su vez el *modelo matemático* correspondiente al modelo mecánico de la figura 3.1 y cuya solución dada como una función de desplazamiento $x(t)$ describe el desplazamiento de la masa del sistema analizado. Dicha solución debe aproximarse al desplazamiento real del grado de libertad elegido en la estructura. Esta aproximación dependerá por supuesto de que las características de comportamiento del modelo mecánico correspondan a las de la estructura real.

la solución de la ecuación (3.14) es:

$$x(t) = x_{trn}(t) + x_{est}(t) \quad (3.15)$$

siendo:

$$x_{trn}(t) = \exp(-\xi\omega t)[A \cos \omega_D t + B \sen \omega_D t] \quad (3.16)$$

donde:

$$\omega = \sqrt{k/m} = \text{frecuencia circular del movimiento (rad/seg)} \quad (3.17)$$

$$\xi = c/(2m\omega) = \text{fracción de amortiguamiento crítico} \quad (3.18)$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{1-\xi^2} = \text{frecuencia circular amortiguada} \quad (3.19)$$

$$A = x_0 \quad (\text{desplazamiento inicial}) \quad (3.20)$$

$$B = \frac{\dot{x}_0 + \xi\omega x_0}{\omega_D} \quad (\dot{x}_0 = \text{velocidad inicial}) \quad (3.21)$$

La ecuación (3.16) describe la parte transitoria del movimiento, que corresponde a la vibración libre del sistema y es independiente de la excitación (las constantes A y B dependen de las condiciones iniciales del movimiento); además esta parte de la solución tiende a anularse con el tiempo debido al término exponencial, mientras que la parte estacionaria sí depende de la excitación (3.18).

Para obtener la solución estacionaria supondremos que la excitación actúa sobre el sistema como una sucesión de impulsos diferenciales $f(\tau)d\tau$ (3.9), por lo que estableciendo la segunda Ley de Newton (ecuación (3.9) obtenemos:

$$f(t) = \frac{d}{dt} (m \dot{x}(\tau)) \quad (3.22)$$

siendo la masa constante, despojando la diferencial de velocidad de (3.22) tenemos:

$$d\dot{x}(\tau) = \frac{1}{m} f(\tau) d\tau \quad (3.23)$$

dado que la respuesta del sistema debido a un impulso rectangular ($F_0 \tau$) en la fase de vibración libre $t > \tau$ está dada por:

$$x(t) = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\frac{\dot{x}(\tau)}{\omega_D} \text{sen } \omega_D(t-\tau) + x(\tau) \text{cos } \omega_D(t-\tau) \right] \quad \text{para } t > \tau \quad (3.24)$$

si ahora suponemos que la respuesta diferencial dx del sistema se debe solo a la velocidad inicial producida por el impulso diferencial rectangular $f(\tau) d\tau$ (se considera cero al desplazamiento inicial previo al impulso), substituyendo la ecuación (3.23) en la (3.24) resulta:

$$d(x(t)) = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\frac{f(\tau) d\tau}{m \omega_D} \text{sen } \omega_D(t-\tau) \right] \quad \text{para } t > \tau \quad (3.25)$$

por lo tanto, la respuesta estacionaria del sistema en el tiempo t , será el límite de la suma de todos los desplazamientos diferenciales desde que τ vale cero, hasta $\tau=t$, cuando $d\tau$ tiende a ser cero. Esto en otras palabras es la integral de la ecuación (3.25):

$$x_{est}(t) = \frac{1}{m \omega_D} \int_0^t \exp[-\xi\omega(t-\tau)] f(\tau) \text{sen } \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3.26)$$

donde:

τ = es el tiempo durante el cual actúa la excitación

t = " " " para el cual se desea conocer el desplazamiento del grado de libertad (masa de la edificación).

Esta solución conocida como la integral de Duhamel (R9) (R40), describe la parte estacionaria del movimiento, debido a la vibración forzada que provoca la fuerza de excitación $f(t)$. Esta integral puede ser fácilmente evaluada programándola en computadora (ver apéndice 16).

Cabe mencionar que la ecuación (3.14) además de resolverse con la integral de Duhamel, puede resolverse a través de un análisis en el dominio de la frecuencia (en vez del tiempo).

Aplicando la transformada de Fourier a la ecuación de movimiento (3.14)

$$\mathfrak{F}(m\ddot{x}) + \mathfrak{F}(c\dot{x}) + \mathfrak{F}(kx) = \mathfrak{F}[f(t)] \quad (3.27)$$

de la transformada de la derivada de orden n :

$$\mathfrak{F}[d^n x/dt^n] = (i\omega)^n \mathfrak{F}[x] = (i\omega)^n X(\omega) \quad (3.28)$$

donde ω es la frecuencia de la función de excitación $f(t)$. Aplicando la regla (3.28) a (3.27):

$$(i\omega)^2 m X(\omega) + (i\omega) c X(\omega) + k X(\omega) = F(\omega) \quad (3.29)$$

$$X(\omega) (-\omega^2 m + i\omega c + k) = F(\omega) \quad (3.30)$$

$$X(\omega) = \frac{1}{-\omega^2 m + i\omega c + k} F(\omega) \quad (3.31)$$

o bien:

$$X(\omega) = H(\omega) F(\omega) \quad (3.32)$$

donde:

$$H(\omega) = \frac{1}{-\omega^2 m + i\omega c + k} = \frac{1}{k(1 - \beta^2 + 2i\beta\xi)} \quad (3.33)$$

siendo $\beta = \omega/\omega_n$ (frecuencia de excitación/frecuencia natural)

La función $H(\omega)$ que transforma la función de entrada (fuerza) en la función de salida (desplazamiento) se denomina función de transferencia del sistema (A7) (B9).

La respuesta del sistema en el dominio del tiempo se obtiene entonces como:

$$x(t) = \mathfrak{F}^{-1}[H(\omega) F(\omega)] \quad (3.34)$$

De esta ecuación se puede demostrar que este método de solución es equivalente al de la integral de Duhamel, empleando el teorema de convolución en el tiempo (R30):

$$\text{donde:} \quad H(\omega) F(\omega) = \mathfrak{F}[h(t) * f(t)] \quad (3.35)$$

$$h(t) = \mathfrak{F}^{-1}[H(\omega)]$$

aplicando (3.35) a (3.34) obtenemos:

$$x(t) = h(t) * f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t-\tau) f(\tau) d\tau = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) f(t-\tau) d\tau \quad (3.36)$$

de modo que la respuesta del sistema también se puede obtener como la convolución de las funciones $h(t)$ y $f(t)$; comparando las ecuaciones (3.36) y la (3.26) resulta:

$$h(t-\tau) = \frac{1}{m \omega_0} \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \text{ sen } \omega_0(t-\tau) \quad (3.37)$$

es decir que la transformada inversa de Fourier de la función de transferencia del sistema es su respuesta a una excitación impulso unitario o delta de Dirac.

Por lo tanto, la integral de Duhamel no es más que la convolución de las funciones de excitación y respuesta a impulso unitario del sistema.

Si ahora planteamos el caso de una excitación armónica compleja:

$$f(t) = A \cos \omega t + iB \text{ sen } \omega t = C e^{i\omega t} \quad (3.38)$$

Calculando la respuesta del sistema mediante la convolución (3.36):

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) C e^{i\omega(t-\tau)} d\tau \quad (3.39)$$

pero por definición:

$$\int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau = H(\omega) \quad (3.40)$$

de donde:

$$x(t) = H(\omega) C e^{i\omega t} \quad (3.41)$$

es decir que para el caso de excitación armónica compleja, la respuesta del sistema en el dominio del tiempo se obtiene directamente multiplicando la función de transferencia (que relacione desplazamiento-fuerza) con dicha función de excitación.

Si representamos a la función de excitación $f(t)$ mediante una serie compleja de Fourier (transformada inversa discreta):

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{i\omega_n t} \quad (3.42)$$

siendo:

$$C_n = \frac{1}{T_F} \int_0^{T_F} f(t) e^{-i\omega n t} dt \quad (3.43)$$

donde C_n representa el coeficiente enésimo de la serie, y T_F es el período de la función de excitación:

$$T_F = \frac{2\pi}{\omega}$$

Entonces de la ecuación (3.41) tenemos que una solución parcial de la ecuación (3.14) puede expresarse como:

$$x_n(t) = \frac{C_n e^{i\omega n t}}{k(1 - \beta n^2 + 2i\beta n\xi)} \quad (3.44)$$

por lo tanto la respuesta total estacionaria del sistema es:

$$x_{est}(t) \approx \sum_{n=0}^{N-1} \frac{C_n e^{i\omega n t}}{k(1 - \beta n^2 + 2i\beta n\xi)} \quad (3.45)$$

siendo N el número de términos considerados en la serie compleja de Fourier. El cálculo de la ecuación (3.45) se realiza en computadora a través del método numérico de la transformada rápida de Fourier cuyo algoritmo optimiza el cálculo de respuesta para cualquier función de excitación definida por una gran cantidad de datos a comparación de resolver mediante la ecuación (3.34) (337) (ver apéndice 17).

Las ecuaciones (3.15),(3.16) y (3.26) o (3.45) nos permiten obtener la historia de desplazamientos que sufriría cualquier edificación idealizada como un sistema lineal de un grado de libertad, de donde se obtendría la historia de las fuerzas elásticas $[F_e]$ que experimenta la estructura:

$$F_e(t) = -k x(t) \quad (3.46)$$

Sin embargo para fines de diseño solo nos interesan los máximos valores; o sea los máximos desplazamientos que debe soportar la estructura (dentro del rango elástico del material). De acuerdo a lo anterior, basta conocer los valores de masa m , amortiguamiento c , y rigidez k de una estructura; además de la función de excitación, por ejemplo en el caso de sismo: las aceleraciones registradas en el lugar correspondiente a la edificación; que permiten conocer la respuesta de la edificación ante ese sismo en particular. Aunque cada estructura idealizada como sistema de un grado de libertad tiene ciertos valores de masa, amortiguamiento y rigidez, se aprecia que las ecuación (3.16) y (3.26) o (3.45) dependen directamente de los valores de las propiedades intrínsecas del sistema: frecuencia circular natural, fracción de amortiguamiento crítico y frecuencia circular amortiguada (ω , ξ , ω_D).

Para obtener una relación física más directa con la respuesta $x_{\max}(t)$ partimos de la frecuencia circular

$$\omega = \sqrt{k/m} \text{ [rad/seg]}$$

obteniendo la frecuencia del movimiento armónico simple (f) como:

$$f = 2\pi\omega \text{ [ciclos/seg = hertz]}$$

y de esta relación el Período natural de la edificación (T)

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\sqrt{k/m}} \text{ [seg.]} \quad (3.47)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}; \omega_D = \omega \sqrt{1-\xi^2} \quad (3.48)$$

Tomando en cuenta que las estructuras reales dependiendo del tipo de construcción tienen valores de ξ dentro del rango (2% - 20%) ver tabla 3.1.

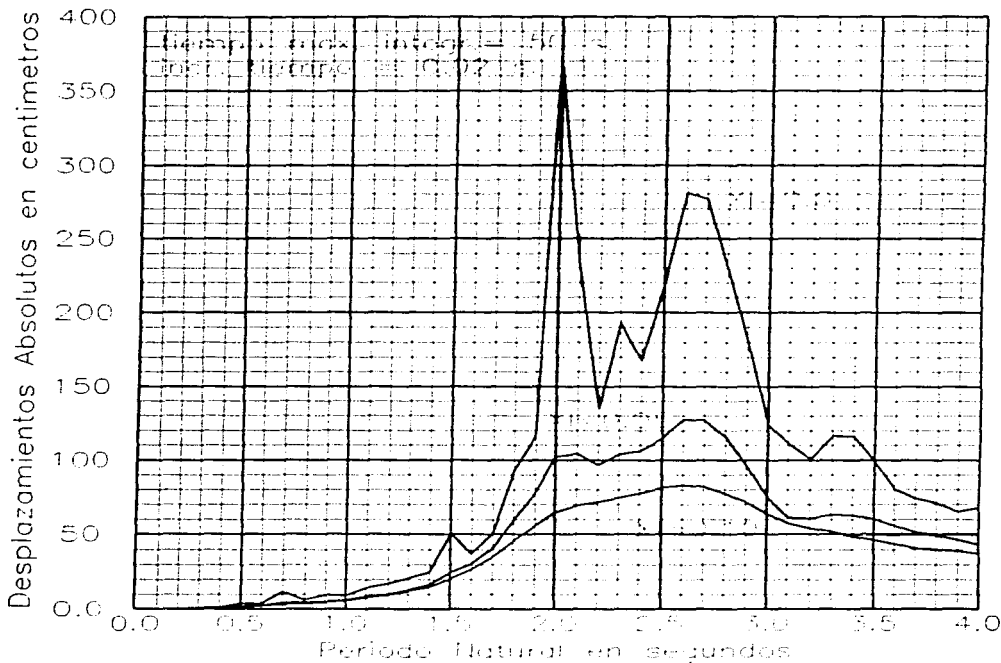
Tabla 3.1: Valores de fracción de amortiguamiento crítico para estructuraciones comunes (R20):

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	VALOR ξ
MARCOS DE ACERO SOLDADOS, C/MUROS FLEXIBLES	2%
MARCOS DE ACERO SOLDADOS O APERNADOS, C/PEVEST.RÍGIDO Y MUROS.FLEXIBLES	5%
MARCOS DE CONCRETO C/MUROS FLEXIBLES	5%
MARCOS DE ACERO SOLD. O APERN.C/MUROS CORTANTE DE CONCRETO	7%
MARCOS DE CONCRETO C/REVEST. RÍGIDO Y C/MUROS FLEXIBLES	7%
MARCOS DE CONCRETO C/MUROS CORTANTE DE CONCRETO O MAMPOSTERÍA	10%
edificación CON MUROS DE CORTANTE CONCRETO Y/O MAMPOSTERÍA	10%
CONSTRUCC. DE MUROS DE CORTANTE DE MADERA	15%

Podemos calcular la respuesta x_{\max} para cualquier edificación con período natural T y fracción de amortiguamiento ξ , conocidos. La gráfica obtenida del valor absoluto del desplazamiento máximo contra el período natural de la estructura se denomina *Espectro de Desplazamientos*. En la figura 3.2 se muestra el espectro de desplazamientos para la componente E-O del sismo de 1985 en la Cd. de México registrado en SCT.

FIGURA 3.2: ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO (E-O) DEL 19-09-85 DE SCT:

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS
 Para Sismo Cd. Mexico 1985 (compil. W. S.O.T.)
 realizado: F. Javier Espino Rodríguez



Se debe observar que el desplazamiento máximo obtenido a partir de la ecuación (3.15) (respuestas: transitoria + estacionaria) no exceda al desplazamiento permisible dado en el reglamento de construcciones correspondiente (por ejemplo: el RCDF-87 establece un desplazamiento lateral máximo para un edificio en su parte más alta de 0.012 veces su altura si existen muros de relleno que estén separados de la estructura; de lo contrario este desplazamiento se limitará a 0.006 veces la altura.). Por lo tanto, la estructura deberá diseñarse con una rigidez k_{min} tal que el desplazamiento sea menor al permisible.

$$X_{max} \leq X_{perm.}$$

$$FE_{max} = -k X_{max} \quad (3.49)$$

$$\rightarrow k_{min} = \frac{FE_{max}}{X_{perm}} \quad (3.50)$$

En la figura 3.3 se muestra una comparación entre el espectro de desplazamientos de la figura 3.2. y los desplazamientos permisibles aproximados de edificios idealizados como sistemas de un grado de libertad:

Cuando se trata de la estructura formada por varios elementos (columnas, vigas, muros, etc.), el desplazamiento máximo calculado provocará que estos elementos estructurales deban soportar elementos mecánicos M_e máximos (fuerzas normales, f , cortantes, momentos flexionantes y m , torsionantes) calculados como en el análisis estático multiplicando la matriz de rigidez del elemento estructural en cuestión por el correspondiente vector de desplazamientos transformados a las coordenadas del propio elemento).

$$\{M_e\} = [k_e] \{x_e\} \quad (3.51)$$

Una vez obtenidos los vectores de elementos mecánicos $\{M_e\}$ de cada elemento estructural, y de acuerdo al RCDF-87 y NTC (como se hizo en el análisis estático) se deben multiplicar por los factores de carga FC correspondientes para obtener los elementos mecánicos factorizados $\{M_{euf}\}$; y luego compararse con las resistencias reducidas $\{R_{eu}\}$ obtenidas del producto de los factores de resistencia FR y las resistencias nominales calculadas según las expresiones de las NTC correspondientes empleando las dimensiones geométricas propuestas del elemento estructural por revisar, proponiendo armados en caso de concreto, o refuerzos y conexiones en caso de acero, de tal manera que si para todas las dimensiones propuestas se cumple la desigualdad de diseño:

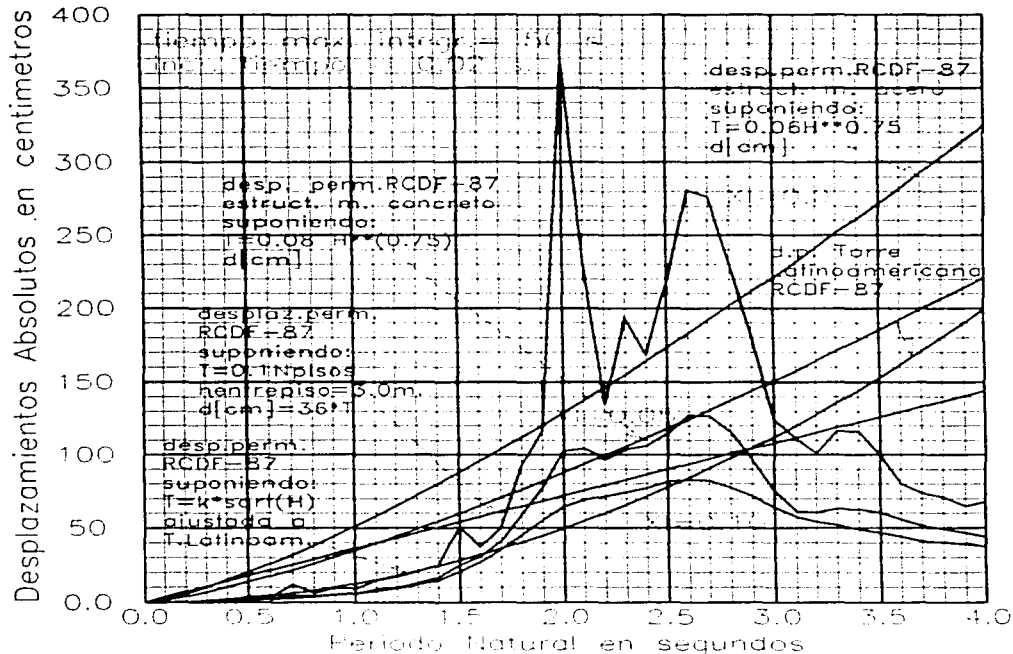
$$\{FR\}' \{R_e\} \geq \{FC\}' \{M_e\} \quad \text{o} \quad \{R_{eu}\} \geq \{M_{euf}\} \quad (3.52)$$

El diseño se acepta, de lo contrario, deberán proponerse una sección mayor para los elementos estructurales que no "pasan" la revisión y realizar nuevamente el análisis (con los nuevos valores de rigidez y masa), hasta que todos y cada uno de los elementos cumplan la desigualdad.

FIGURA 3.3: COMPARACION DE ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS

ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS

Para Sismo Cd. Mexico 1985 comp. E-W, S.C.T.
realiza: F. Javier Espino Rdgz.



Cabe señalar que este proceso iterativo es bastante laborioso aun para un solo ciclo de diseño, y es por ello a lo largo de la historia del diseño estructural (especialmente sísmico) y en ausencia de computadoras de gran capacidad, se han desarrollado *ayudas de diseño* que permiten agilizar esta tarea; tal es el caso de los espectros de desplazamiento y de respuesta que se construyen principalmente en el caso de excitación sísmica; por lo que ahora enfocaremos nuestra atención a esta.

El espectro de desplazamientos anterior permite diseñar edificaciones que puedan ser modeladas como sistemas de un grado de libertad, pues con solo conocer su período natural y fracción de amortiguamiento crítico, se obtiene el desplazamiento lateral máximo que debe soportar; Sin embargo, este espectro corresponde a los efectos locales de un temblor en particular, de manera que solo permite diseñar edificaciones de un solo grado de libertad, desplantadas solo donde se obtuvo el acelerograma, y para resistir solo ese temblor en particular.

También es de interés calcular la aceleración máxima que sufre la masa (correspondiente al grado de libertad) de la edificación para así conocer la fuerza neta máxima que actuará sobre ella.

Para nuestro sistema de un grado de libertad (SUGL) ahora tendremos como fuente de excitación la aceleración que experimenta el suelo durante un temblor cuyo modelo mecánico se muestra en la figura 3.4.

Aplicando el principio de D'Alembert al SUGL tenemos:

$$F_t = F_E + F_D \quad (3.53)$$

dado que no hay fuerza de excitación directamente aplicada a la masa del sistema.

de la segunda Ley de Newton para masa invariante, aplicada respecto a un sistema de referencia absoluto:

$$F_t = m \ddot{x}_t \quad (3.54)$$

donde \ddot{x}_t = aceleración absoluta de la masa
como:

$$\ddot{x}_t = \ddot{x}_s + \ddot{x}$$

donde:

\ddot{x}_t = desplazamiento de la masa a partir del sistema de referencia absoluto

\ddot{x}_s = " " del suelo

\ddot{x} = desplazamiento relativo de la masa con el suelo

por lo tanto:

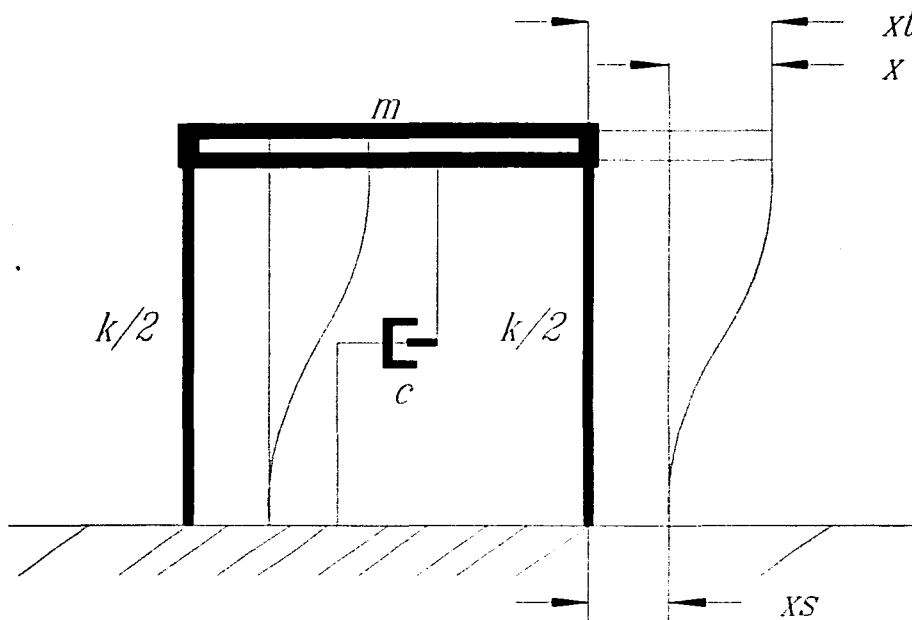
$$\ddot{x}_t = \ddot{x}_s + \ddot{x} \quad (3.55)$$

donde:

\ddot{x}_s = aceleración (absoluta) del suelo

\ddot{x} = aceleración de la masa relativa a la acel. del suelo

FIGURA 3.4: MODELO MECÁNICO DE SUGL CON EXCITACIÓN EN LA BASE



*sistema mecánico de un grado de libertad (SUGL)
con excitación en la base*

Substituyendo la ecuación (3.54), además de las (3.11) y (3.12) que están referidas al desplazamiento relativo de los extremos del "resorte" y velocidad relativa, tenemos:

$$m\ddot{x}_t = -c\dot{x} - kx \quad (3.56)$$

substituyendo la ecuación (3.55) en la (3.56) y reordenando:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_s \quad (3.57)$$

La cual representa el modelo matemático del SUGL sujeto a excitación en la base (sísmica); y al compararla con la ecuación 3.14 se observa que la fuerza de excitación equivalente del sistema es la fuerza de inercia que tendría la masa sujeta a la aceleración del suelo pero de sentido contrario.

de las ecuaciones (3.17) y (3.18) tenemos:

$$c = 2\xi m\omega ; k = m\omega^2 \quad (3.58)$$

substituyendo las ecuaciones (3.58) en la (3.56) y simplificando:

$$\ddot{x}_t(t) = -2\xi\omega \dot{x}(t) - \omega^2 x(t) \quad (3.59)$$

obtenemos la aceleración absoluta que experimenta la masa del SUGL

si el sismo inicia teniendo la masa un desplazamiento y velocidad nulos, resulta de la integral de Duhamel (3.26):

$$x(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \ddot{x}_s(\tau) \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3.60)$$

$$\dot{x}(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}_s(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \left\{ -\xi\omega \sin \omega_D(t-\tau) + \omega_D \cos \omega_D(t-\tau) \right\} d\tau \quad (3.61)$$

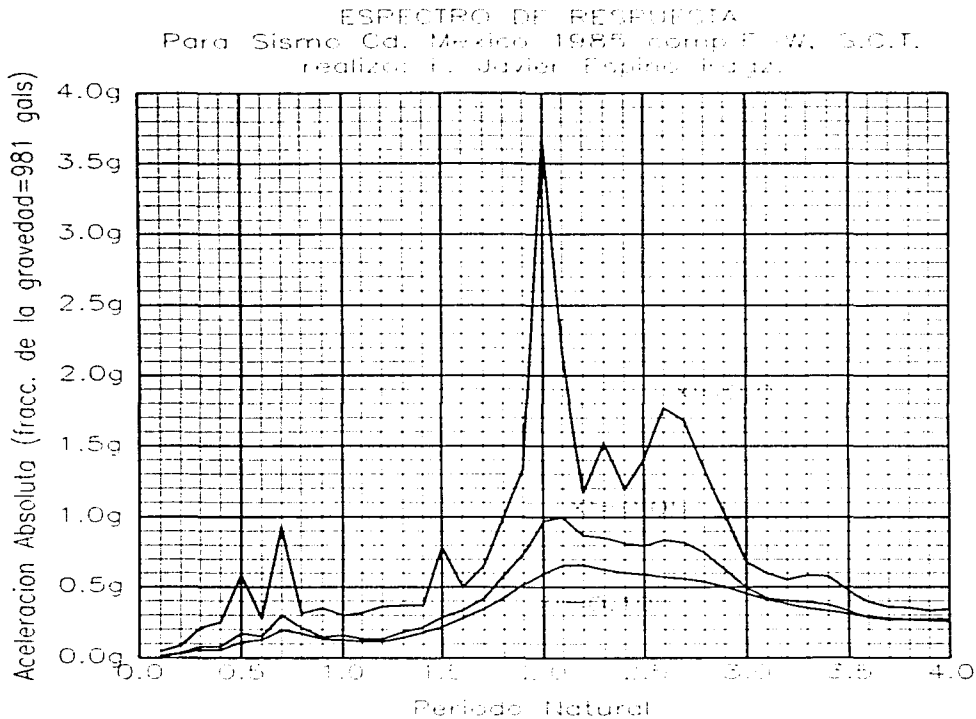
de donde la aceleración absoluta máxima se obtiene calculando sucesivamente las ecuaciones (3.60), (3.61) y (3.59) y comparar todos los valores de esta última en el rango $t \in [0, t_{max}]$. Este proceso iterativo está representado por la siguiente expresión:

$$\ddot{x}_{T \max} = \max \left| -2\xi\omega \dot{x}(t) - \omega^2 x(t) \right| \quad (3.62)$$

La gráfica obtenida de la aceleración absoluta máxima de la masa contra el período natural (fundamental) del SUGL (edificación) se denomina *Espectro de Respuesta*. El cual permite conocer la máxima aceleración absoluta ejercida sobre la masa de una edificación idealizada como sistema de un grado de libertad, con determinados valores de Período Fundamental y de amortiguamiento crítico, para un sismo determinado.

En la figura 3.5 se da el espectro de respuesta, correspondiente al acelerograma obtenido de la componente E-O del sismo del 19 de septiembre de 1985 en S.C.T.

FIGURA 3.5: ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO (E-O) DEL 19-09-85 DE SCT:



Como obviamente no todas las estructuras pueden suponerse como sistemas de un solo grado de libertad, pues sus propiedades se encuentran distribuidas en varios niveles, su comportamiento debe representarse con múltiples grados de libertad (SMGL) (ver figura 3.11) y por lo tanto el espectro de desplazamientos no corresponderá a los desplazamientos de cada nivel de la edificación; entonces se busca una relación que al menos permita conocer las fuerzas equivalentes que se ejercerán en cada nivel, y con ellas poder determinar los desplazamientos correspondientes para diseñar sus elementos estructurales. Lo anterior, conduce al *Método estático de análisis sísmico*, en el cual se supone que en cada nivel l de la edificación actúa una fuerza estática equivalente:

$$F_l = \frac{w_l}{g} a_l \quad (3.63)$$

donde la aceleración a_l se considera proporcional a la altura del nivel correspondiente (diagrama triangular de aceleraciones cuyo máximo valor es a_{max}) por lo que:

$$F_l = \frac{w_l}{g} \frac{h_l}{H} a_{max} \quad (3.64)$$

Este diagrama de aceleraciones, supone que la edificación se moverá de acuerdo a su primer modo de vibrar (todas las masas se mueven simultáneamente en el mismo sentido), y por lo tanto todas las fuerzas equivalentes se suponen también actuando simultáneamente en el mismo sentido.

La suma de todas las fuerzas horizontales que soportara la estructura en su base será el *cortante basal* V , que deberá ser igual a una fracción del peso total de la estructura o bien al producto de un *coeficiente sísmico* y del peso de la estructura:

$$V = \sum F_l = \frac{a_{max}}{g} \frac{1}{H} \sum w_l h_l = C_s W \quad (3.65)$$

despejando el valor máximo de aceleración:

$$a_{max} = \frac{g H C_s W}{\sum w_l h_l} \quad (3.66)$$

substituyendo la ecuación (3.66) en la ecuación (3.64) obtenemos:

$$F_l = \frac{w_l h_l}{\sum w_l h_l} W C_s \quad (3.67)$$

La ecuación (3.67) expresa la forma de calcular las fuerzas estáticas equivalentes en cada nivel del SMGL, mismas que representan el efecto máximo del temblor. El coeficiente sísmico C_s correspondiente al diseño ante un sismo específico se obtiene suponiendo la edificación como SUGL, y empleando alguna fórmula aproximada para estimar de inicialmente su periodo fundamental, además se elige un valor adecuado de la fracción de amortiguamiento, y del espectro de respuesta se divide la ordenada correspondiente (en gals) entre el valor de la aceleración de la gravedad.

El valor obtenido de esta forma será C_s , con el cual se calcularán las fuerzas sísmicas según la ecuación (3.67).

Una vez calculadas las fuerzas F_i en cada nivel, se determinan los desplazamientos x_i respectivos a cada nivel; y finalmente como comprobación deberá recalcularse el período natural de la edificación empleando la fórmula dada en las NTC-Sismo del RCDF-87 (R13):

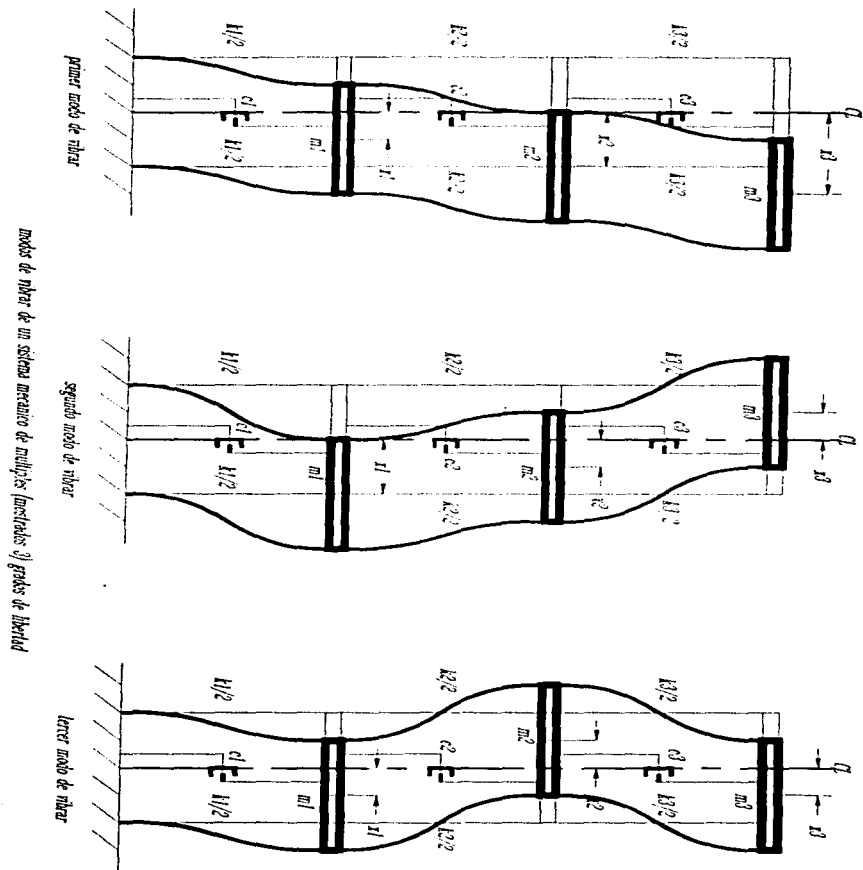
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (3.68)$$

Esta permite una mejor aproximación al período fundamental real de la estructura del SMGL; con este nuevo período se recalculan las fuerzas sísmicas y desplazamientos (que deberán ser menores a los permisibles); sin embargo como se mencionó desde un principio, este método solo es válido cuando la estructura se comporta fundamentalmente como SUGL (las NTC-sismo 1987 lo restringen a edificios de hasta 60 m de altura); por lo que si hay indicios de que la estructura puede comportarse de manera que una o más de sus masas se muevan en sentido contrario al resto, entonces los demás modos de vibrar de un SMGL intervienen en el movimiento, ver figura 3.6, por lo que forzosamente deberá realizarse un *análisis sísmico dinámico* según se explicará más adelante.

Una vez que el período no varía apreciablemente del calculado en el ciclo anterior, y que los desplazamientos últimos sean menores a los permisibles, se debe realizar un análisis estático de la estructura para la acción de dos componentes ortogonales no simultáneas; pero como hasta aquí solo conocemos las fuerzas horizontales que actúan en cada nivel (y para cada dirección), debemos distribuir estas fuerzas entre los marcos que forman el entrepiso y evaluar los efectos de torsión de piso, con lo cual conoceremos las fuerzas que le corresponden a cada marco y poder realizar el análisis. Para lo anterior se aplica un *método de distribución de fuerzas sísmicas*, el cual supone que los sistemas de piso son infinitamente rígidos en su plano, y por lo tanto permiten una distribución uniforme de las fuerzas cortantes.

Primero deben determinarse las rigideces de entrepiso correspondientes a cada marco plano en cada dirección R_{ix} , R_{iy} . Estas se puede obtener analizando sucesivamente en computadora (por el método de rigideces) los marcos planos que forman la edificación en cada dirección, sujetos a una carga unitaria horizontal en cada nivel (n análisis por cada marco, siendo n = número de niveles del marco), y obtener sus desplazamientos laterales correspondientes; enseguida se calculan los desplazamientos relativos de cada entrepiso obteniendo así en cada análisis una de las columnas de la matriz de flexibilidades laterales del marco. Finalmente se invierte esta matriz para obtener la matriz de rigideces de entrepiso, donde el elemento k_{ij} será la rigidez del marco en el nivel i , debido al desplazamiento relativo unitario del entrepiso j ; por lo que las rigideces que nos interesan son los valores de la diagonal k_{ii} . Cabe señalar que este procedimiento es bastante más preciso que el uso de las fórmulas de Wilbur (R2).

FIGURA 3.6: MODOS DE VIBRAR DE UN SMGL



Para determinar las fuerzas horizontales en cada nivel de los marcos de cada dirección, se realiza una distribución en cada nivel y para cada dirección como sigue: Situando la fuerza cortante correspondiente en su centro de gravedad, y conociendo las rigideces de entrepiso para cada marco del entrepiso en cada dirección del análisis (R_{ix} , R_{iy}), se determina la posición del centroide de rigideces con respecto del centro de gravedad. Las coordenadas entre ambos centros (e_{ax} , e_{ay}) en cada dirección, serán las excentricidades para el análisis de la dirección perpendicular; estas excentricidades se modifican de acuerdo a las NTC-sismo-87, para considerar excentricidades accidentales, obteniendo dos excentricidades para cada dirección. Para el análisis en dirección x tenemos:

$$e_{iy} = 1.5 e_{ay} + 0.1 b ; \quad e_{zy} = e_{ay} - 0.1 b \quad (3.69)$$

las cuales se multiplican por el cortante de piso, obteniendo para cada dirección dos momentos torsionantes (de piso). Para la dirección x :

$$M_{tix} = V_x e_{iy} ; \quad M_{tzx} = V_x e_{zy} \quad (3.70)$$

donde:

V_x = cortante de piso en dirección x

El cortante de piso se distribuye ente los marcos de su misma dirección proporcionalmente a la rigidez de cada marco, llamado cortante directo. Por ejemplo para los marcos en dirección x :

$$V_{dix} = \frac{V_x R_{ix}}{\sum R_{ix}} \quad (3.71)$$

donde:

R_{ix} = rigidez de entrepiso del marco i en dirección x

Se calcula el cortante por torsión, correspondiente a cada marco. Para los marcos en dirección x :

$$V_{tix} = \frac{M_{tx} R_{ix} y_{it}}{\left\{ \sum R_{ix} y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2 \right\}} \quad (3.72)$$

donde:

$M_{tx} = (M_{tix} \text{ o } M_{tzx})$ V_{tix} sea máximo)

x_{it} = distancia x del marco y_i al centro de rigidez

y_{it} = " " " " " x_i al " " " "

En seguida para cada marco se suman cortante directo y por torsión, obteniendo el cortante total por efecto de su propia dirección.

$$V_{ix} = V_{dix} + V_{tix} \quad (3.73)$$

Sin embargo también debe considerarse la componente torsional, provocada por el cortante en dirección ortogonal. Para el mismo marco en dirección x tenemos:

$$V_{tixy} = \frac{M_{txy} R_{ix} y_{it}}{\left\{ \sum R_{ix} y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2 \right\}} \quad (3.74)$$

donde:

$M_{txy} = \text{máx} (M_{tix}, M_{tzy})$

Finalmente el cortante total, correspondiente al marco será la suma del cortante total por efecto de su dirección más el 30% de la componente torsional ortogonal, según lo establece el RCDF-87. Para los marcos en dirección x tenemos:

$$V_{ixf} = V_{ix} + 0.3 V_{tixy} \quad (3.75)$$

Una vez conocidas todas las fuerzas, se analizan estáticamente los marcos planos con las fuerzas cortantes totales correspondientes, para determinar desplazamientos y elementos mecánicos. Si se emplea un modelo tridimensional, deberán realizarse dos análisis, cada uno con las fuerzas correspondientes a una sola dirección, ya que como se dijo, la estructura debe analizarse bajo dos componentes sísmicas ortogonales no simultáneas (incluyendo cada una el 30% del efecto torsional de la otra).

Como siempre, los desplazamientos obtenidos en este análisis deberán ser menores a los permisibles, y todos y cada uno de los elementos estructurales, deberán pasar la revisión de su resistencia.

Es importante mencionar que hasta este punto se han mencionado espectros de respuesta y la forma de trabajar con ellos; lo que implica que solo hemos tratado el diseño sísmico de edificaciones idealizadas como SUGL para resistir un solo sismo en particular; sin embargo este diseño no garantiza la seguridad de la edificación ante cualquier otro sismo.

La ocurrencia de eventos sísmicos es inversamente proporcional a su magnitud, de manera que los sismos de gran magnitud (medida de la energía liberada durante el movimiento) e intensidad (medida de daños locales provocados por el sismo), ocurren con poca frecuencia o bien, tienen un periodo de retorno muy grande. De acuerdo al RCDF-87 (art. 187.III), se establece que para el caso de acciones accidentales se tomará como intensidad de diseño el valor correspondiente a un periodo de retorno de 50 años (vida útil de la estructura); sin embargo, debido a que estos fenómenos son aleatorios, deberíamos elegir el evento cuyo periodo de retorno tenga una mínima probabilidad de ser excedido; eligiendo un 2% de probabilidad de falla (es decir una confiabilidad del $98\% \approx \mu - 2\sigma$ para una distribución Gaussiana), y considerando que el periodo de retorno necesario para obtener el sismo de diseño es inversamente proporcional a la probabilidad de falla de la predicción:

$$T = N/p = 50 \text{ años} / 0.02 = 2500 \text{ años}$$

Desafortunadamente a la fecha no se cuenta con la cantidad de registros (acelerogramas y espectros de respuesta) suficientes que abarquen este tiempo (el invento de los acelerógrafos data apenas de principios de siglo); por lo tanto, a lo sumo podemos diseñar sísmicamente una estructura con una confiabilidad aproximada del:

$$p = N/T_{\text{actual}} = 50/100 = 50\%$$

Por lo anterior se comprenderá que los espectros de diseño que aparecen en los reglamentos de construcción, pretendan ser la envolvente de los espectros de respuesta de todos los sismos importantes posibles registrados en el lugar de interés, además de que su aplicación está restringida por zonas, ya que las características del acelerograma dependerán fuertemente de la geología del lugar (y del entorno) donde se obtiene; pero principalmente debido a la incertidumbre que hay respecto a las características de futuros sismos de gran magnitud, el diseño sísmico basado en estos aun "inseguros" espectros de diseño, implica un riesgo que debemos correr.

En la figura 3.7 se muestra una comparación del espectro de respuesta del sismo de 1985 registrado en S.C.T., contra los espectros de diseño correspondientes para suelo blando que marca el actual RCDF-87 y el anterior RCDF-76.

Los análisis sísmicos hasta aquí descritos, suponen en todo momento un comportamiento linealmente elástico de la estructura, es decir con desplazamientos (desalojamientos) recuperables y directamente proporcionales a la magnitud de las cargas, y como se puede observar en el espectro de desplazamientos elásticos del sismo de 1985 de S.C.T. (registro más severo), los desplazamientos impuestos a las edificaciones fueron demasiado grandes como para que las construcciones actuales (sistemas estructurales y materiales hasta ahora empleados) hubieran podido soportarlas sin daño alguno, dejando antes de comportarse elásticamente y entrar a trabajar en el *rango inelástico* o bien de deformaciones permanentes. De hecho en este temblor muchas de las estructuras fallaron debido al fenómeno de *resonancia*, es decir que el período de la excitación coincidió con alguno de los períodos de vibración del edificio en cuestión. Este fenómeno provoca que la estructura tenga desplazamientos cada vez mayores hasta que se produce la falla; sin embargo antes de que puedan ocurrir estos grandes desplazamientos, debido a la gran magnitud de las fuerzas elásticas que se desarrollan, y a los repetidos ciclos de carga (variación pulsante y alternante de la carga), ocurren deformaciones plásticas que dependiendo del tipo de material y de carga de cada elemento estructural, degradan en cada ciclo de carga la rigidez del conjunto, y por lo tanto su capacidad de carga, hasta ocasionar la inestabilidad de toda la estructura. La gráfica carga-desplazamiento que describe el comportamiento de un elemento estructural ante una carga (dinámica) pulsante o alternante determinada, se le llama *gráfica de histéresis*, mientras que la parte correspondiente a un ciclo de carga se denomina *ciclo de histéresis*. Ver figura 3.8.

FIGURA 3.7: COMPARACION DE LOS ESPECTROS RESPUESTA CONTRA LOS DE DISEÑO DEL RCDF

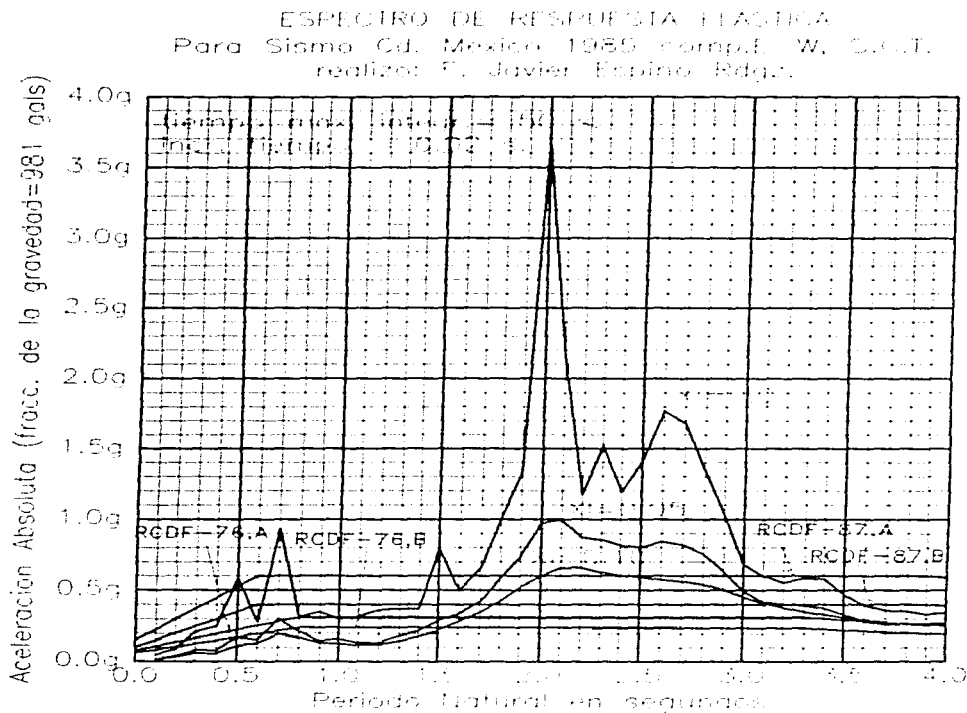
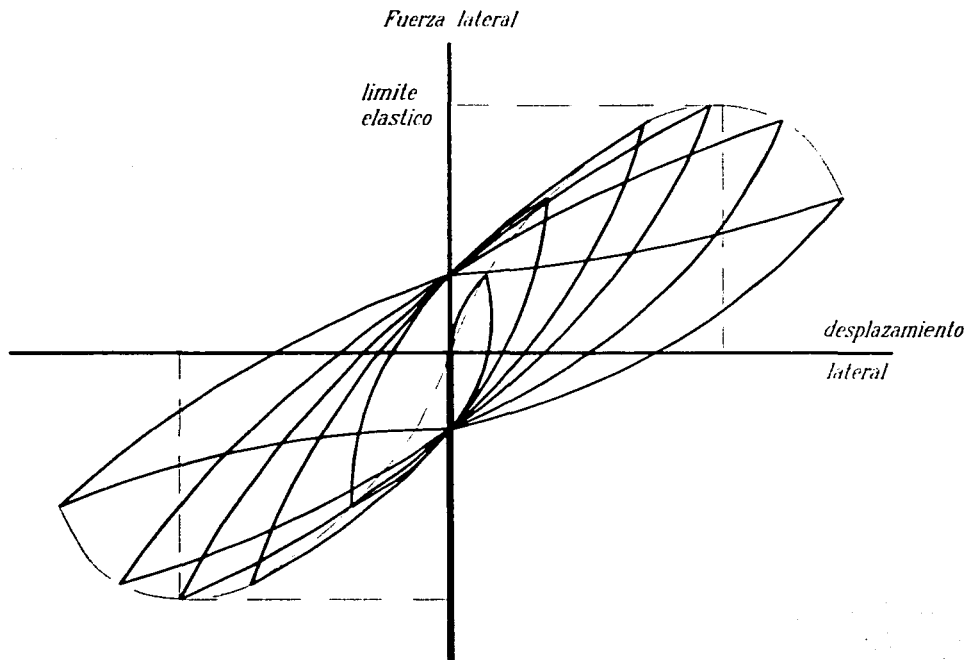


FIGURA 3.8: DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ EN CICLOS DE HISTÉRESIS



Degradacion de la rigidez en ciclos de histeresis

En una estructura puede presentarse alguno de los dos siguientes comportamientos histeréticos:

Comportamiento inestable: si ocurre degradación en ciclos de carga consecutivos, esto se identifica por una disminución del área comprendida dentro de cada ciclo, con respecto al área del ciclo anterior, por lo que el desplazamiento (inelástico) total en la falla será escaso, y la falla repentina, relacionándose con un tipo de *falla frágil*.

Comportamiento estable: si se observa un aumento del área comprendida dentro de cada ciclo, respecto del área del ciclo que le antecede, produciéndose grandes desplazamientos aun con aumentos pequeños de carga, después de varios ciclos, cuando al fin se produce la falla, se tiene un desplazamiento (inelástico) total apreciable, por lo que se relaciona con una *falla dúctil*.

El comportamiento inelástico es indeseable en cuanto a que la estructura sufre deformaciones permanentes, sin embargo, se ha visto que cuando una estructura incurra en su rango inelástico y de alguna forma se le suministra refuerzo para tener un comportamiento histerético estable, la deformación inelástica proporciona un tipo de disipación de energía extra a la del caso elástico (amortiguamiento viscoso interno), llamada *amortiguamiento histerético*, que consume parte de la energía cinética del sistema al transformarla en trabajo inelástico (94).

Para establecer la diferencia entre el comportamiento elástico y el inelástico en cuanto a disipación de energía, plantearemos el *Principio del Trabajo y la Energía*: para el SUGL:

$$T_1 + U_{1-2} = T_2 \quad (3.76)$$

donde:

T_1 = valor de la energía cinética del sistema en el estado i

U_{1-2} = trabajo realizado por el resultante de las fuerzas que actúan sobre el sistema desde el estado 1, hasta el estado 2.

$$T_2 - T_1 = U_{1-2} \quad (3.77)$$

$$T_2 - T_1 = \int_{x_1}^{x_2} (-\vec{F}_I) \cdot d\vec{x} = \int_{x_1}^{x_2} \vec{F} \cdot d\vec{x} + \int_{x_1}^{x_2} \vec{F}_E \cdot d\vec{x} + \int_{x_1}^{x_2} \vec{F}_D \cdot d\vec{x} \quad (3.78)$$

donde:

$\vec{F}_I = -m(\ddot{x})$ = vector de la fuerza de inercia que desarrolla el sistema para oponerse al movimiento.

\vec{F} = vector de la fuerza de excitación

$\vec{F}_E = -k(x)$ = vector de la fuerza de restitución (fuerza elástica) que opone la estructura al desplazamiento.

$\vec{F}_D = -c(\dot{x})$ = vector de la fuerza de amortiguamiento viscoso interno que se opone al movimiento.

El trabajo U_{1-2} que actúa sobre el sistema, se puede dividir en dos clases: trabajo de *fuerzas conservativas* U_c , y trabajo de *fuerzas no conservativas* U_{nc} .

$$T_2 - T_1 = U_{1-2} = U_c \text{ 1-2} + U_{nc \text{ 1-2}} \quad (3.79)$$

Se dice que una fuerza es conservativa, si se cumple la condición:

$$\oint_c \vec{F}_c \cdot d\vec{s} = \oint_c [F_{cx} dx + F_{cy} dy + F_{cz} dz] = 0 \quad (3.80)$$

donde:

$$\vec{F}_c = F_{cx} \hat{i} + F_{cy} \hat{j} + F_{cz} \hat{k}$$

$$d\vec{s} = dx \hat{i} + dy \hat{j} + dz \hat{k}$$

la cual expresa que el trabajo realizado por una fuerza conservativa a través de cualquier trayectoria cerrada, y que se calcula como la integral de línea de la fuerza evaluada a través de la curva c (que representa la trayectoria), es siempre cero; y por lo tanto la integral:

$$\int_c^{s_2} \vec{F}_c \cdot d\vec{s} = U_c \text{ 1-2} = V(s_1) - V(s_2) = -(V_2 - V_1) \quad (3.81)$$

es independiente de la trayectoria, dependiendo solo de las posiciones inicial y final del sistema. Donde:

$V(s_1)$: es la energía potencial del sistema en la posición s_1 , mientras que $(-V)$ es la *función escalar potencial*; y por lo tanto, comparando el Teorema fundamental del Cálculo:

$$\int_{s_1}^{s_2} F'(s) ds = F(s_2) - F(s_1) \quad (3.82)$$

con la ecuación (3.81) tenemos que:

$$\vec{F}_c \cdot d\vec{s} = - \left[\frac{\partial V}{\partial x} dx + \frac{\partial V}{\partial y} dy + \frac{\partial V}{\partial z} dz \right] = \text{grad}(-V) \cdot d\vec{s} \quad (3.83)$$

lo que indica que la fuerza conservativa F_c es el vector gradiente de la función potencial $(-V)$ del sistema.

En nuestro caso la fuerza \vec{F}_E es conservativa si el intervalo de desplazamientos $[x_1, x_2]$ provocan solo deformaciones elásticas en la estructura, ya que el trabajo de deformación elástica solo depende de los valores de desplazamiento inicial y final, cumpliéndose:

$$\oint_c \vec{F}_E \cdot d\vec{x} = 0 \quad \forall \text{ curva cerrada } c \quad (3.84)$$

donde:

$$d\vec{x} = \hat{i} dx$$

Para la fuerza de amortiguamiento viscoso, \vec{F}_D siempre efectúa trabajo contra el desplazamiento por lo que para cualquier comportamiento del sistema representado por una trayectoria cualquiera c : $F_D(x)$ tenemos:

$$\int_c \vec{F}_c \cdot d\vec{x} < 0 \quad (3.85)$$

En tanto que para la fuerza de excitación (aleatoria), en general para cualquier comportamiento de la curva c : $F(x)$, ocurre

$$\int_c \vec{F} \cdot d\vec{x} \neq 0 \quad (3.86)$$

Las ecuaciones (3.85) y (3.86) indican que \vec{F}_D y \vec{F} son fuerzas no conservativas, por lo que el trabajo realizado por ambas depende del comportamiento del sistema (trayectoria de integración c).

$$U_{nc \ 1-2} = \int_{x_1}^{x_2} \vec{F} \cdot d\vec{x} + \int_{x_1}^{x_2} \vec{F}_D \cdot d\vec{x} \quad (3.87)$$

mientras que en el caso de la fuerza F_E para desplazamientos elásticos, tenemos que para cualquier trayectoria de integración c : $F_E(x)$

$$U_c \ 1-2 = \int_{x_1}^{x_2} \vec{F}_E \cdot d\vec{x} = \left\{ \int \vec{F}_E \cdot d\vec{x} \right\} \Big|_{x_2} - \left\{ \int \vec{F}_E \cdot d\vec{x} \right\} \Big|_{x_1} = -(V_2 - V_1) \quad (3.88)$$

Substituyendo la ecuación (3.81) en la (3.79) resulta:

$$(T_2 - T_1) + (V_2 - V_1) = U_{nc \ 1-2} \quad (3.89)$$

reordenando:

$$T_1 + V_1 + U_{nc \ 1-2} = T_2 + V_2 \quad (3.90)$$

donde:

$$T_1 + V_1 = E_{m1} \quad (3.91)$$

siendo E_{m1} la Energía mecánica del sistema en el estado 1

$$E_{m1} + U_{nc \ 1-2} = E_{m2} \quad (3.92)$$

Este es el principio de *La conservación de la Energía Mecánica* donde expresa que la energía mecánica del sistema en el estado 1 más el trabajo realizado por las fuerzas no conservativas entre los estados 1 y 2, es igual a la energía mecánica del sistema en el estado 2.

Si ahora establecemos este principio para el estado 1 de reposo $x_1 = 0 = \dot{x}_1$, y el estado 2 donde $x_2 = x_e$ es elástico, tenemos:

$$\int_0^{x_e} \vec{F} \cdot d\vec{x} + \int_0^{x_e} \vec{F}_D \cdot d\vec{x} = \frac{1}{2} m \dot{x}_e^2 + \left\{ -\int \vec{F}_E \cdot d\vec{x} \right\} \Big|_{x_e} \quad (3.93)$$

realizando los productos internos de las integrales:

$$\int_0^{x_e} F dx + \int_0^{x_e} -F_D dx = \frac{1}{2} m \dot{x}_e^2 + \left\{ -\int -F_E dx \right\} \Big|_{x_e} \quad (3.94)$$

suponiendo un comportamiento linealmente elástico ($k(x)=cte.$) para cualquier valor de x_e :

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_e^2 + \frac{1}{2} k x_e^2 = \int_0^{x_e} F dx - \int_0^{x_e} F_D dx \quad (3.95)$$

La ecuación (3.95) establece que la energía mecánica del sistema en el estado 2, está formado por la suma de la energía de movimiento (cinética) y la energía almacenada (elástica) correspondientes a ese estado; además esta energía total, se debe a la energía suministrada por el trabajo de la fuerza de excitación realizado hasta el estado final, de la cual parte es disipada por el trabajo de la fuerza de amortiguamiento viscoso, desarrollado hasta el mismo estado.

Es obvio que para un valor fijo de energía suministrada hasta el estado final, la presencia de mayor amortiguamiento hace disminuir la energía de movimiento del estado 2 con $x=x_e$ (ya que la energía almacenada es la misma).

Si ahora planteamos un comportamiento plástico del mismo sistema, tendremos que la estructura "fluye" o se deforma permanentemente desde el reposo $x_1=0$ hasta $x_2=x_p$ al oponer una fuerza $F_e(x)$ (fuerza de fluencia de la estructura) al desplazamiento, disipando parte de la energía suministrada en trabajo inelástico, como esta energía no se almacena (no es potencial), la fuerza F_E es no conservativa y su trabajo se denomina *Energía de Histéresis* o a veces *amortiguamiento histerético*. La condición del estado x_2 se expresa como:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 = \int_0^{x_p} F dx - \int_0^{x_p} F_D dx - \int_0^{x_p} F_E dx \quad (3.96)$$

De la ecuación (3.96) se observa que cuando el sistema tiene la ductilidad suficiente para desarrollar la deformación plástica x_p , la energía mecánica en el estado final se debe solamente a la energía de movimiento, la cual es menor que en el caso elástico, ya que la energía suministrada no solo se consume en amortiguamiento viscoso, sino además en amortiguamiento histerético.

Combinando ahora ambos comportamientos en uno elasto-plástico, partiendo del estado de reposo $x_1=0$, hasta el estado 2 $x_2=x_p$, donde parte del desplazamiento x_p , es elástico (x_y), llamando $F_E = F_E(x)$ a la fuerza que opone la estructura al desplazamiento:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 + \left\{ -\int F_E dx \right\} \Big|_{x_y} = \int_0^{x_p} F dx - \int_0^{x_p} F_D dx - \int_0^{x_p} F_E dx \quad (3.97)$$

siendo $F_E(x \leq x_e)$ conservativa y $F_E(x > x_e)$ no conservativa.

La integral de la energía potencial del estado final (segundo término del miembro izquierdo), se evalúa en $x=x_e$, en lugar de $x=x_p$, debido a que:

$$V_p = \left\{ -\int F_E dx \right\} \Big|_{x_p} = -\int_0^{x_p} F_E dx = - \left\{ \int_0^{x_y} F_E dx + \int_{x_y}^{x_p} 0 dx \right\} = \left\{ -\int F_E dx \right\} \Big|_{x_y} \quad (3.98)$$

Si el comportamiento es lineal elástico-plástico ideal, llamando F_{EY} a la fuerza elástica de fluencia de la estructura, la ecuación (3.97) queda como:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 + \frac{1}{2} k x_y^2 = \int_0^{x_p} F dx - \int_0^{x_p} F_D dx - F_{EY} (x_p - x_y) \quad (3.99)$$

La ecuación (3.99) muestra que la energía mecánica (total) del sistema en el estado 2, es la suma de la energía de movimiento del sistema y de la energía elástica que es capaz de almacenar la estructura hasta el desplazamiento de fluencia x_y ; a partir del cual, y si la estructura es capaz de soportar mayores desplazamientos antes de fallar (comportamiento dúctil), la energía adicional impuesta a la estructura es disipada en trabajo inelástico; ayudando con esto a recuperar más rápido el estado de reposo del sistema. Aunque quedan deformaciones permanentes ($x_2 - x_e$) en la estructura, el sistema no se colapsa; mientras que si solo soporta desplazamientos elásticos x_e , teniendo un comportamiento frágil, cuando se demanden desplazamientos mayores para almacenar la energía que no se consumió por amortiguamiento viscoso, la estructura fallará irremediablemente.

Considerando ahora el estado 1 en $x=x_y$ (máximo desplazamiento elástico), y el estado 2 en $x=x_p$ (desplazamiento inelástico), tenemos:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 + \left\{ -\int F_E dx \right\} \Big|_{x_y} = \frac{1}{2} m \dot{x}_y^2 + \left\{ -\int F_E dx \right\} \Big|_{x_y} + \int_{x_y}^{x_p} F dx - \int_{x_y}^{x_p} F_D dx - \int_{x_y}^{x_p} F_E dx \quad (3.100)$$

O bien:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 = \frac{1}{2} m \dot{x}_y^2 + \int_{x_y}^{x_p} F dx - \int_{x_y}^{x_p} F_D dx - \int_{x_y}^{x_p} F_E dx \quad (3.101)$$

La ecuación (3.101) expresa que la energía cinética del sistema en el estado de deformación inelástica $x=x_p$, es la suma de la energía cinética en el estado límite de fluencia ($x=x_y$) más la energía suministrada por la fuerza de excitación entre ambos estados, menos la energía por amortiguamiento viscoso e histerético disipadas entre tales estados.

Para comportamiento lineal elástico-plástico ideal, llamando F_{EY} a la fuerza límite de fluencia de la estructura, tenemos:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_p^2 = \frac{1}{2} m \dot{x}_y^2 + \int_{x_y}^{x_p} F dx - \int_{x_y}^{x_p} F_0 dx - F E_y (x_p - x_y) \quad (3.102)$$

Planteando la ecuación (3.100) entre los desplazamientos correspondientes al inicio x_1 y final x_2 de un ciclo de histéresis cerrado, tenemos:

$$\frac{1}{2} m \dot{x}_2^2 + \left\{ -\int F E dx \right\}_{x_y} = \frac{1}{2} m \dot{x}_1^2 + \left\{ -\int F E dx \right\}_{x_y} + \int_{x_1}^{x_2} F dx - \int_{x_1}^{x_2} F_0 dx - \int_{x_1}^{x_2} F E dx \quad (3.103)$$

y como $x_1 = x_2$:

$$\int_c F dx = \int_c F_0 dx + \int_c F E dx \quad (3.104)$$

La ecuación (3.104) establece que la energía suministrada al sistema por la fuerza de excitación durante un ciclo de histéresis, se disipa íntegramente en el mismo ciclo por el amortiguamiento viscoso y el amortiguamiento histérico cuando la estructura tiene la ductilidad suficiente para soportar los desplazamientos inelásticos. Además como se ha establecido, el valor de cada integral de línea equivale al área encerrada por la curva a través de la cual se integra; así que entre mayor sea el área encerrada por la curva $FE(x)$ en un ciclo de histéresis, mayor capacidad tendrá la estructura para disipar energía.

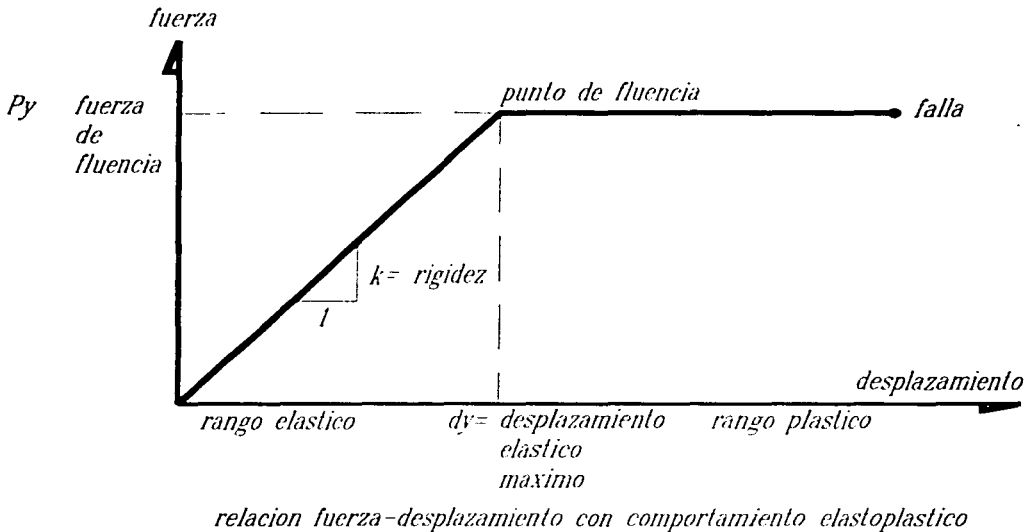
Este hecho implicaría que el análisis sísmico (al menos ante sismos de gran magnitud) de una edificación, debiera hacerse suponiendo un comportamiento inelástico de la estructura, más acorde al comportamiento real de la estructura cuando se rebasa el comportamiento elástico; lo que se traduce a considerar en la ecuación (3.57), a la rigidez para desplazamiento lateral k como una función del desplazamiento lateral del SUGL; teniendo entonces:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k(x)x = -m\ddot{x}_w \quad (3.105)$$

Este modelo matemático mejorado, permite una solución más próxima a la que en realidad experimenta una estructura de un grado de libertad como sería un edificio de un solo nivel, sujeto a un temblor de gran magnitud, donde $x_w(t)$ sea la función de aceleraciones del suelo del edificio (acelerograma) registrada en ese temblor; mientras que $k(x)$ es la función de rigidez lateral de toda su estructura, considerando los intervalos elástico (supuesto lineal) y plástico que por simplicidad podemos suponer ideal. ver figura 3.9.

El método para resolver esta ecuación diferencial, es conocido como *método de integración paso a paso*, y a más de su simplicidad al programar para resolver en computadora, es superior en aproximación al comportamiento real que resulta de los métodos lineales como la integral de Duhamel o de la transformada rápida de Fourier.

FIGURA 3.9: COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO



Para plantear el método de integración paso a paso, consideremos el equilibrio dinámico de fuerzas para un tiempo cualquiera t_1 :

$$F_1(t_1) + F_D(t_1) + F_E(t_1) = F(t_1) \quad (3.106)$$

y para un incremento de tiempo posterior Δt :

$$F_1(t_1+\Delta t) + F_D(t_1+\Delta t) + F_E(t_1+\Delta t) = F(t_1+\Delta t) \quad (3.107)$$

La diferencia de la ecuación (3.107) con (3.106), resulta en la ecuación diferencial de movimiento del sistema en términos de incrementos:

$$\Delta F_1 + \Delta F_D + \Delta F_E = \Delta F \quad (3.108)$$

donde:

$$\begin{aligned} \Delta F_1 &= F_1(t_1+\Delta t) - F_1(t_1) \\ \Delta F_D &= F_D(t_1+\Delta t) - F_D(t_1) \\ \Delta F_E &= F_E(t_1+\Delta t) - F_E(t_1) \\ \Delta F &= F(t_1+\Delta t) - F(t_1) \end{aligned} \quad (3.109)$$

Si como hemos supuesto, la fuerza de amortiguamiento es función de la velocidad de la masa, la fuerza elástica es función de su desplazamiento; mientras que la fuerza de inercia es proporcional a su aceleración; los incrementos de las fuerzas se pueden expresar como:

$$\begin{aligned} \Delta F_1 &= m \Delta \ddot{x} \\ \Delta F_D &= c_1 \Delta \dot{x} \\ \Delta F_E &= k_1 \Delta x \end{aligned} \quad (3.110)$$

donde:

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= x(t_1+\Delta t) - x(t_1) \\ \Delta \dot{x}_1 &= \dot{x}(t_1+\Delta t) - \dot{x}(t_1) \\ \Delta \ddot{x}_1 &= \ddot{x}(t_1+\Delta t) - \ddot{x}(t_1) \end{aligned} \quad (3.111)$$

Llevadas al límite las ecuación 3.110 y 3.111 cuando $\Delta t \rightarrow 0$, los coeficientes instantáneos de rigidez y amortiguamiento se convierten en:

$$k_1 = \left. \left(\frac{d F_E}{dx} \right) \right|_{x=x_1} ; \quad c_1 = \left. \left(\frac{d F_D}{dx} \right) \right|_{\dot{x}=\dot{x}_1} \quad (3.112)$$

De las ecuaciones (3.112) se deduce que si el modelo tuviera un comportamiento lineal, los coeficientes de rigidez y amortiguamiento serían constantes; mientras que el método de integración paso a paso permite considerar cualquier comportamiento "no lineal" del modelo, por lo que también se le denomina *análisis no lineal de SUGL*, (dado que la ecuación diferencial 3.105 es no lineal).

substituyendo la ecuación (3.110) en la (3.108), obtenemos la ecuación de equilibrio dinámico en incrementos de fuerzas:

$$m \Delta \ddot{x}_1 + c_1 \Delta \dot{x}_1 + k_1 \Delta x_1 = \Delta F_1 \quad (3.113)$$

donde los coeficientes c_1 y k_1 se calculan a partir de las ecuación (3.112) para los valores de velocidad y desplazamiento correspondientes a t_1 , suponiéndolos constantes durante todo el intervalo Δt .

Este planteamiento por consiguiente permite considerar no solo al coeficiente de rigidez variable, sino también al coeficiente de amortiguamiento variable;

Para aplicar esta ecuación, se emplean varios métodos como el de *aceleración constante* o el de *aceleración lineal*, que consideran respectivamente que la aceleración de la masa del sistema durante el intervalo de tiempo Δt es constante o que varía linealmente. Emplearemos este último por ser más aproximado, dando excelentes aproximaciones con poco esfuerzo computacional.

Sea t_1 el tiempo al inicio del intervalo de tiempo Δt , y $t_1 + \Delta t = t_{1+1}$ el valor al final del intervalo. Si la aceleración de la masa del sistema es una función lineal, entonces durante el intervalo se puede expresar como:

$$\ddot{x}(t) = \ddot{x}_1 + \frac{\Delta \ddot{x}_1}{\Delta t} (t - t_1) \quad (3.114)$$

donde $\Delta \ddot{x}_1$ está dado por la última de las ecuaciones 3.111. Integrando la ecuación (3.114) dos veces con respecto al tiempo:

$$\dot{x}(t) = \dot{x}_1 + \ddot{x}_1(t - t_1) + \frac{1}{2} \frac{\Delta \ddot{x}_1}{\Delta t} (t - t_1)^2 \quad (3.115)$$

$$x(t) = x_1 + \dot{x}_1(t - t_1) + \frac{1}{2} \ddot{x}_1(t - t_1)^2 + \frac{1}{6} \frac{\Delta \ddot{x}_1}{\Delta t} (t - t_1)^3 \quad (3.116)$$

evaluando las ecuación (3.115) y (3.116) para $t = t_1 + \Delta t$ resulta:

$$\Delta \dot{x}_1 = \ddot{x}_1 \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{x}_1 \Delta t \quad (3.117)$$

$$\Delta x = \dot{x}_1 \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{x}_1 \Delta t^2 + \frac{1}{6} \Delta \ddot{x}_1 \Delta t^2 \quad (3.118)$$

donde Δx_1 y $\Delta \dot{x}_1$ se definen en la ecuación (3.111). Empleando Δx_1 como variable básica, y despejando $\Delta \ddot{x}_1$ de la ecuación (3.118):

$$\Delta \ddot{x}_1 = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta x_1 - \frac{6}{\Delta t} \dot{x}_1 - 3\ddot{x}_1 \quad (3.119)$$

substituyendo en la (3.117) obtenemos:

$$\Delta \dot{x}_1 = \frac{3}{\Delta t} \Delta x_1 - 3\dot{x}_1 - \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_1 \quad (3.120)$$

Substituyendo las dos últimas ecuaciones en la (3.113) conduce a la ecuación de movimiento:

$$m \left\{ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta x_1 - \frac{6}{\Delta t} \dot{x}_1 - 3 \ddot{x}_1 \right\} + c_1 \left\{ \frac{3}{\Delta t} \Delta x_1 - 3\dot{x}_1 - \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_1 \right\} + k_1 \Delta x_1 = \Delta F_1 \quad (3.121)$$

Si se transfieren todos los términos que contienen Δx_1 al miembro izquierdo de la ecuación obtenemos finalmente:

$$\bar{k}_1 \Delta x_1 = \Delta \bar{F}_1 \quad (3.122)$$

donde:

$$\bar{k}_1 = k_1 + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c_1 \quad (3.123)$$

$$\Delta \bar{F}_1 = \Delta F_1 + m \left\{ \frac{6}{\Delta t} \dot{x}_1 + 3 \ddot{x}_1 \right\} + c_1 \left\{ 3 \dot{x}_1 + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_1 \right\} \quad (3.124)$$

La ecuación (3.122) es equivalente a una ecuación de equilibrio estático de incrementos, de la cual puede obtenerse el incremento de desplazamiento como:

$$\Delta x_1 = \frac{\Delta \bar{F}_1}{\bar{k}_1} \quad (3.125)$$

El desplazamiento al término del incremento de tiempo es:

$$x_{1 \rightarrow 1} = x_1 + \Delta x_1 \quad (3.126)$$

Substituyendo el incremento de desplazamiento (ecuación 3.125) en la ecuación (3.120) se obtiene el incremento de velocidad, de donde la velocidad al final del intervalo de tiempo será:

$$\dot{x}_{1 \rightarrow 1} = \dot{x}_1 + \Delta \dot{x}_1 \quad (3.127)$$

Finalmente la aceleración de la masa al final del intervalo se obtiene directamente de la ecuación de equilibrio como:

$$\ddot{x}_{1 \rightarrow 1} = \frac{1}{m} (F(t_{1 \rightarrow 1}) - F_0(t_{1 \rightarrow 1}) - F_E(t_{1 \rightarrow 1})) \quad (3.128)$$

donde:

$$F_0(t_{i-1}) = c_{i-1} \dot{x}_{i-1} \quad (3.129)$$

$$F_0(t_{i-1}) = k_{i-1} x_{i-1} \quad (3.130)$$

La razón de calcular por este medio la aceleración final del intervalo Δt , se debe al error cometido cuando se supone constante el valor de k_{i-m} durante el intervalo Δt correspondiente, mismo que se acumula en intervalos sucesivos, haciendo inestable al método; por lo cual además de hacer esta corrección por equilibrio directo en la ecuación (3.128), debe elegirse un valor de incremento de tiempo suficientemente pequeño para disminuir el error. Experimentalmente se han determinado excelentes resultados eligiendo Δt menor o igual a un décimo del período natural del SUGL que se analiza.

Posteriormente la fuerza de inercia al final del intervalo, se determina como:

$$F_1(t_{i-1}) = m \ddot{x}_{i-1} \quad (3.131)$$

Este proceso se continúa para t_{i-2} , haciendo $t_{i-2} = t_{i-1} + \Delta t$, hasta el último ciclo donde $t_{i-n} = t_{max}$ que es el tiempo hasta donde deseamos conocer la respuesta del sistema y hasta donde debemos tener definida la función de excitación $F(t_{max})$.

Para suponer un comportamiento elastoplástico ideal de la estructura del SUGL, debemos primeramente definir los dos valores de fluencia del sistema (correspondiente a cada sentido del desplazamiento). Siendo R_t y R_c los esfuerzos de fluencia en sentido positivo y negativo del desplazamiento respectivamente, la deformaciones de fluencia serán:

$$x_t = \frac{R_t}{k_e} ; \quad x_c = \frac{R_c}{k_e} \quad (3.132)$$

por lo tanto, al iniciar el movimiento, podemos tener x_0 :

- a) si $(x_c < x_0 < x_t) \Rightarrow k_0 = k_e$ (c. elástico) $\Rightarrow I=0$
- b) $x_0 > 0$, si $(x_0 \geq x_t) \Rightarrow k_0 = 0$ (c. plástico) $\Rightarrow I=1$
- c) $x_0 < 0$, si $(x_0 \leq x_c) \Rightarrow k_0 = 0$ (c. plástico) $\Rightarrow I=-1$

si $I=0 \Rightarrow$ se repiten las condiciones a), b), o c) para x_1

si $I=1$:

- b.a) $x_1 < 0$, si $(x_0 - (R_t - R_c)/k_e < x_1 < x_0) \Rightarrow k_1 = k_e \Rightarrow I=0$
- b.b) $x_1 > 0$, $k_1 = 0 \Rightarrow I=1$
- b.c) $x_1 < 0$, si $(x_1 < x_0 - (R_t - R_c)/k_e) \Rightarrow k_1 = 0 \Rightarrow I=-1$

si $I=-1$:

- c.a) $x_1 > 0$, si $(x_0 < x_1 < x_0 + (R_t - R_c)/k_e) \Rightarrow k_1 = k_e \Rightarrow I=0$
- c.b) $x_1 > 0$, si $(x_1 > x_0 + (R_t - R_c)/k_e) \Rightarrow k_1 = 0 \Rightarrow I=1$
- c.c) $x_1 < 0$, $k_1 = 0 \Rightarrow I=-1$

La secuencia anterior se repite en todos los ciclos sucesivos del programa, y además permite conocer el comportamiento del SUGL en cada intervalo a través del indicador *I*. Se debe tener presente que el análisis planteado por este método permite conocer el comportamiento no lineal (inelástico) para una edificación de un grado de libertad, sujeta a la excitación de un sismo en particular.

Es importante mencionar aquí que uno de los objetivos que pretende el diseño sísmico es que en caso de colapso inminente, una estructura pueda presentar deformaciones relativamente grandes que permitan "avisar" a sus ocupantes que debe ser evacuada y permitir para ello el tiempo suficiente antes de colapsarse. Este tipo de falla se denomina dúctil (cosa que no ocurrió en muchos de los edificios colapsados en 1985, que tuvieron una falla frágil). Y precisamente un análisis inelástico conlleva a que este objetivo se pueda cumplir más eficazmente, al conocer de una forma más aproximada los últimos desplazamientos reales (inelásticos) que puede presentar la estructura hasta la falla. La presencia de ductilidad en las estructuras es altamente deseable (y para estructuras sísmicas es indispensable), ya que además de presentar grandes deformaciones previas al colapso, permite que buena parte de la energía cinética que adquiere el sistema, se consuma en trabajo de deformación a falta de amortiguamiento capaz de disipar el movimiento. Desafortunadamente el trabajo necesario que demanda la energía sísmica de una edificación, es tan grande que no son suficientes los desplazamientos elásticos de la estructura, teniéndose que deformar inelásticamente (plastificación) para proporcionar el suficiente trabajo.

Hemos mencionado que los sismos de gran importancia imponen a las estructuras grandes desplazamientos (esfuerzos y deformaciones), especialmente a aquellas donde alguno de sus períodos naturales es igual o ligeramente inferior (debido a la degradación de rigidez ante las sacudidas sísmicas) al período dominante de la excitación (causa de la resonancia); y por ello se han desarrollado algunos criterios de diseño sísmico como por ejemplo: construir estructuras rígidas (edificios robustos o de poca altura a base de muros de cortante de concreto o mampostería y losas perimetralmente apoyadas, etc.) sobre suelos flexibles (suelos arcillosos con alto contenido de humedad o sin consolidar, etc.), mientras que las estructuras flexibles (edificios esbeltos a base de marcos de acero o concreto esbeltos y losas planas, etc.) se construyan sobre suelos rígidos (suelo firme rocoso, tepetate compacto, etc.); con el fin de evitar lo más posible que los períodos dominantes del suelo (períodos uniformes con que vibra el suelo ante un sismo) coincidan con alguno de los períodos de la edificación; y así evitar la resonancia.

También es comprensible que económicamente sería imposible construir estructuras cuya rigidez, además de limitar los desplazamientos abajo de los permisibles, permitiera en todos los casos mantener un comportamiento linealmente elástico ante cualquier terremoto posible; y por lo tanto se han desarrollado criterios (asentados en los reglamentos de construcciones con sus respectivas normas técnicas), que pretenden conducir a diseños estructurales que soporten sismos hasta de mediana importancia sin que les provoquen daños, mientras que para el caso de sismos importantes (magnitudes mayores a 6.0) puedan sufrir fallas estructurales que no pongan en peligro la estabilidad de toda la estructura. Sin embargo estos *daños permisibles* aun no están bien definidos en los reglamentos, debido quizá a la falta de experiencia en este sentido, aunque podríamos citar como efectos innegables: deformaciones permanentes, rupturas en elementos secundarios, agrietamientos, etc.).

Ya que los espectros de respuesta se han obtenido suponiendo un comportamiento lineal de la estructura y de acuerdo a lo expuesto en el párrafo anterior, la base legal establecida en el Distrito Federal (y área metropolitana) para el diseño sísmico, permite implícitamente que los diseños sísmicos estructurales sufran daños permisibles, pero a costa de la estructura desarrolle una alta ductilidad, lo cual permite que la energía sísmica reduce a su vez el riesgo de colapso total. Por lo tanto es necesario considerar el comportamiento no lineal de la estructura cuando se exceden sus límites elásticos dentro de los análisis sísmicos estáticos, y obtener *espectros de diseño inelásticos*.

Esta filosofía de diseño consiste en analizar las estructuras empleando aceleraciones (y por lo tanto fuerzas) sísmicas inferiores a las elásticas, con la finalidad de hacerla económicamente construible dándole capacidad de resistir elásticamente solo una parte de la energía sísmica, mientras que el resto se pretende que pueda consumirse por: trabajo por deformación inelástica (deformaciones permanentes), y en energía disipada por amortiguamiento (fricción entre los materiales y conexiones), que en conjunto pueda desarrollar la estructura.

Para ello se reducen los coeficientes sísmicos (C_s) y por lo tanto las fuerzas sísmicas de diseño a través de los llamados factores de comportamiento sísmico (Q), que permiten obtener un coeficiente sísmico reducido:

$$c = \frac{C_s}{Q} \quad (3.133)$$

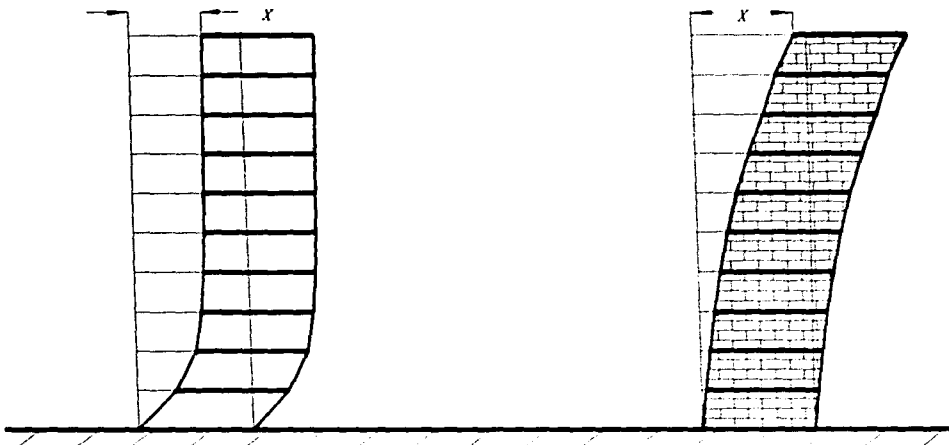
De esta forma las fuerzas sísmicas de la ecuación (3.64) se reducen así:

$$F_{ir} = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} W \frac{C_s}{Q} = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} W c \quad (3.134)$$

Estos factores de Comportamiento sísmico ($Q = 1,1.5,2,3,4$) se permiten aplicar de acuerdo a los materiales y tipo de estructura empleados. Así la máxima reducción con $Q=4$, se permite para las estructuras más dúctiles (mayor relación deformación última/deformación de fluencia) como las hechas a base de marcos de acero, mientras que la máxima reducción con $Q=1.5$, se permite a estructuras frágiles como las hechas de mampostería de piezas huecas. Sin embargo, los desplazamientos obtenidos con estas fuerzas reducidas deberán multiplicarse por Q , para obtener los desplazamientos reales, mismos que no deberán exceder a los permisibles.

No siempre es posible modelar estructuras como sistemas de un grado de libertad, en especial para el caso de edificios de varios niveles, cuyo movimiento depende de los desplazamientos de cada uno de sus niveles y estos a su vez de la masa que se encuentra "concentrada", así como de los elementos de rigidez y amortiguamiento que los ligan al de los niveles contiguos. Por esta razón se plantea un modelo mecánico que corresponda lo más aproximadamente posible al tipo de estructura de varios niveles. Por su configuración deformada lateral, los edificios de varios niveles se clasifican en edificios de flexión y de cortante (ver figura 3.10); los primeros adoptan una deformación similar a la de una viga en voladizo y en su mayoría son estructuras a base de muros, que por sus características matriciales son remotamente acoplados.

FIGURA 3.10: TIPOS DE EDIFICIOS SEGUN SU CONFIGURACIÓN DE DESPLAZAMIENTO LATERAL:



*edificios de cortante
(estructuraciones a base de marcos)
estrechamente acoplados*

*edificios de flexion
(estructuraciones a base de muros)
lejanamente acoplados*

tipos de edificios segun su configuracion de desplazamiento lateral

Mientras que los segundos se deforman en cortante y corresponden primordialmente a estructuras a base de marcos "flexibles" con sistemas de piso comparativamente rígidos, que matricialmente muestran ser estrechamente acoplados. Debido a que los primeros corresponden a estructuras cuyo comportamiento es similar al de estructuras continuas, los métodos para su análisis son más complicados (R40) (R9) y debido a que no se analizan este tipo de estructuras, no se incluyen en este trabajo. A continuación se analizan estructuras estrechamente acopladas, que deben cumplir las siguientes hipótesis de comportamiento:

a) El movimiento ocurre en el plano de los marcos y es solo horizontal, despreciando las inercias rotacionales, los giros en el plano de análisis

b) Solo se considera un desplazamientos horizontal por nivel, por lo que el número de grados de libertad considerados corresponderá al de niveles del edificio.

c) los sistemas de piso se suponen infinitamente rígidos, por lo que no se consideran deformaciones en su plano.

c) Se supondrá que la masa correspondiente a cada grado de libertad está concentrada en el centro geométrico del piso correspondiente.

d) Los coeficientes de rigidez que conectan cada masa dependen fundamentalmente de las columnas de los entrepisos adyacentes y de sus conexiones con los pisos que las limitan (trabes y losas).

El modelo mecánico simplificado de este sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) se ilustra en la figura 3.11.

Para establecer el modelo matemático correspondiente, plantearemos el principio de D'Alembert para el sistema, como:

$$[F_i] = [F(t)] + [F_e] + [F_d] \quad (3.135)$$

donde:

$[F_i]$ = Vector columna de las Fuerzas de inercia que desarrollan las masas del edificio. (contrarias a las aceleraciones de las masas)

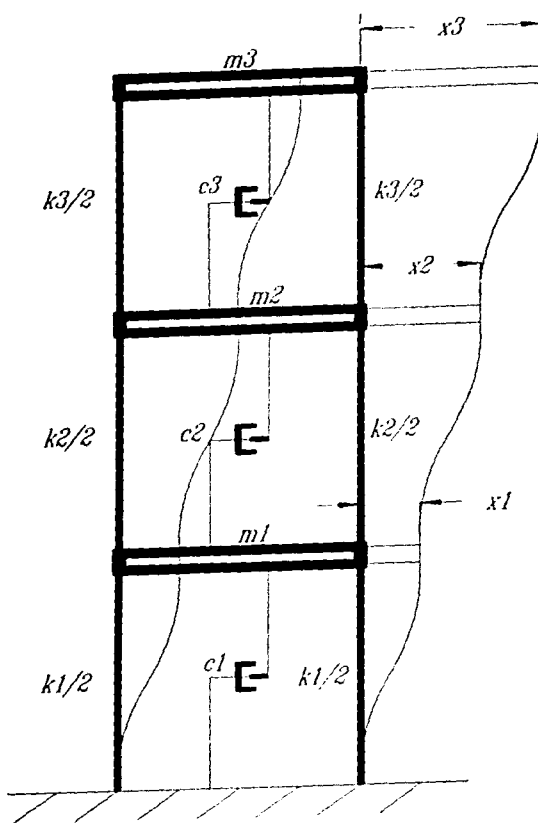
$[F(t)]$ = vector columna de Cargas aplicadas o de excitación que actúan en cada masa de la edificación (con dirección de los desplazamientos de las masas respectivas)

$[F_e]$ = vector columna de las Fuerzas elásticas que debe resistir la estructura (contrarias a los desplazamientos de las masas respectivas)

$[F_d]$ = vector columna de Fuerzas amortiguadoras del movimiento (contrarias a las velocidades de las masas respectivas.)

De la segunda Ley de Newton, expresada matricialmente para la resultante del sistema (vector de fuerzas de inercia), considerando que como la masa del sistema es invariante en el tiempo:

FIGURA 3.11: MODELO MECÁNICO DE UN SISTEMA DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD:



sistema mecanico de multiples grados de libertad

$$[F_1] = \frac{d}{dt}[m\dot{x}] = [m]\ddot{x} \quad (3.136)$$

donde:

$[m\dot{x}]$ = vector columna de cantidad de movimiento lineal del sistema

$[m]$ = matriz de masa del sistema

\ddot{x} = vector columna de las aceleraciones de las masas del sistema

Suponiendo que las fuerzas disipativas del movimiento se comportan de acuerdo a la ley de amortiguamiento viscoso:

$$[F_D] = -[c]\dot{x} \quad (3.137)$$

donde:

$[c]$ = matriz de amortiguamiento del sistema

\dot{x} = vector columna de las velocidades de las masas del sistema

De la Ley de Hooke expresada matricialmente para las fuerzas elásticas del sistema:

$$[F_E] = -[k]x \quad (3.138)$$

donde:

$[k]$ = matriz de rigidez del sistema correspondiente a los grados de libertad considerados en el análisis dinámico.

x = vector de los desplazamientos (grados de libertad) de las masas del sistema

Substituyendo las ecuaciones (3.136) a (3.138) en la ecuación (3.135) resulta:

$$[m]\ddot{x} = [F(t)] - [c]\dot{x} - [k]x \quad (3.139)$$

Si de la ecuación anterior despejamos las fuerzas elásticas obtenemos:

$$[k]x = [F(t)] - [m]\ddot{x} - [c]\dot{x} \quad (3.140)$$

lo que significa que las fuerzas elásticas de la estructura, deben equilibrar ya no solo las cargas aplicadas como en el caso estático, sino también a las fuerzas de inercia y fuerzas disipativas que se generan por el movimiento.

La ecuación matricial (3.139) representa un sistema de "n" (n = número de grados de libertad o desplazamientos considerados) ecuaciones diferenciales simultáneas lineales de segundo orden. Este sistema puede resolverse por diversos caminos (R40), dependiendo la complejidad del sistema; pero casi siempre empleando la programación del método en computadora, a través de *Métodos numéricos*. Un método tradicional empleado cuando la rigidez de la estructura es constante es el *Método de superposición modal*, que consiste en transformar el sistema a un conjunto de ecuaciones diferenciales desacopladas (independientes) resolviendo cada ecuación por separado (ya sea empleando la integral de Duhamel, series de Fourier, transformada rápida de Fourier, etc.) y sumando sus respuestas (ya sea desplazamiento, velocidad o aceleración) correspondientes a cada valor de tiempo y para cada grado de libertad, por lo que el resultado es un historial de desplazamientos, velocidades y/o aceleraciones para cada grado de libertad. Esto implica a diferencia de un análisis estático que provee un solo desplazamiento por cada grado de libertad considerado,

múltiples resultados para cada grado de libertad. Sin embargo, para fines de diseño estructural solo nos interesan los máximos desplazamientos que ocurran durante la vibración de la estructura, así que por lo menos tendremos que considerar "n" valores de tiempo distintos $\{t_{max}\}$, durante los cuales ocurrirá algún desplazamiento máximo cualquiera de los grados de libertad $\{x(t_{max})\}$; esto implica que estrictamente se deben calcular los elementos mecánicos de cada elemento estructural $\{M_e\}$ resultantes de cada conjunto de desplazamientos transformados $\{x_e\}$ (correspondientes a cada elemento) obtenidos en cada valor de tiempo considerado; matricialmente se expresa para cada elemento estructural e como:

$$[k_e] \{x_e(t_{max})\} = [M_e(t_{max})] \quad (3.141)$$

donde:

$[k_e]$ = matriz de rigidez del elemento estructural en cuestión

$\{x_e(t_{max})\}$ = matriz cuyas columnas contienen los desplazamientos transformados del elemento estructural correspondientes al valor de t_i ($i=1,n$)

t_{max} = valor de tiempo que contiene al menos un desplazamiento máximo de los n considerados.

$[M_e(t_{max})]$ = matriz cuyas columnas contienen los elementos mecánicos debidos a los desplazamientos calculados para el valor de tiempo t_i ($i=1,n$)

Para finalizar el análisis, de esta última matriz calculada $[M_e(t_{max})]$, se elige de cada renglón el valor máximo obtenido (máximo valor del elemento mecánico "j") del elemento estructural.

En seguida, se procede al diseño de la estructura tal como en el caso anterior (problema estático), pero tomando en cuenta todo lo referente a factores de incremento por fallas a causa de fatiga, vibraciones excesivas, etc. (de las cuales por desgracia carecen muchos reglamentos). Cabe señalar que en este caso, la mayoría de las cargas dinámicas que pueden actuar sobre las estructuras, se debe a situaciones accidentales (como sismos), por lo que los desplazamientos permisibles, son bastante mayores a aquellos establecidos para situaciones comunes, además dada la poca probabilidad que tienen de ocurrir, los factores de carga que incluyen este tipo de acciones son menores que los correspondientes a las combinaciones de carga muerta y carga viva; aunque en el diseño por estados límites de falla, se pretende al igual que en el caso estático, proporcionarle a cada elemento estructural una resistencia mayor que la estimada en el análisis para evitar la falla. Naturalmente que si las dimensiones finales calculadas no coinciden con las iniciales propuestas, deberá repetirse el ciclo considerando las dimensiones calculadas como iniciales y obtener una segunda aproximación, así hasta que ambas coincidan constructivamente.

Debido a que los eventos sísmicos provocan vibraciones en las edificaciones, el comportamiento para las estrechamente acopladas puede ser descrito mediante el sistema mecánico masa-resorte-amortiguador, solo que ahora la excitación actuará en la base de la edificación, y está dada por las aceleraciones del suelo que este le transmitirá (es decir que no hay cargas directamente aplicadas en los niveles de la edificación), tenemos entonces de la ecuación (3.139)

$$[F_t] = [F_o] + [F_e] \quad \text{o} \quad [m][\ddot{x}_T] = -[c][\dot{x}] - [k][x] \quad (3.142)$$

donde:

$[x_T]$ = matriz de los desplazamientos totales de los niveles (grados de libertad) de la edificación. Pero como:

$$[x_T] = [x_s] + [x] \quad (3.143)$$

siendo:

$[x]$ = matriz de desplazamiento relativos de los niveles de la edificación con respecto al desplazamiento de su base (cimentación)

$[x_s]$ = matriz del desplazamiento del suelo

derivando la ecuación(3.143) dos veces con respecto al tiempo:

$$[\ddot{x}_T] = [\ddot{x}_s] + [\ddot{x}] \quad (3.144)$$

donde:

$[\ddot{x}_s]$ = matriz de la aceleración del suelo

$[x]$ = matriz de las aceleraciones de los grados de libertad del edificio.

substituyendo la ecuación (3.144) en la (3.142) y reordenando obtenemos:

$$[m][\ddot{x}] + [c][\dot{x}] + [k][x] = -[m][\ddot{x}_s] \quad (3.145)$$

La ecuación (3.145) implica que la carga de excitación equivalente es la provocada por las aceleraciones del suelo en virtud de las masas del edificio. Si suponemos que estas no varían (en realidad si lo hacen en el caso de una evacuación) durante el evento sísmico, la matriz de masa del edificio es constante, y supondremos que el comportamiento de su estructura siempre se mantiene trabajando elasticamente y sin deterioro de sus elementos (más tarde veremos que no ocurre así), por lo que la matriz de rigidez será constante, y finalmente supondremos que la disipación de energía en el edificio solo depende de la velocidad del movimiento de cada grado de libertad (amortiguamiento viscoso), haciendo que la matriz de amortiguamiento también sea constante.

Las condiciones anteriores provocan que el sistema de n ecuaciones diferenciales simultáneas de segundo orden (3.145) sea lineal, y su solución (una matriz con " n " ecuaciones que describen el desplazamiento de cada grado de libertad de la edificación), dependen solo del tiempo para los demás parámetros (masas, rigideces y amortiguamientos) fijos.

Para el caso de análisis dinámico se podrá emplear el Método de superposición modal considerando todos los modos naturales de vibrar con frecuencias hasta de 2.5 hertz o al menos los tres primeros modos, calculando los factores de participación modal para las fuerzas laterales, a partir de los espectros de diseño reducidos (inelásticos) de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (R13), y calculando las respuestas modales S_i como la suma Euclídeana de las correspondientes a cada modo S_i :

$$S_T = \left(\sum S_i^2 \right)^{1/2} \quad (3.146)$$

Otra opción especialmente útil cuando se desea tomar en cuenta la variación de la rigidez, consiste en emplear el método de integración paso a paso con al menos cuatro acelerogramas de temblores específicos importantes (como el del 19-09-85) (R13), considerando:

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k(x)]\{x\} = -[m]\{\ddot{x}_s\} \quad (3.147)$$

La ecuación matricial (3.147) para sistemas de varios grados de libertad considera el comportamiento inelástico de la estructura (como el elastoplástico) y permite analizar la estructura tridimensionalmente (usando además las tres componentes ortogonales del acelerograma), esta se resuelve en computadora programando mediante análisis numérico este método (ver apéndice 18).

El análisis inelástico permite conocer de una manera más realista la historia de los desplazamientos en cada grado de libertad de la edificación ante un sismo dado, así como el estado de deformación (rango elástico o inelástico) de cada uno de sus elementos, a fin de determinar que elementos fallarían primero y que efecto tendrían en la estabilidad de la estructura.

Otros métodos de diseño en busca de disipar la mayor energía sísmica posible, radica en añadir sistemas mecánicos entre la cimentación y la superestructura que desliguen la transmisión de momentos flexionantes a esta última, y absorbiendo las fuerzas cortantes debido a la deformación de una parte de estos sistemas denominados *amortiguadores*, de tal manera que el periodo natural de la estructura sea considerablemente mayor al que tendría sin los amortiguadores, y por lo tanto disminuir la posibilidad de que entre en resonancia la estructura. Aunque la aplicación de estos sistemas se restringe a estructuras robustas, ya que al desligar la cimentación de la superestructura, no hay manera de soportar grandes momentos de volteo.

Hasta aquí hemos supuesto que las estructuras están empotradas al suelo, cosa falsa, ya que durante un temblor el suelo sufre desplazamientos relativos a la cimentación, deformándose debido al cortante basal que debe soportar la cimentación apoyándose en el suelo. Por lo que además debería realizarse un análisis con *Interacción suelo-estructura* (R10), el cual permite considerar las propiedades mecánicas promedio del suelo y obtener una mejor aproximación todavía de los desplazamientos y elementos mecánicos reales de cada elemento estructural, ya que en realidad sísmicamente la estructura presenta mayores valores de Períodos debido a los desplazamientos relativos de traslación y rotación de la cimentación con respecto al suelo circundante, provocando desplazamientos en la estructura quizá no considerados que impliquen inversión o amplificación de esfuerzos respecto de un análisis convencional (considerando la estructura empotrada); dado que este tipo de análisis involucra movimientos de cuerpo rígido de la cimentación y superestructura, los desplazamientos y elementos mecánicos calculados tienden a ser menores que los del análisis convencional, aunque esto no es concluyente.

Este capítulo ha pretendido mostrar a grandes rasgos, la importancia y el trabajo que implica el diseño estructural (análisis y dimensionamiento); así como de explicar los límites que actualmente presenta, especialmente en cuanto a diseño sísmico, y de esta manera justificar el porqué un diseño estructural no puede a la fecha, garantizar la seguridad de una edificación ante cualquier evento sísmico, aunque así lo pretende.

A continuación se presenta la memoria de diseño de cada una de las estructuras principales que conforman la edificación y de acuerdo a los principios aquí expuestos, para lo cual se agruparán en las siguientes partes: talleres, nave y oficinas; aunque, por facilidad de comprensión se mostrarán las memorias intercaladas cuando en un diseño se requiera previamente haber determinado algún resultado para realizar un diseño posterior.

CAPÍTULO 4

MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

(1) Aunque el predio se ubica fuera de los límites del Distrito Federal, debido a las características del suelo y a la geografía del lugar: estrato superior de arcilla (densa) con peso volumétrico al nivel de despalle (≈ 30 cm) = 1.78 Ton/m^3 , hasta 2.0 m abajo del nivel del terreno natural, donde se encontró un estrato de tepetate compacto con un espesor de al menos 20 cm. Además, debido a la relativa cercanía hacia el sur con algunas elevaciones de la sierra de Guadalupe, se consideró el predio como zona II o de transición. ver zonificación sísmica (R13).

(1) RCDF-87, Tit. 6o., cap. VIII, art. 219

4.1) Memoria de Diseño Edificio de Talleres y Cuartos de Almacén.

(2) Debido a que el edificio para talleres (planta baja) y cuartos de almacén (planta alta) no almacenan substancias inflamables ni altamente tóxicas, y el equipo de los talleres no se considera de valor excepcional, el edificio se clasifica estructuralmente dentro del grupo B. Además como su altura $H = 6.0 \text{ m} < 30 \text{ m}$, y área construida $A = 2 \text{ pisos} \times 3 \text{ cuartos} \times 6\text{m} \times 4\text{m} = 144 \text{ m}^2 < 6,000 \text{ m}^2$ (zona II), se clasifica como del subgrupo B2.

(2) RCDF-87, Tit. 6o., cap. I, art. 174

4.1.1) Diseño de Losa de azotea:

Descripción:

Losa maciza perimetralmente apoyada de concreto reforzado colada en el lugar monolíticamente con sus apoyos (trabes), con función exclusiva de cubierta al edificio (no soporta depósitos ni algún otro objeto). Rectangular, formada por tres tableros de $6\text{m} \times 4\text{m}$ cada uno, unidos por el claro corto. Pendiente uniforme requerida del 2.78% en la dirección larga (0.5m/18m) para evitar encharcamientos. Espesor efectivo propuesto: 10 cm

Concreto: premezclado con resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$; revenimiento = 14" (bombeado); tipo normal (agregado pétreo riolítico y andesítico) clase 2 (3) (peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 T/m^3)

(3) NTC-Concreto, secc. 1.4.1

Refuerzo: emparrillado simple con varillas corrugadas no. 3 tipo R-42 (esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

Método de Diseño:

El método para analizar esta losa será el Método de coeficientes de las NTC-Concreto del RCDF-87, dado que es el más simple. Consultar apéndice 9.

NOTA: Se desprecia en el análisis la inclinación de la losa.

Bajada de Cargas:

Cuadro de cargas unitarias:

DESCRIPCIÓN DE CARGA	MAGNITUD. [Kg/m ²]
LOSA 10 CM ESPESOR	240
CARGA ADICIONAL (1)	20
PLAFOND DE YESO E INSTALACIONES	20
IMPERMEABILIZACIÓN	10
CARGA MUERTA TOTAL	290
CARGA VIVA MÁXIMA (2)	100
CARGA TOTAL UNIT.	390

(1) RCDF-87,tít 6o., cap.IV, art. 197.

(2) RCDF-87,tít 6o., cap.V, Tabla de Cargas Vivas Unitarias

relación (carga viva/carga muerta) = $100/290 = 0.35 < 2.5 \Rightarrow$ el método es aplicable

Diseño por Carga Vertical:

(3) Como la estructura pertenece al subgrupo B2, el factor de carga aplicado a la combinación: carga muerta + carga viva máxima, será 1.4.

$$\Rightarrow \text{Carga de diseño vertical} = 1.4 (CM + CV_{\text{máx}})$$

(3) RCDF-87 Tít 6o., cap. III, art. 194

$$\text{Carga unitaria última } w_u = 1.4 (390 \text{ kg/m}^2) = 546 \text{ kg/m}^2$$

Para cada uno de los tableros tenemos: $a_2 = 6 \text{ m} \times a_1 = 4 \text{ m}$, unidos en los claros cortos.

Revisión de peralte mínimo:

$$\text{peralte} = \text{espesor} - \text{recubrimiento} = 10 - 2 = 8 \text{ cm} = d$$

(4) Se podrá omitir el cálculo de deflexiones de la losa, si el peralte efectivo no es menor que el perámetro (efectivo) del tablero (en cm) dividido entre 300; para lo cual los lados discontinuos se incrementarán en 25% para losa monolítica con sus apoyos, y en caso de que f_s (esfuerzo en condiciones de servicio del acero) $\cong 0.6 f_y \cong 2000 \text{ kg/cm}^2$, y/o w (carga uniforme de servicio) $> 380 \text{ kg/m}^2$; se ajustará el peralte efectivo d , multiplicándole por la cantidad:

$$k = 0.034 \{f_s w\}^{1/4}$$

(4) NTC-Concreto, secc.4.3.3 e).

Como:

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 390 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow k = 0.034 \{2520 \times 390\}^{1/4} = 1.071$$

para el tablero extremo (más desfavorable):

$$\text{Perímetro}^* = 1.25(2 \times 600 + 400) + 400 = 2400 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d_{\min} = (2400/300) 1.071 = 8.57 \text{ cm} > d = 8.0 \text{ cm}$$

para tablero central:

$$\text{Perímetro}^* = 1.25(2 \times 600) + 2 \times 400 = 2300 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d_{\min} = (2300/300) 1.071 = 8.211 \text{ cm} > d = 8.0 \text{ cm}$$

\(\therefore\) se deberán revisar deflexiones para losa

Cálculo de Momentos:

(1) Para momento negativo, las secciones críticas serán los bordes del tablero, mientras que para momento positivo, se tomarán las líneas medias.

Para la colocación del refuerzo, se considerarán en cada dirección una franja central, y dos franjas extremas. Para relaciones $a_1/a_2 > 0.5$, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas.

(1) NTC-Concreto, secc. 4.3.3 b).

dirección $a_1 = 4 \text{ m}$, ancho de franja central = 3 m

dirección $a_2 = 6 \text{ m}$, " " " " = 2 m

relación de claros $m = a_1/a_2 = 0.67$ para cálculo de coeficientes.

(2) Tabla de factores para el cálculo de momentos :

debiendo multiplicar los coeficientes obtenidos por el factor $w_u \times a_1^2 \times 10^{-4}$, para obtener momentos por unidad de ancho de losa en kg-m/m

(2) NTC-Concreto, secc.4.3.3, Tabla 4.1

TIPO DE TABLERO	m=0.6	m=0.7	m=0.67	X 10 ⁻⁴ wu a1 ²
DE BORDE: LADO LARGO DISCONTINUO				
DIRECCIÓN CLARO CORTO:				
(-) DISCONTINUO	321	283	294	257 Kg-m/m
(+) CONTINUO	285	241	254	222 Kg-m/m
DIRECCIÓN CLARO LARGO:				
(-) DISCONTINUO	442	411	422	369 Kg-m/m
(+) CONTINUO	142	138	139	122 Kg-m/m
DE ESQUINA: 2 LADOS ADYAC. DISC.				
DIRECCIÓN CLARO CORTO:				
(-) DISCONTINUO	321	277	290	254 Kg-m/m
(+) CONTINUO	306	259	275	240 Kg-m/m
DIRECCIÓN CLARO LARGO:				
(-) DISCONTINUO	455	429	437	382 Kg-m/m
(+) CONTINUO	248	236	240	210 Kg-m/m
(-) DISCONTINUO	146	142	143	125 Kg-m/m

Nota: Para las franjas extremas se multiplican los momentos obtenidos de las franjas centrales por 0.6. Los momentos negativos distintos en bordes continuos adyacentes, se distribuyen dos tercios de su diferencia en el caso de losas monolíticas, suponiendo la rigidez de cada tablero proporcional a (d^3/ai) .

Revisando la diferencia de momentos negativos en tableros adyacentes:

$(382-369) = 13 \text{ kg-m/m} = 3.5\% \text{ de } 369 < 50\% \text{ de } 369 \rightarrow$ el método de coeficientes es aplicable.

Para los momentos adyacentes 369 y 382 se distribuyen:

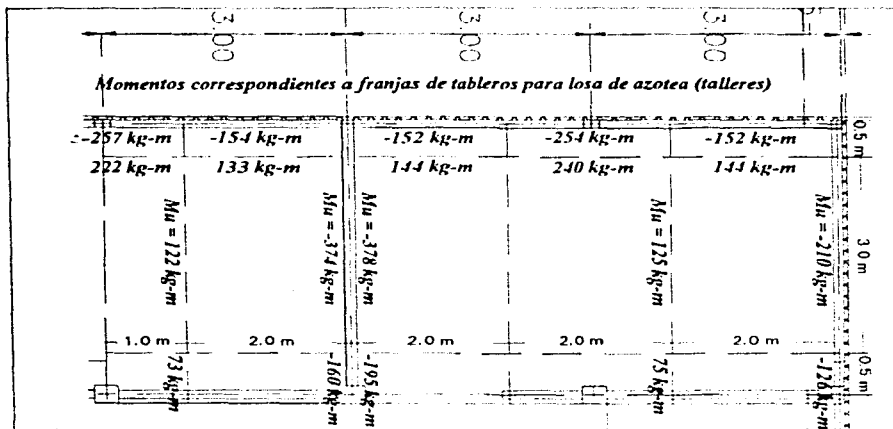
$$(382-369) \times (2/3) = 8.67 \text{ kg-m/m}$$

como ambos tableros tienen el mismo espesor (y peralte efectivo d), quedan en:

$$382-4.33 \approx 378 \text{ kg-m/m} \text{ y } 369+4.33 = 374 \text{ kg-m/m}$$

Ver figura 4.1de franjas centrales y extremas con momentos finales distribuidos.

FIGURA 4.1: FRANJAS DE LOSA CON MOMENTOS FLEXIONANTES FACTORIZADOS



Cálculo del refuerzo por flexión:

Para una sección rectangular de concreto simplemente reforzada, sujeta a flexión, el momento resistente de la sección M_R se obtiene como:

$$(1) M_R \text{ [kg-cm]} = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

donde:

F_R (factor de resistencia para flexión) = 0.9

A_s = área de acero de tensión [cm²]

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de tensión [kg/cm²]

d = peralte efectivo de la sección [cm]

p = razón de acero a tensión

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} \text{ [adimensional]} = p \frac{f_y}{f'_c} \text{ (NTC-C. secc. 2.1.2.d)}$$

b = ancho de la sección [cm]

f'_c = esfuerzo uniforme a compresión que alcanza el concreto [kg/cm²] (para una sección sujeta a flexión) siendo:

$f'_c = 0.85 f^*_c$ para $f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-C. secc.2.2.1.)

f^*_c = resistencia nominal a compresión del concreto [kg/cm²] siendo $f^*_c = 0.8 f^*_c$

(NTC-C. secc.1.4.1.b)

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d).ec.2.5

Proponiendo un recubrimiento de varillas de 2.0 cm (a partir de su centro).
Tenemos entonces:

$$f^*c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ 1 varilla no. 3} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = (10-2) = 8 \text{ cm}$$

La cantidad mínima de refuerzo en cada dirección de la losa, será la necesaria para resistir los cambios volumétricos por temperatura, y se obtiene como:

$$(1) a_s [\text{cm}^2/\text{cm}] = \frac{660 x_1}{f_y(x_1+100)}$$

donde:

x_1 = espesor de la losa [cm]

(1) NTC-Concreto secc. 3.10

para $x_1 = 10$ cm

$$a_s = \frac{660 \times 10}{4200 \times (10 + 100)} = 0.0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para elementos expuestos a la intemperie, el refuerzo no será menor a (1.5 a_s).
por lo tanto:

$$A_s \text{ mfn} = 1.5(0.0143 \times 100) = 2.145 \text{ cm}^2/\text{m} = 3 \text{ vs. no. 3} \text{ @ } 33 \text{ cm/m}$$

además, la cantidad de refuerzo deberá ser menor que la obtenida para lograr la falla balanceada de la sección: área de acero balanceada A_{sb} :

$$(2) A_{sb} [\text{cm}^2] = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

(2) NTC-Concreto, secc. 2.1.2.b).

$$A_{sb} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} \times 100 \times 8 = 15.238 \text{ cm}^2 = 21.377 \text{ vs. no. 3} \text{ @ } 5.0 \text{ cm}$$

Momento resistente para separación @ 30 cm con varillas no. 3

$$p = \frac{2.377}{(100 \times 8)} = 0.00297$$

$$q = 0.00297 \times 4200/170 = 0.0734$$

$$M_R = 0.9 \times 2.377 \times 4200 \times 8 \times (1 - 0.5 \times 0.0734) = 69242.2 \text{ kg-cm/m}$$

Tabulando los momentos resistentes de la sección para separaciones de refuerzo comprendidas entre los límites de acero obtenidos, tenemos:

SEPARACIÓN	A_s .(cm ² /ml)	MR.(kg-m/ml)
30 cm	2.377	692.3
25 cm	2.852	824.4
20 cm	3.565	1018.7
15 cm	4.753	1331.9
10 cm	7.130	1918.7
5 cm	14.260	3362.7

De la tabla anterior observamos que el momento resistente proporcionado por el refuerzo a la separación de 30 cm, supera el momento máximo que se presenta en la losa (Momento negativo en lado continuo de tableros de esquina), cumpliendo la ecuación de diseño:

$$MR = 692.4 \text{ kg-m/m} > Mu_{\text{máx}} = 378 \text{ kg-m/m}$$

Revisión por cortante:

La sección crítica a cortante se supone está a un peralte efectivo d , del paño del apoyo. La fuerza cortante actuante V_u por metro de ancho de losa se calculará como:

$$(i) V_u \text{ [kg/m]} = \frac{(a_1/2-d) w_u}{1 + (a_1/a_2)^b}$$

incrementando en un 15% el valor anterior en caso de bordes continuos y discontinuos. Mientras que el cortante resistente para un ancho b de losa, se supondrá igual a:

$$(ii) V_R \text{ [kg]} = 0.5 FR b d \sqrt{f'c}$$

siendo:

FR (factor de resistencia para cortante) = 0.8

(i) NTC-Concreto secc. 4.3.3.f).

de donde:

$$V_u = 1.15 \frac{(4/2-0.08) 546}{1 + (4/6)^b} = 1108.3 \text{ kg/m}$$

$$V_R = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 8 \sqrt{200} = 4,525.4 \text{ kg/m}$$

$$\therefore V_R > V_u$$

Revisión por estado límite de servicio (cálculo de deflexiones)

Obtención de la sección transformada agrietada de losa (R22), ver figura 4.2.

E_s = módulo de elasticidad del acero = 2.0×10^6 kg/cm²

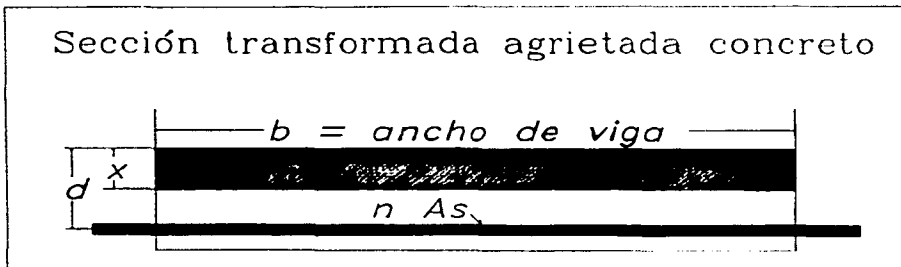
E_c = módulo de elasticidad del concreto (clase 2 y $f'c = 250$ kg/cm²)

(2) $E_c = 8000\sqrt{f'c} = 8000 \times \sqrt{250} = 126491$ kg/cm²

(2) NTC-Concreto, secc.1.4.1.d).

n (relación de transformación) = $E_s/E_c = 2 \times 10^6 / 126491 = 15.811$

FIGURA 4.2: SECCION TRANSFORMADA AGRIETADA DE CONCRETO



Profundidad de la zona de compresión x :

$$bx^2/2 - n A_s(d-x) = 0$$

$$(100 \text{ x}^2)/2 - 15.811 \times 2.377 (8-x) = 0$$

$$\Rightarrow x(+) = 2.105 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección transformada agrietada:

$$I_a = bx^3/3 + n A_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I_a = \frac{100 \times 2.105^3}{3} + 15.811 \times 2.377 \times (8-2.105)^2 = 1616.949 \text{ cm}^4$$

(1) Obtención de la Carga Diferida para cálculo de Deflexiones:

(1) RCDF-87 Tit 60., cap.V, art. 199-III

CARGA	VALOR. [kg/m ²]
C. MUERTA	290
C. VIVA MEDIA AZOTEAS (2)	15
C. DIFERIDA	305

(2) RCDF-87 Tit 60., cap.V, Tabla de Cargas vivas unitarias

$$w = 305 \text{ kg/m}^2$$

Obtención de la deflexión inmediata central para una franja central de ancho unitario, en dirección del claro corto para tableros, empleando el *Método de las áreas de momentos* con el momento de inercia de la sección transformada agrietada (3).

(3) NTC-Concreto, secc. 2.2.2.

Segundo Teorema del área de momentos (R22):

si C = sección al centro del claro, y E = sección extrema de la franja:

$\Delta_{c/e} = \Delta_{c/e} =$ Momento de 1er orden del área del diagrama $(-M/EI) \approx (d^2y/dx^2)$ comprendido entre las secciones C y E, con respecto a la sección C.

$$\Delta_{c/e} = \int_E^C \frac{-M(x)}{E I(x)} x_c dx = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E I_i} A_i x_{ci}$$

donde:

M(x) = función de momento flexionante

E = módulo de elasticidad del material

I(x) = función del momento de inercia de la sección transversal

A_i = Área de la porción i del diagrama (-M) entre C y E.

x_{ci} = distancia horizontal del centroide del área A_i al punto C.

I_i = momento de inercia de la secc. transversal correspondiente a la porción i.

Momentos correspondientes a la franja de cálculo, con carga diferida según el método de coeficientes:

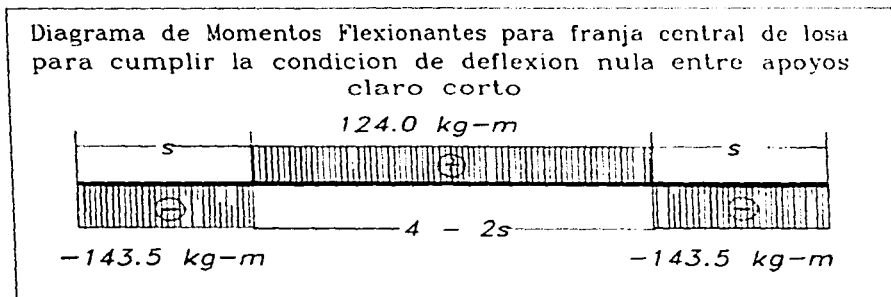
$$M = k \times 10^{-4} w a^2$$

$$M(-) = 294 \times 10^{-4} \times 305 \times 4^2 = -143.5 \text{ kg-m}$$

$$M(+) = 254 \times 10^{-4} \times 305 \times 4^2 = 124.0 \text{ kg-m}$$

Debido a que la deflexión de un extremo apoyado con respecto a otro debe ser cero, y como E I = cte. ver figura 4.3.

FIGURA 4.3: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN FRANJA CENTRAL DE LOSA AZOTEA



$$E I \Delta e/E = -[-143.5 s \frac{s}{2} + 124 (4 - 2s) (2-s + s) - 143.5s (4 - \frac{s}{2})] = 0$$

$$-71.75 s^2 + 992 - 496 s + 71.75 s^2 - 574 s = 0$$

$$-1070 s + 992 = 0$$

$$s = 0.927$$

Para la deflexión al centro del claro corto:

$$\sum \Delta_1 x_c = -[-143.5 \times \frac{0.927^2}{2} + 124 \times (2-0.927) \times \frac{(2+0.927)}{2}] / EI = -133.065$$

$$E I = (1.26491 \times 10^9 \text{ kg/m}^2)(1.6169 \times 10^{-6} \text{ m}^4) = 20452.970 \text{ kg-m}^2$$

$$\Rightarrow \Delta_1 = -133.065 / 20452.970 = -6.51 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 0.65 \text{ cm hacia abajo}$$

Cálculo de deflexiones inmediatas para cada tablero, según los coeficientes de momentos:

FRANJA TABLERO	M(-).	M(+).	S.	DEFLEX. Δ ₁
CENTRAL	143.5 kg-m	124.0 kg-m	0.927	-0.65 cm
EXTREMO	141.5 kg-m	134.2 kg-m	0.974	-0.67 cm

NOTA: El cálculo de las deflexiones considera las franjas de losa como vigas sin el efecto de torsión provocado por las franjas ortogonales, por lo que se pueden considerar como resultados conservadores.

(1) Para obtener la deflexión diferida, se multiplica la deflexión inmediata Δ_i , por el factor:

$$(1) k_d = \frac{4}{1 + 50 \rho_{prom}'} \text{ (para concreto clase 2)}$$

donde:

ρ_{prom}' = razón de acero de compresión promedio del elemento a flexión (A_s'/bd)

(1) NTC-Concreto secc. 2.2.2

como:

A_s' en extremos = 0.5 A_s = vs. @ 60 cm $\Rightarrow A_s' = 1.188 \text{ cm}^2$

A_s' en zona de momento positivo = 0

$$A_s'_{prom} = \frac{2(1.188)}{3} = 0.792 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{prom}' = \frac{0.792}{100 \times 8} = 9.903 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow k_d = \frac{4}{1 + 50 \times 9.903 \times 10^{-4}} = 3.811$$

por lo que:

$$\Delta_d = -0.67 \times 3.811 = -2.55 \text{ cm}$$

finalmente, la deflexión total Δ_t será la suma de las deflexiones inmediata y diferida:

$$\Delta_t = (-0.67) + (-2.55) = -3.22 \text{ cm}$$

deflexión permisible:

$$(2) \Delta_p \text{ [cm]} = L/240 + 0.5$$

donde:

L = longitud del claro [cm]

(2) RCDF-87 tít VI, Capít III, Art.184

$$\Delta_p = 400/240 + 0.5 = 2.17 \text{ cm}$$

comparando:

$$\Delta_t = 3.22 \text{ cm} > \Delta_p = 2.17 \text{ cm}$$

\Rightarrow Se deberá dar una contraflecha mínima al centro de los tableros (R24) de:

$$(\Delta_t - \Delta_p) = 3.22 - 2.17 = 1.05 \text{ cm} \approx 1.1 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se proporcionará un armado uniforme en todas las franjas de 30 x 30 cm en toda la losa dando una contraflecha al centro de cada tablero de 1.1 cm.

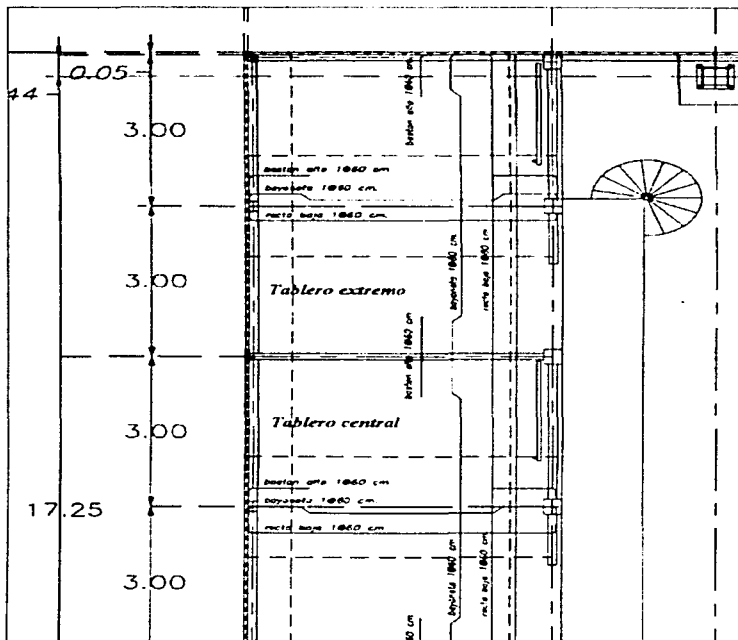
Detalle de Armado:

(1) Para dobleces de varillas y anclaje, se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes para momento negativo. ver figura 4.4.

(1) NTC-Concreto, secc. 4.3.3

Se armará un emparrillado inferior de 30 x 30 cm con vs. no. 3, bayoneteando cada tercer varilla en sus extremos en 0.67 m y complementando el refuerzo negativo con bastones de 80 cm @ 60 cm de varillas número 3 (entre bayonetas). Todos los extremos de varillas llevarán ganchos ó escuadras estandar. Ver apéndice 20.

FIGURA 4.4: ARMADO PARA LOSA DE AZOTEA EN EDIFICIO DE TALLERES



4.2) Diseño de traves perimetrales invertidas para losa de azotea (talleres):

Descripción:

Traves perimetrales de concreto reforzado coladas monolíticamente con la losa de azotea (inclinada 1.591° en dirección de las traves), para apoyo de tableros de losa: diseñados para resistir la flexión, cortante y la torsión debidos al peso de la losa y los momentos negativos en sus extremos, para un claro máximo no apoyado de 3.00 m (entradas). Aunque todas las traves se encuentran apoyadas sobre muros, se diseña con la rigidez y armado necesarios para servir como empotramiento parcial de la losa. Dimensiones efectivas propuestas de la sección: 20 × 30 cm

Concreto: Mismo que para losa de azotea.

Refuerzo: Longitudinal propuesto: vs. tipo R-42. Refzo. transversal: estribos rectangulares verticales de alambón con $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

Método de Diseño:

Análisis: Debido a que las uniones trabe-columna no son empotramientos perfectos, ni tampoco apoyos simples; además del efecto provocado por la vibración trepidatoria que tiene como resultado un incremento de los momentos flexionantes en la trabe, se considera una envolvente de ambos casos de apoyo: Para flexión y cortante, bajo carga uniformemente repartida como viga doblemente empotrada para momento flexionante negativo y como simplemente apoyada para momento positivo. En el caso de torsión se supondrá empotrada en ambos extremos bajo la carga de torsión uniforme: momento negativo por unidad de ancho del (los) tablero(s) correspondiente(s). Se desprecian los efectos debidos a la inclinación de la trabe (1.591° con respecto al plano horizontal).

Dimensionamiento: Se emplearán los métodos y fórmulas correspondientes para el diseño de vigas de las NTC-Concreto del RCDF-87 (R16).

(1) Efecto de pandeo lateral en trabe invertida: (pandeo en zona de compresión)

relación: distancia entre apoyos laterales / ancho viga = $(300-20)/20 = 14 < 35$
 + se acepta el ancho efectivo = 20 cm

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.1.2

Bajada de Cargas:

(2) Área correspondiente de losa: $\frac{1}{2} \left[\frac{6+2}{2} \cdot 2 \right] = 4 \text{ m}^2$

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.1.1

Carga muerta unit. de losa = $290 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 386.67 \text{ kg/m}$

Salientes de traves de losa: $0.20 \text{ m} \times (0.30-0.10) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 96 \text{ kg/m}$

Carga viva máx unit. de losa azotea: $100 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 133.33 \text{ kg/m}$

Cuadro de Cargas:

CARGA	VALOR. [KG/M]
C.MUERTA LOSA AZOTEA	386.67
PESO PROPIO SALIENTE	96.00
C. MUERTA TOTAL	482.67
C. VIVA MÁX. LOSA AZOTEA (1)	133.33
C. TOTAL	W = 616.00

(1) RCDF-87 Tit. 6o., cap. V, Tabla cargas vivas unitarias

Elementos mecánicos de Diseño:

Momentos flexionantes de diseño M_u :

$$M(+)\text{ máx} = w L^2 / 8 = 616 \times 3^2 / 8 = 693 \text{ kg-m (centro del claro)}$$

$$M(-)\text{ máx} = w L^2 / 12 = 616 \times 3^2 / 12 = 462 \text{ kg-m (extremos)}$$

$$\Rightarrow M_u(+) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 693 = 970.2 \text{ kg-m}$$

$$M_u(-) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 462 = 646.8 \text{ kg-m}$$

Fuerza Cortante de diseño V_u

$$V_{\text{máx}} = w L / 2 = 616 \times 3 / 2 = 924 \text{ kg (extremos)}$$

$$\Rightarrow V_u = F_c \times V_{\text{máx}} = 1.4 \times 924 = 1293.6 \text{ kg}$$

Momento Torsionante de diseño T_u :

Consultar apéndice 1: "Cálculo de reacciones para barras sujetas a momentos torsionantes distribuidos".

Para el caso de la trabe central (más desfavorable)

Considerando los momentos de empotramiento de la losa negativos:

$$T_A^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 -154 (3-x) dx - \frac{1}{3} \int_2^3 -257 (3-x) dx$$

$$T_A^* = \frac{154}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_0^2 + \frac{257}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_2^3 = \frac{154}{3} \times 4 + \frac{257}{3} \times \frac{1}{2}$$

$$T_A^* = 248.17 \text{ kg-m}$$

$$T_B^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 -154 x \, dx - \frac{1}{3} \int_2^3 -257 x \, dx$$

$$T_B^* = \frac{154}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_0^2 + \frac{257}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_2^3 = \frac{154}{3} \times 2 + \frac{257}{3} \times \frac{5}{2}$$

$$T_B^* > 316.83 \text{ kg-m}$$

Por condición estática:

$$T_A^* + T_B^* = T$$

$$248.17 + 316.83 = 2 \times 154 + 257 = 565 \text{ kg-m}$$

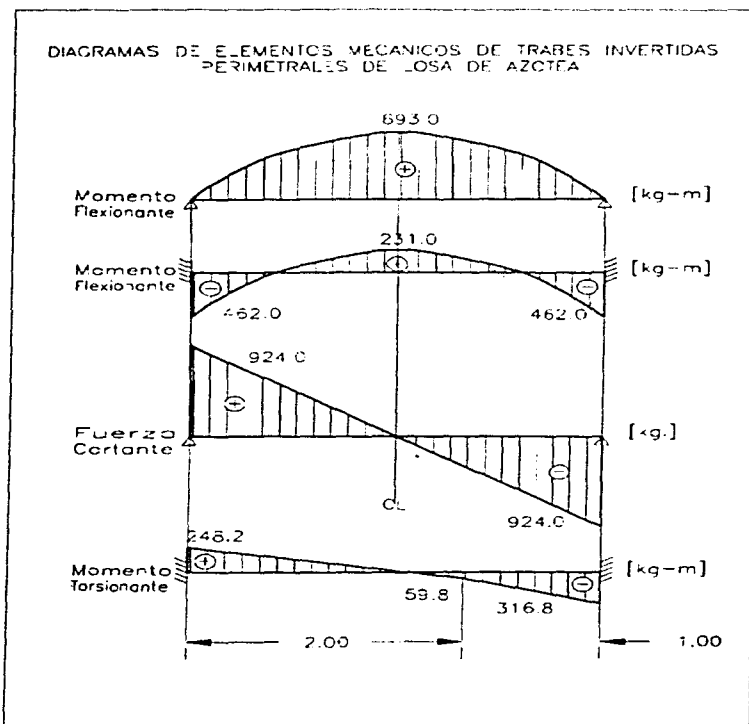
(1) Como la resistencia a torsión de la viga no afecta directamente el equilibrio de la estructura, T_u se calculará con la mitad de la rigidez a torsión de la viga, y G (módulo de rigidez a cortante) = 0.4 E.

(1) N.T.C. Concrete secc. 2.1.6.a)

$$T = \frac{1}{2} T^* m_4 x = \frac{1}{2} \times 316.83 \text{ kg-m} = 158.5 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow T_u = F_c T^* = 1.4 \times 158.5 = 221.8 \text{ kg-m}$$

FIGURA 4.5: DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE TRABES INVERTIDAS DE LOSA AZOTEA



Diseño por Flexión:

Se considera sección rectangular

$b = 20 \text{ cm}$

$d = 27 \text{ cm}$

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$

Acero mínimo longitudinal:

$$(1) A_s \text{ mfn } [\text{cm}^2] = 0.7 \sqrt{f'c} b d / f_y$$

(1) N.T.C. Concreto. 2.1.2 a)

$$A_s \text{ mfn} = 0.7 \times \sqrt{250} \times 20 \times 27 / 4200 = 1.423 \text{ cm}^2 = 2 \text{ vs. no. 3}$$

Acero máximo:

$$(2) A_s \text{ máx } [\text{cm}^2] = 0.75 \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

(2) N.T.C. Concreto 2.1.2 b)

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} \times 20 \times 27 = 7.71 \text{ cm}^2$$

Eligiendo 2 vs. no. 3 $\Rightarrow A_s = 2 \times 0.713 \text{ cm}^2 = 1.426 \text{ cm}^2$

$$p = A_s / (b d) = 2.64 \times 10^{-3}$$

$$q = p \times f_y / f''c = 6.524 \times 10^{-2}$$

$$(3) M_R [\text{kg-cm}] = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

(3) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d)

$$M_R = 0.9 \times 1.426 \times 4200 \times 27 \times (1 - 0.5 \times 6.524 \times 10^{-2}) = 1407.9 \text{ kg-m}$$

$$M_R = 1407.9 \text{ kg-m} > M_u = 970.2 \text{ kg-m}$$

Diseño por Cortante:

Se considera la sección rectangular. La fuerza cortante resistente del concreto en una viga VCR con peralte $h \leq 70 \text{ cm}$, y relaciones $h/b \leq 6$, $L/h \geq 5$, se tiene:

(4) Como $p < 0.01 \Rightarrow$

$$V_{CR} [\text{kg}] = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f''c}$$

siendo:

$$F_R = 0.8$$

$$p = 2.64 \times 10^{-3} = \text{razón de acero a tensión para flexión en extremos}$$

(4) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).1

$$V_{CR} = 0.8 \times 20 \times 27 \times (0.2 + 30 \times 2.64 \times 10^{-3}) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1705.8 \text{ kg.} > V_u = 1293.6 \text{ kg.}$$

→ teóricamente no se requieren estribos por cortante (al menos deberán colocarse estribos de alambón ϕ d/2 de separación (1).

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b).

Diseño por Torsión:

(2) Si se cumple la desigualdad: $\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{CR}^2} \geq 1.0$, y además $T_u > T_{CR}$, se requerirá refuerzo por torsión; y si alguna de las dos no se cumple, se puede despreciar el efecto de torsión.

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.a)

$$(2) T_{OR} \text{ [kg-cm]} = 0.6 \sqrt{f^*c} F_R \sum_{i=1}^n x_i^2 y_i$$

donde:

$F_R = 0.8$

n = no. de rectángulos en los que se descompone la sección

x_i = ancho del rectángulo i

y_i = largo del rectángulo i . ($y_i \leq 3x_i$)

Debido a que la viga se cuela junto con la losa, se considera que una porción de la última contribuye a resistir torsión; y como su espesor es de 10 cm, la longitud máxima considerada debe ser de $3 \times 10 = 30$ cm

$$\rightarrow \sum_{i=1}^2 x_i^2 y_i = 20^2 \times 30 + 10^2 \times 30 = 15000$$

$$\rightarrow T_{OR} = 0.6 \times \sqrt{200} \times 0.8 \times 15000 = 1018.233 \text{ kg-m}$$

$$(2) T_{CR} = 0.25 T_{OR}$$

$$T_{CR} = 0.25 \times 1018.233 = 254.558 \text{ kg-m}$$

$$T_{CR} = 254.558 \text{ kg-m} < T_u = 221.8 \text{ kg-m}$$

pero:

$$(T_u/T_{OR})^2 + (V_u/V_{CR})^2 = (221.8/1018.233)^2 + (1293.6/1705.8)^2 = 0.623 < 1$$

∴ se desprecia el efecto de torsión

Revisión estado límite de servicio:

carga viva media losa azotea: $15 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 20 \text{ kg/m}$
 carga muerta losa: $290 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 386.67 \text{ kg/m}$
 carga muerta saliente trabe invertida: 96 kg/m

CARGA	VALOR. [Kg/M]
C. M. LOSA	386.67
C. M. SALIENTE	96.00
C. M. TOT.	482.67
C. VIVA MEDIA AZOTEA (1)	20.00
C.TOTAL	502.67

(1) RCDF-87 Tft 6o., cap.V, Tabla de Cargas vivas unitarias

relación de transformación de los materiales: $n = E_s/E_c$

$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 126491 \text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 2, $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$)

$\Rightarrow n = 2 \times 10^6 / 126491 = 15.811$

Cálculo de zona a compresión en sección transformada de la trabe:

$$\frac{bx^2}{2} - n A_s(d-x) = 0$$

$$\frac{20 x^2}{2} - 15.811 \times 1.426 \times (27 - x) = 0$$

$$10 x^2 + 22.546 x - 608.755 = 0$$

$\Rightarrow x(+) = 6.756 \text{ cm}$

Momento de inercia secc. transformada agrietada:

$$I_a = bx^3/3 + n A_s(d-x)^2$$

$$I_a = \frac{20 \times 6.756^3}{3} + 15.811 \times 1.426 \times (27 - 6.756)^2 = 11295.78 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima para viga simplemente apoyada con carga unif. repartida (R22):

$$\Delta = \frac{S \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$\text{Deflexión inmediata } \Delta_1 = \frac{5 \times 5.03 \text{ kg/cm} \times 300^4 \text{ cm}^4}{384 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 11295.78 \text{ cm}^4} = 0.371 \text{ cm}$$

$$(1) \text{ Deflexión diferida } \Delta_d = \Delta_1 \frac{4}{1 + 50 p'}$$

donde:

p' = porcentaje de acero a compresión

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$p' = 1.426 / (20 \times 27) = 2.641 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta_d = 0.371 \times \frac{4}{1 + 50 \times 2.641 \times 10^{-3}} = 1.312 \text{ cm}$$

$$\text{deflexión total } \Delta_t = \Delta_1 + \Delta_d = 0.371 + 1.312 = 1.683 \text{ cm}$$

$$(2) \text{ deflexión permisible } \Delta_p = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

(2) RCDF-87 tít VI. Capít III. Art.184

$$\Delta_p = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 1.683 \text{ cm} < \Delta_p = 1.75 \text{ cm}$$

∴ se admite la sección de 20 × 30 cm armada con 4 vs. no. 3 tipo R-42 y estribos de alambrión de 15 × 25 cm @ d/2 = 13 cm de separación uniforme.

NOTA: Para el resto de la trabe perimetral invertida de losa de azotea, y trabes intermedias de tableros que se apoyan directamente sobre muros, se mantienen las dimensiones de 20 × 30 cm, y se refuerza con el armado mínimo (3): 4 vs. no. 3, y estribos de 15 × 25 cm de alambrión y separados @ 20 cm .

(3) N.T.C. Mampostería secc. 3.3

Revisión de esfuerzo tangencial sobre muros longitudinales en el desplante de la losa de azotea, debido a inclinación:

$$\text{pendiente : } 0.5/18.0 = 2.78\% \Rightarrow \theta = 1.591^\circ$$

considerando muro de 6.00 m que soporta tablero central, tenemos:

area tributaria de losa: 8 m²

$$\text{peso correspondiente de losa: } 8\text{m}^2 \times 390 \text{ kg/m}^2 = 3120 \text{ kg}$$

$$\text{carga unitaria vertical sobre muro: } 3120/6 = w = 520 \text{ kg/m}$$

$$\text{componente tangencial de carga unitaria } w_t = 520 \text{ sen } 1.591^\circ = 14.439 \text{ kg/m}$$

$$\text{componente normal de carga unitaria } w_n = 520 \text{ cos } 1.591^\circ = 519.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{fuerza cortante de diseño: } w_{tu} = F_c w_t = 1.4 \times 14.439 \text{ kg/m} = 20.215 \text{ kg/m}$$

(i) La resistencia a fuerza cortante para muros confinados está dada por:

$$(i) V_R [\text{kg}] = F_R (0.5 v^* AT + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* AT$$

donde:

F_R = factor de resistencia muros confinados

v^* = esfuerzo cortante medio según N.T.C.- Mampostería (R17) secc. 2.4.2

P = carga normal al muro sin multiplicar por factor de carga

AT = área de apoyo del muro

(i) N.T.C. Mampostería secc. 4.3.2

para una longitud unitaria de muro tabicón macizo ligero $e = 13$ cm:

$$F_R = 0.7$$

$$v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = w_n = 519.8 \text{ kg}$$

$$AT = 100 \times 13 = 1300 \text{ cm}^2$$

$$0.7 \times (0.5 \times 3 \times 1300 + 0.3 \times 519.8) = 1474.1 \text{ kg} \leq 1.5 \times 0.7 \times 3 \times 1300 = 4095 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow V_R/\text{m} = w_{tR} = 1474.1 \text{ kg/m} < w_{tu} = 20.215 \text{ kg/m}$$

∴ El muro resiste la componente tangencial por carga vertical

4.1.3) Diseño Trabe de cerramiento en muros de planta alta:

Descripción:

Trabe de cerramiento a 2.1 m del n.p.t. de losa de entrepiso, para soportar el peso de losa de azotea, trabe invertida perimetral y mocheta de tabicón ligero (e = 13 cm), librando claros de 3.00 m para entradas a cuartos de almacén. Sección elegida: 20 x 30 cm .

Concreto: hecho en obra para resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y revenimiento aprox. de 8 cm Agregado pétreo máx. 19 mm .

Refuerzo: longitudinal varillas tipo R-42; estribos alambrcn $f_yv = 2600 \text{ kg/cm}^2$

Método de diseño:

Análisis: Debido a que las uniones trabe-columna no son empotramientos perfectos, ni tampoco apoyos simples; además del efecto provocado por la vibración trepidatoria que tiene como resultado un incremento de los momentos flexionantes en la trabe, se considera una envolvente de ambos casos de apoyo; Se considera como viga con carga uniformemente repartida, doblemente empotrada para momento flexionante negativo, y simplemente apoyada para momento flexionante positivo. Se considera doblemente empotrada para la torsión causada por la losa sobre los muros. Se dimensionará de acuerdo a las N.T.C. Concreto del R.C.D.F.-87 (R16).

Bajada de cargas:

Mocheta de tabicón de 0.40 m altura = $0.4 \text{ m}^2/\text{m} \times 260 \text{ kg/m}^2 = 104 \text{ kg/m}$

Peso propio Trabe de cerramiento: $0.20 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 144 \text{ kg/m}$

CARGA	VALOR. (KG/M)
C.MUERTA LOSA AZOTEA	386.67
PESO SALIENTE TRABE INVERTIDA	96.00
PESO PROPIO TRABE CERRAMIENTO	144.00
PESO MOCHETA TABICÓN:	104.00
C. MUERTA TOTAL	730.67
C. VIVA MÁX. LOSA AZOTEA (1)	133.33
C. TOTAL	W = 864.00

(1) RCDF-87, Tít.60., cap.V, Tabla cargas vivas unitarias.

Elementos mecánicos de diseño:

Momentos flexionantes de diseño M_u :

$$M(-)_{\max} = w L^2/12 = 864 \times 3^2 / 12 = 648 \text{ kg-m} \Rightarrow M(-)_u = 1.4 \times 648 = 907.2 \text{ kg-m}$$

$$M(+)_{\max} = w L^2/8 = 864 \times 3^2 / 8 = 972 \text{ kg-m} \Rightarrow M(+)_u = 1.4 \times 972 = 1360.8 \text{ kg-m}$$

Fuerza Cortante de diseño V_u :

$$V_{\max} = w L / 2 = 864 \times 3 / 2 = 1296 \text{ kg} \Rightarrow V_u = 1.4 \times 1296 = 1814.4 \text{ kg.}$$

Momento Torsionante de Diseño:

Como en este caso, la resistencia a torsión de la trabe tampoco afecta directamente el equilibrio de la estructura (ya que si la rigidez a torsión de la trabe es nula, se mantiene en equilibrio la losa) por lo que el momento, T_u se calculará con la mitad de la rigidez a torsión de la viga, y G (módulo de rigidez a cortante) = 0.4 E.

excentricidad con que se transmite la carga de la losa al muro

$$(1) e_c \text{ [cm]} = \frac{1}{2} - \frac{b}{3}$$

donde:

t = espesor del muro

b = ancho del muro en que se apoya la losa

(1) N.T.C. Mampostería secc. 4.1.2.

losa (trabe invertida) totalmente apoyada sobre el muro $\Rightarrow t = b = 13 \text{ cm}$

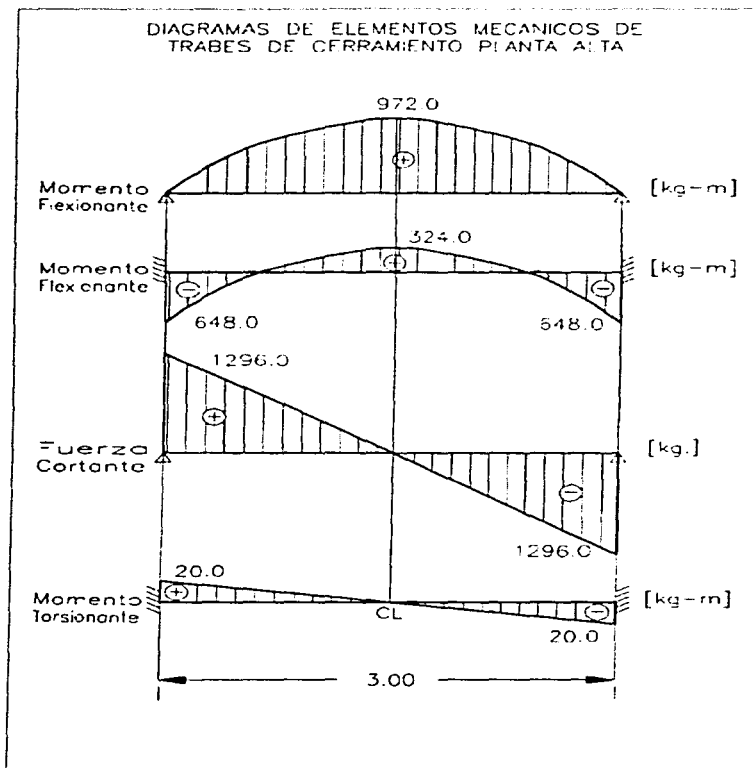
$$e_c = \frac{13}{2} - \frac{13}{3} = 2.17 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = w_i e_c L / 2 = 616 \text{ kg/m} \times 0.0217 \text{ m} \times 3 \text{ m} / 2 = 20.02 \text{ kg-m}$$

$$\text{torsión reducida } T^* = \frac{1}{2} T_{\max} = \frac{1}{2} \times 20.02 = 10.01 \text{ kg-m}$$

$$T_u = F_c T^* = 1.4 \times 10.01 \text{ kg-m} = 14.01 \text{ kg-m}$$

FIGURA 4.6: DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE TRABES DE CERRAMIENTO PLANTA ALTA



Diseño por Flexión:

Debido a que se trata de la misma sección de la trabe perimetral los refuerzos longitudinales mínimo y máximo son: 1.423 cm² y 7.71 cm² respectivamente. A partir de:

$$\begin{aligned} f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f''_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'''_c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 20 \text{ cm} \\ d &= 27 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yv} &= 2600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para Momento positivo:

eligiendo 2 vs. no. 4: $A_s = 2 \times 1.27 \text{ cm}^2 = 2.54 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{2.54}{20 \times 27} = 0.002346$$

$$q = p \frac{f_y}{f'''_c} = 0.002346 \times \frac{4200}{170} = 0.057957$$

$$(1) M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d)

$$M_R = 0.9 \times 2.54 \times 4200 \times 27 \times (1 - 0.5 \times 0.05796) = 2517.2 \text{ kg-m}$$

$$M_R (+) = 2517.2 \text{ kg-m} > M_u (+) = 1360.8 \text{ kg-m}$$

Para Momento negativo:

eligiendo el acero mínimo : 2 vs. no. 3 = 1.426 cm²

$$p = \frac{1.426}{20 \times 27} = 2.641 \times 10^{-3}$$

$$q = 2.641 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 6.524 \times 10^{-2}$$

$$M_R = 0.9 \times 1.426 \times 4200 \times 27 \times (1 - 0.5 \times 6.524 \times 10^{-2}) = 140790.0 \text{ kg-cm}$$

$$M_R (-) = 1407.9 \text{ kg-m} > M_u (-) = 907.2 \text{ kg-m}$$

Diseño por Cortante:

Se considera la sección rectangular extrema

Resistencia a fuerza cortante del concreto:

Como:

(1) $L/h \geq 5$, $h/b < 6$, $h \leq 70$ cm y $p < 0.01$

$$(1) V_{cr} \text{ [kg]} = FR b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f^*c}$$

p = razón de acero a tensión (flexión negativa)

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).1

$$V_{cr} = 0.8 \times 20 \times 27 \times (0.2 + 30 \times 2.641 \times 10^{-3}) \sqrt{200} = 1705.9 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 1705.9 \text{ kg} < V_u = 1814.4 \text{ kg}$$

⇒ se requiere refuerzo para cortante:

La separación del refuerzo transversal, dada para estribos verticales, se obtiene con la expresión:

$$(2) s \text{ [cm]} = \frac{FR A_v f_{yv} d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{FR A_v f_{yv}}{3.5 b}$$

donde:

$FR = 0.8$: factor de resistencia

A_v = área transversal de refuerzo comprendido en una longitud s

f_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero de los estribos

$$A_v = 2 \times 0.317 \text{ cm}^2 = 0.633 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600 \times 27}{1814.4 - 1705.9} = 327 \text{ cm} \geq \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600}{3.5 \times 20} = 18 \text{ cm} \Rightarrow s = 18 \text{ cm}$$

pero además si:

$$(2) V_u = 1814.4 \text{ kg} < 1.5 FR b d \sqrt{f^*c} = 1.5 \times 0.8 \times 20 \times 27 \times \sqrt{200} = 9164.1 \text{ kg}$$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b)

$$5m \leq x = d/2$$

$$\Rightarrow s = 27/2 \cong 13 \text{ cm}$$

Diseño por Torsión:

La primera condición para despreciar el efecto de torsión no se cumple:

$$(1) (T_u/T_{OR})^2 + (V_u/V_{CR})^2 > 1.0$$

pero:

$$(1) TOR [kg-cm] = 0.6 \sqrt{f'_c} FR \sum_{i=1}^n x_i^2 y_i$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.a)

$$\sum_{i=1}^1 x_i^2 y_i = 20^2 \times 30 = 12000 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow TOR = 814.6 \text{ kg-m}$$

$$TCR = 0.25 TOR$$

$$TCR = 203.6 \text{ kg-m} > 14.01 \text{ kg-m}$$

⇒ se desprecia el efecto de torsión en la trabe.

Diseño por estado límite de servicio:

carga viva losa: $15 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 20 \text{ kg/m}$

carga muerta losa: $290 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 386.67 \text{ kg/m}$

carga muerta saliente trabe invertida: 96 kg/m

carga mocheta tabicón: 104 kg/m

carga trabe cerramiento: 144 kg/m

CARGA	VALOR. (KG/M)
C.MUERTA LOSA AZOTEA	386.67
PESO SALIENTE TRABE INVERTIDA	96.00
PESO PROPIO TRABE CERRAMIENTO	144.00
PESO MOCHETA TABICÓN	104.00
C. MUERTA TOTAL	730.67
C. VIVA MEDIA LOSA AZOTEA (2)	20.00
C. TOTAL	W = 750.67

(2) RCDF-87, Tít.6o., cap.V, Tabla cargas vivas unitarias.

relación de transformación del acero al concreto: $n = E_s/E_c$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 126491 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto clase 2, } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\Rightarrow n = 2 \times 10^6 / 126491 = 15.811$$

Cálculo de zona a compresión en sección transformada de la trabe:

$$\frac{bx^2}{2} - n A_s(d-x) = 0$$

$$\frac{20 x^2}{2} - 15.811 \times 2.54 \times (27-x) = 0$$

$$10 x^2 + 40.16 x - 1084.345 = 0$$

$$\Rightarrow x(+) = 8.60 \text{ cm}$$

Momento de inercia sección transformada agrietada:

$$I_a = bx^3/3 + n A_s(d-x)^2$$

$$I_a = \frac{20 \times 8.6^3}{3} + 15.811 \times 2.54 \times (27 - 8.6)^2 = 17836.9 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima para viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida (R22):

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

(1) Deflexión inmediata:

$$\Delta_i = \frac{5 \times 7.51 \text{ kg/cm} \times 300^4 \text{ cm}^4}{384 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 17836.9 \text{ cm}^4} = 0.351 \text{ cm}$$

$$(1) \text{ Deflexión diferida } \Delta_d = \Delta_i \frac{4}{1 + 50 p'}$$

donde:

p' = porcentaje de acero a compresión

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$p' = 2.54 / (20 \times 27) = 0.004704$$

$$\rightarrow \Delta_d = 0.351 \times \frac{4}{1 + 50 \times 4.703 \times 10^{-3}} = 1.137 \text{ cm}$$

$$\text{deflexión total: } \Delta_t = \Delta_i + \Delta_d = 0.351 + 1.137 = 1.488 \text{ cm}$$

$$(1) \text{ deflexión permisible } \Delta_p = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

(1) RCDF-87 tit VI, Capit III, Art.184

$$\Delta_p = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 1.488 \text{ cm} < \Delta_p = 1.75 \text{ cm}$$

∴ Se admite la sección de 20 × 30 cm armada con 4 vs. no. 4 R-42 y estribos de alambón 15 × 25 cm @ d/2 = 13 cm de separación uniforme.

Nota: Para el resto de la cadena de cerramiento, se empleará una sección de 15 × 20 cm, concreto f'c = 200 kg/cm² armado con 4 vs. no. 3. tipo R-42, y estribos no. 2 @ 15 cm fyv = 2600 kg/cm²

(2) Revisión de refuerzo mínimo longitudinal

$$4 \times 0.713 = 2.85 \text{ cm}^2 > 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b h = 0.2 \times \frac{200}{4200} \times 15 \times 20 = 2.85 \text{ cm}^2$$

(2) Revisión refuerzo mínimo transversal

$$s = 15 \text{ cm} < 1.5 d_c = 1.5 \times 17 = 25 \text{ cm}$$

(2) N.T.C. Mampostería secc. 3.3

$$A_{sv} = 2 \times 0.317 = 0.633 \text{ cm}^2 > \frac{1000 s}{f_{yv} d_c} = \frac{1000 \times 15}{2600 \times 17} = 0.339 \text{ cm}^2$$

∴ Se acepta armado de cadena cerramiento.

4.1.4) Diseño de Losa de entrepiso:

Descripción:

Losa maciza perimetralmente apoyada de concreto reforzado colada en el lugar monolíticamente con sus apoyos (trabes), para soportar una carga viva de 1000 kg/m², de forma rectangular, formada por tres tableros de 6m x 4m c/u, unidos por el claro corto, y voladizo de 1.00 m de ancho libre, a casi todo lo largo de la losa para servir de pasillo. Espesor propuesto de losa: 15 cm; espesor propuesto voladizo: 10 cm.

Concreto: premezclado con resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$; revenimiento = 14" (bombeado); tipo normal (agregado pétreo riolítico y andesítico) clase 2. con aditivo para resistencia rápida ($f_c \approx f'c$ a los 14 días)

Reforzo: emparrillado simple con varillas corrugadas no. 3 tipo R-42 (esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

Método de Diseño:

El método para analizar la losa y el voladizo será el Método de coeficientes de las NTC-Concreto del RCDF-87. Consultar apéndice 9.

4.1.4.a Diseño Voladizo

Bajada de Cargas:

Cuadro de Cargas para Voladizo:

DESCRIPCIÓN DE CARGA	MAGNITUD. (Kg/m ²)
LOSA 10 CM ESPESOR	240
CARGA ADICIONAL (1)	20
PLAFOND DE YESO E INSTALACIONES	20
CARGA MUERTA TOTAL	280
CARGA VIVA MAXIMA (2)	350
CARGA TOTAL UNITARIA	$W = 630$

(1) RCDF-87, tít 60., cap.IV, art. 197.

(2) RCDF-87, tít 60., cap.V, Tabla de cargas vivas unitarias

Elementos Mecánicos:

(a) Para un ancho unitario de voladizo: $w = 630 \text{ kg/m}$, $L = 1.00 \text{ m}$

(b) N.T.C. Concreto secc. 4.3.2 y 4.1.1

Momento Flexionante de diseño M_u (en el empotramiento):

$$M = \frac{w L^2}{2} = \frac{630 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m}^2}{2} = 315 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow Mu = Fc M = 1.4 \times 315 = 441 \text{ kg-m}$$

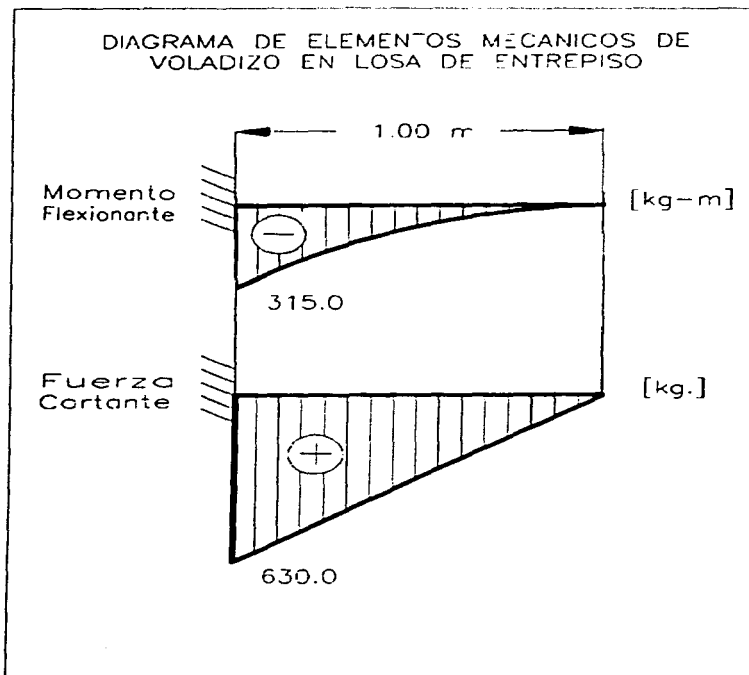
Fuerza Cortante de diseño V_u (en el empotramiento):

$$V = w L = 630 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m} = 630 \text{ kg} \rightarrow$$

$$Vu = Fc V = 1.4 \times 630 = 882 \text{ kg}$$

ver figura 4.7.

FIGURA 4.7: ELEMENTOS MECÁNICOS DE VOLADIZO



Diseño por Flexión:

Partiendo de los siguientes datos:

peralte máx = espesor - recubrimiento mín. $\Rightarrow d_{m\acute{a}x} = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$

(1) Reducción del peralte efectivo en 2 cm para refuerzo de lecho superior:

(2) N.T.C. Concreto secc. 1.5

$$\begin{aligned}d &= 8 - 2 = 6 \text{ cm} \\b &= 100 \text{ cm} \\f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f''c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\f'''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

cantidad mínima de acero por flexión para un ancho unitario:

$$(1) A_s \text{ mín [cm}^2] = 0.7 \sqrt{f'c} b d / f_y$$

(1) N.T.C. Concreto. 2.1.2 a)

$$\begin{aligned}A_s \text{ mín} &= 0.7 \times \sqrt{250} \times 100 \times 6 / 4200 = 1.581 \text{ cm}^2 \\&= \text{vs. no. 3 } @ \text{ 45 cm}\end{aligned}$$

(2) Refuerzo mínimo por temperatura en la dirección de la flexión principal expuesto a intemperie:

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.3.2

$$(3) a_s \text{ [cm}^2/\text{cm}] = 1.5 \frac{660 x_1}{f_y(x_1+100)}$$

donde x_1 = espesor de la losa [cm]

(3) NTC-Concreto secc. 3.10

$$a_s = 1.5 \frac{660 \times 10}{4200 \times 110} = 0.0214 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.0214 \times 100 = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m} = 3 \text{ vs. no. 3 } @ \text{ 33 cm}$$

$$\Rightarrow S_{\text{máx}} = 33 \text{ cm}$$

cantidad máxima de acero por flexión:

$$(4) A_s \text{ máx [cm}^2] = 0.75 \frac{f'''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

(4) N.T.C. Concreto 2.1.2 b)

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10200} \times 100 \times 6 = 8.57 \text{ cm}^2$$

$$= 16 \text{ vs. no. 3/m } \Rightarrow \text{vs. } @ \text{ 8.3 cm}$$

eligiendo vs. no. 3 @ 30 cm: $A_s = 3.33 \times 0.713 \text{ cm}^2 = 2.376 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.376}{100 \times 6} = 3.960 \times 10^{-3}$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 3.960 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 9.78 \times 10^{-2}$$

$$(1) M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d).ec.2.5

$$M_R = 0.9 \times 2.376 \times 4200 \times 6 \times (1 - 0.5 \times 9.78 \times 10^{-2}) = 51251 \text{ kg-cm/m}$$

$$M_R = 512.5 \text{ kg-m} > M_u = 441 \text{ kg-m}$$

⇒ Se acepta refuerzo principal vs. no. 3 @ 30 cm

(2) Refuerzo mínimo transversal a la dirección de la flexión principal

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.3.2

$$(3) a_s [\text{cm}^2/\text{cm}] = 1.5 \frac{660 \times x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

donde x_1 = espesor de la losa [cm]

(3) NTC-Concreto secc. 3.10

$$a_s = 1.5 \frac{660 \times 10}{4200 \times 110} = 0.0214 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.0214 \times 100 = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m} = 3 \text{ vs. no. 3} \Rightarrow @ 33 \text{ cm}$$

Diseño por Cortante:

$$(4) \text{ Como: } d < 60 \text{ cm y } \frac{M}{V \cdot d} = \frac{315}{630 \times 8} = 0.0625 \leq 2.0$$

(4) N.T.C. Concreto secc.2.1.5.a).II

$$\Rightarrow (4) V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 6 \times \sqrt{200} = 3394.1 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 3394.1 \text{ kg/m} > V_u = 882 \text{ kg/m}$$

⇒ Se acepta el peralte del voladizo

Diseño por estado límite de servicio:

CARGA	VALOR. (Kg/m ²)
C. MUERTA	280
C. VIVA MEDIA PASILLO (1)	40
C. TOTAL	320

(1) RCDF-87, Tit. 6o., cap. V, Tabla Cargas vivas unitarias.

$$w = 320 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 320 \text{ kg/m}$$

(2) Cálculo del momto. de inercia de la sección transformada agrietada del voladizo:

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$b x^2 / 2 - n A_s (d-x) = 0$$

$$100 x^2 / 2 - 15.811 \times 2.376 (6 - x) = 0$$

$$x (+) = 1.781 \text{ cm}$$

$$I_a = b x^3 / 3 + n A_s (d-x)^2$$

$$I_a = 857.0 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo de elasticidad del concreto } E_c = 8000 \sqrt{f'_c} = 8000 \times \sqrt{250} = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión máxima en voladizo (R22):

$$\Delta = \frac{w L^4}{8 E I}$$

Deflexión inmediata:

$$\Delta_i = \frac{3.20 \text{ kg/cm} \times 100^4 \text{ cm}^4}{8 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 857.0 \text{ cm}^4} = 0.369 \text{ cm}$$

Deflexión diferida:

$$(3) \Delta_d = \Delta_i \frac{4}{1 + 50 p'}$$

$$p' = 0$$

(3) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$\Delta_d = 0.369 \times \frac{4}{1} = 1.476 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = \Delta_i + \Delta_d = 0.369 + 1.476 = 1.845 \text{ cm}$$

Deflexión permisible:

$$(1) \Delta_p = 2 \left[\frac{L(\text{cm})}{240} + 0.5 \text{ cm} \right]$$

(1) RCDF-87, tít 6o., cap. III, art. 184-1

$$\Delta_p = 2 \left[\frac{100}{240} + 0.5 \right] = 1.833 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 1.845 \text{ cm} > \Delta_p = 1.833 \text{ cm}$$

Contraflecha en extremo de voladizo: $1.845 - 1.833 = 0.012 \text{ cm} \approx 0$

∴ Se acepta la sección del voladizo y su armado

4.1.4.b Diseño Tableros de Losa Entrepiso

Cuadro de Cargas para Losa

DESCRIPCIÓN DE CARGA	MAGNITUD. (Kg/m ²)
LOSA 15 CM ESPESOR	360
CARGA ADICIONAL (1)	20
PLAFOND DE YESO E INSTALACIONES	20
CARGA MUERTA TOTAL	400
CARGA VIVA MAXIMA BODEGA (2)	1000
CARGA TOTAL unitaria	W = 1400

(1) RCDF-87,tít 6o., cap.IV, art. 197.

(2) Carga máxima estimada de almacenamiento

relación (carga viva/carga muerta) = 1000/400 = 2.5 (Límite de aplicación del método)

Diseño por Carga Vertical:

(3) Combinación de carga: F_c (CM + CV), donde $F_c = 1.4$

(3) RCDF-87 Tit 6o., cap. III, art. 194

Carga unitaria última $w_u = 1.4$ (1400 kg/m²) = 1960 kg/m²

Para cada uno de los tableros tenemos:: $a_2 = 6$ m x $a_1 = 4$ m cada uno, unidos en los claros cortos.

(4) *Revisión de peralte mínimo:*

Peralte losa = espesor - recubrimiento = 15 - 2 = 13 cm = $d(+)$

$$(4) d_{mín} = \frac{\text{Perímetro}^2}{300}$$

como $w = 1400$ kg/m² > 380 kg/m²; se ajusta el peralte efectivo d , multiplicandolo por la cantidad:

$$(4) k = 0.034 \{f_s w\}^{1/4}$$

(4) N.T.C. Concreto, secc.4.3.3 e).

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow k = 0.034 \times \{2520 \times 1400\}^{1/4} = 1.474$$

para el tablero extremo (más desfavorable):

$$\text{Perímetro}^* = 1.25 (2 \times 600 + 400) + 400 = 2400 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_{\min} = \frac{2400}{300} 1.474 = 11.8 \text{ cm} < d = 13.0 \text{ cm}$$

\(\therefore\) se omite el cálculo de deflexiones para losa de entrepiso

Cálculo de Momentos:

dirección a1 = 4 m, ancho de franja central = 3 m

dirección a2 = 6 m, " " " " = 2 m

relación de claros m = a1/a2 = 0.67 para cálculo de coeficientes.

(1) Tabla de factores para el cálculo de momentos :

Se deben multiplicar los coeficientes calculados por el factor $w_u \times a_1^2 \times 10^{-4}$, para obtener momentos por unidad de ancho de losa en kg-m/m

(1) NTC-Concreto, secc.4.3.3, Tabla 4.1

TIPO DE TABLERO	m=0.6	m=0.7	m=0.67	$\times 10^{-4} w_u a_1^2$
DE BORDE: LADO LARGO DISCONTINUO				
DIRECCIÓN CLARO CORTO:				
(-) DISCONTINUO	321	283	294	922 Kg-m/m
(+) CONTINUO	285	241	254	797 Kg-m/m
DIRECCIÓN CLARO LARGO:				
(-) CONTINUO	442	411	422	1323 Kg-m/m
(+) DISCONTINUO	142	138	139	436 Kg-m/m
DE ESQUINA: 2 LADOS ADYAC. DISC.				
DIRECCIÓN CLARO CORTO:				
(-) DISCONTINUO	321	277	290	909 Kg-m/m
(+) CONTINUO	306	259	275	863 Kg-m/m
DIRECCIÓN CLARO LARGO:				
(-) CONTINUO	455	429	437	1370 Kg-m/m
(-) DISCONTINUO	248	236	240	753 Kg-m/m
(+) CONTINUO	146	142	143	448 Kg-m/m

Nota: Para las franjas extremas se multiplican los momentos obtenidos de las franjas centrales por 0.6. Los momentos negativos distintos en bordes continuos adyacentes, se distribuyen dos tercios de su diferencia en el caso de losas monolíticas, suponiendo la rigidez de cada tablero proporcional a (d^3/a_1) .

Revisando la diferencia de momentos negativos en tableros adyacentes:

$$(1370-1323) = 47 \text{ kg-m/m} < 50\% \text{ de } 1323 \Rightarrow \text{el método de coeficientes es aplicable.}$$

Para los momentos adyacentes 1370 y 1323 se distribuyen:

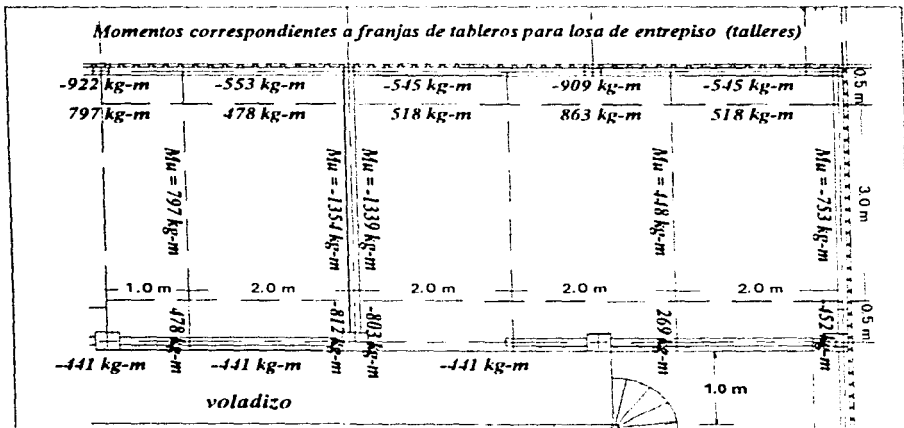
$$47 \times (2/3) = 31 \text{ kg-m/m}$$

como ambos tableros tienen el mismo espesor (y peralte efectivo d), quedan en:

$$1370-31 = 1339 \text{ kg-m/m y } 1323+31 = 1354 \text{ kg-m/m}$$

Ver figura 4.8 con momentos finales distribuidos.

FIGURA 4.8: MOMENTOS FLEXIONANTES FINALES EN LOSA DE ENTREPISO (TALLERES)



NOTA: Los momentos negativos que limitan con el voladizo, se calcularon como discontinuos y sin distribución debido a que el momento de empotramiento del voladizo es isostático y además, porque de haberlos considerado continuos su valor sería mayor obteniéndose también una mayor diferencia con el momento del voladizo.

Cálculo del refuerzo por flexión:

A partir de los siguientes datos:

(1) Reducción del peralte efectivo en 2 cm para cálculo del refuerzo de lecho superior (momento negativo)

(1) N.T.C. Concreto secc. 1.5

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$d(-) = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas concentradas superiores a 1 tonelada, la separación del refuerzo no deberá ser mayor a 2.5 d_{min}

$$s < 2.5 \times 11 \text{ cm} = 27.5 \text{ cm}$$

La cantidad mínima de refuerzo en cada dirección de la losa, será la necesaria para resistir los cambios volumétricos por temperatura, y se obtiene como:

$$(2) a_s [\text{cm}^2/\text{cm}] = \frac{660 \cdot x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

donde x_1 = espesor de la losa [cm]

(2) NTC-Concreto secc. 3.10

(2) Para conservar un buen aspecto del concreto, la cantidad de refuerzo se tomará 1.5 veces; además como se tendrá temporalmente expuesta a intemperie, el refuerzo se multiplicará nuevamente por 1.5 :

$$\text{para } x_1 = 15 \text{ cm obtenemos: } a_s = 1.5 \cdot 1.5 \frac{660 \times 15}{4200 \times 115} = 0.04612 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

por lo tanto $A_s \text{ min} = 0.04612 \times 100 = 4.612 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vs. no. } 3 \text{ @ } 15.5 \text{ cm}$ (emparrillado simple).

además, la cantidad de refuerzo deberá ser menor que la obtenida para lograr la falla balanceada de la sección: área de acero balanceada A_{sb} :

$$(3) A_{sb} [\text{cm}^2] = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b \cdot d$$

(3) NTC-Concreto, secc. 2.1.2.b).

$$A_s \text{ máx} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10299} \times 100 \times 15 = 28.57 \text{ cm}^2 = 40 \text{ vs. no. } 3 \cong \text{vs. } @ 2.5 \text{ cm}$$

Para sección rectangular de concreto simplemente reforzada, sujeta a flexión, el momento resistente de la sección M_R se obtiene como:

$$(1) M_R [\text{kg-cm}] = FR A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

donde:

$$FR = 0.9$$

A_s = área de acero de tensión $[\text{cm}^2]$

p = razón de acero a tensión

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} \quad (\text{NTC-C, secc. 2.1.2.d})$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d).ec.2.5

Momento Positivo:

$$d = 13 \text{ cm}$$

Momento resistente para separación @ 15 cm (vs. no. 3)

$$p = 4.753 / (100 \times 13) = 0.003656$$

$$q = 0.003656 \times 4200 / 170 = 0.09033$$

$$M_R = 0.9 \times 4.753 \times 4200 \times 13 \times (1 - 0.5 \times 0.09033) = 223013 \text{ kg-cm/m}$$

Tabulando los momentos resistentes de la sección para separaciones de refuerzo comprendidas entre los límites de acero obtenidos, tenemos:

SEPARACIÓN	A_s $[\text{cm}^2/\text{m}]$	M_R (+) $[\text{kg-m/m}]$
15 cm	4.753	2230.1
10 cm	7.130	3266.3
5 cm	14.260	6057.8

Momento Negativo:

$$d(-) = 11 \text{ cm}$$

SEPARACIÓN	A_s $[\text{cm}^2/\text{m}]$	M_R (-) $[\text{kg-m/m}]$
15 cm	4.753	1870.8
10 cm	7.130	2727.3
5 cm	14.260	4979.8

De las tablas anteriores, elegimos un emparrillado simple con separación máxima de vs. no. 3 @ 15 cm (máxima) uniforme en ambas direcciones de la losa, dado que:

$$M_R (-) = 1870.8 \text{ kg-m} > M_u \text{ máx} (-) = 1354 \text{ kg-m}$$

Revisión por cortante:

La sección crítica a cortante se supone está a un peralte efectivo d , del paño del apoyo. La fuerza cortante actuante V_u por metro de ancho de losa se calculará como:

$$(1) V_u \text{ [kg/m]} = \frac{(a_1/2-d) w_u}{1 + \left(a_1/a_2\right)^b}$$

Incrementando en un 15% el valor anterior en caso de bordes continuos y discontinuos.

El cortante resistente para un ancho b de losa, se supondrá igual a:

$$(1) V_R \text{ [kg]} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'c}$$

siendo:

F_R (factor de resistencia para cortante) = 0.8

(1) NTC-Concreto secc. 4.3.3.f).

de donde:

$$V_u = 1.15 \frac{(4/2-0.13) 1960}{1 + \left(4/6\right)^b} = 3369.4 \text{ kg/m}$$

$$V_R = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 13 \times \sqrt{200} = 7353.9 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow V_R > V_u$$

∴ Se acepta el espesor y el armado para losa de entrepiso

FIGURA 4.9: ARMADO DE LOSA DE ENTREPISO CON VOLADIZO (EDIFICIO TALLERES)

4.1.5) Diseño Traveses perimetrales de losa de entrepiso:

4.1.5.a) Diseño Traveses perimetral de losa con voladizo:

Descripción:

Traveses perimetrales de concreto reforzado coladas monolíticamente con la losa de entrepiso, para apoyo de tableros de losa: diseñados para resistir la flexión, cortante y la torsión debidos a las cargas de la losa y del voladizo, para un claro máximo no apoyado de 3.00 m (entradas).

Concreto: Mismo que para losa de entrepiso.

Refuerzo: Longitudinal propuesto: vs. tipo R-42. Refuerzo transversal: estribos rectangulares verticales de alambrión con $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

Método de Diseño:

Análisis: Debido a que las uniones traveses-columna no son empotramientos perfectos, ni tampoco apoyos simples; además del efecto provocado por la vibración trepidatoria que tiene como resultado un incremento de los momentos flexionantes en la traveses, se considera una envolvente de ambos casos de apoyo: Para flexión y cortante, bajo carga uniformemente repartida se considera como viga doblemente empotrada para momento flexionante negativo y como simplemente apoyada para momento flexionante positivo. Para torsión se supondrá restringida en ambos extremos bajo una carga de torsión uniforme: momento negativo por unidad de ancho del (los) tablero(s) correspondiente(s).

Dimensionamiento: Se emplearán los métodos y fórmulas correspondientes para el diseño de vigas de las NTC-Concreto del RCDF-87 (R16).

Bajada de Cargas:

$$(1) \text{ Área correspondiente de losa (trapezoidal): } \frac{1}{2} \left[\frac{6+2}{2} \times 2 \right] = 4 \text{ m}^2$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.1.1

$$\text{Carga muerta unitaria de losa} = 4 \text{ m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 / 3 \text{ m} = 533.33 \text{ kg/m}$$

$$\text{C. de salientes de traveses: } 0.25 \text{ m} \times (0.40-0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 150 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta unitaria de voladizo: } 1.0 \text{ m} \times 280 \text{ kg/m}^2 = 280 \text{ kg/m}$$

$$(2) \text{ C. Viva máx. unitaria de losa: } 4 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ kg/m}^2 / 3 \text{ m} = 1333.33 \text{ kg/m}$$

$$(2) \text{ C. Viva máx. unitaria de voladizo: } 1 \text{ m} \times 350 \text{ kg/m}^2 = 350 \text{ kg/m}$$

(2) RCDF-87, Tit. 60., cap. V, Tabla Cargas vivas unitarias.

Cuadro de Cargas trabe con voladizo:

CARGA	VALOR. (Kg/m)
C. m LOSA ENTREPISO	533.33
C. M. VOLADIZO	280.00
C. M. SALIENTE TRABE	150.00
C. MUERTA TOTAL	963.33
C. VIVA MAX LOSA ENT. (BODEGAS) (2)	1333.33
C. VIVA MAX VOLADIZO (PASILLO) (3)	350.00
C. VIVA MÁXIMA TOTAL	1683.33
C. TOTAL= C.M.TOT + C.V.TOT	2646.67

Elementos mecánicos de Diseño:

Momentos flexionantes de diseño M_u :

$$M(+)\text{ máx} = w L^2 / 8 = 2647 \times 3^2 / 8 = 2977.9 \text{ kg-m (centro del claro)}$$

$$\Rightarrow M_u(+) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 2977.9 = 4169.1 \text{ kg-m}$$

$$M(-)\text{ máx} = w L^2 / 12 = 2647 \times 3^2 / 12 = 1985.3 \text{ kg-m (extremos)}$$

$$\Rightarrow M_u(-) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 1985.3 = 2779.4 \text{ kg-m}$$

Fuerza Cortante de diseño V_u

$$V_{\text{máx}} = w L / 2 = 2647 \times 3 / 2 = 3971 \text{ kg (extremos)}$$

$$\Rightarrow V_u = F_c \times V_{\text{máx}} = 1.4 \times 3971 = 5559.4 \text{ kg}$$

Momento Torsionante de diseño T_u :

Consultar apéndice 1: "Cálculo de Reacciones para barras sujetass a momentos torsionantes distribuidos"

Considerando el sentido del momento del voladizo positivo:

$$T_A^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 (-553+441) (3-x) dx - \frac{1}{3} \int_2^3 (-922+441) (3-x) dx$$

$$T_A^* = \frac{1}{3} \int_0^2 112 (3-x) dx + \frac{1}{3} \int_2^3 481 (3-x) dx$$

$$T_A^* = \frac{112}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_0^2 + \frac{481}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_2^3 = \frac{112}{3} \times 4 + \frac{481}{3} \times \frac{1}{2}$$

$$T_A^* = 229.5 \text{ kg-m}$$

$$T_B^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 112 x dx - \frac{1}{3} \int_2^3 481 x dx$$

$$T_B^* = -\frac{112}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_0^2 - \frac{481}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_2^3 = -\frac{112}{3} \times 2 - \frac{481}{3} \times \frac{5}{2}$$

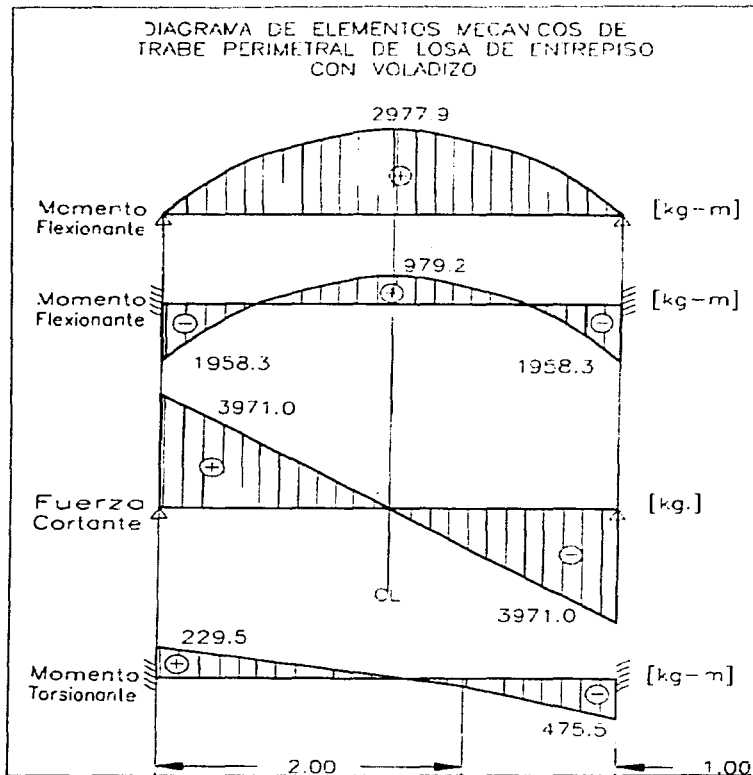
$$T_B^* = 475.5 \text{ kg-m}$$

En este caso, la resistencia a torsión de la viga debe soportar el momento de empotramiento del voladizo y por lo tanto su resistencia sí afecta al equilibrio de la estructura, por lo que se diseñará considerando el 100% de su rigidez a torsión:

$$\Rightarrow T_{uA} = F_c T^*A = 1.4 \times 229.5 = 321.3 \text{ kg-m}$$

$$T_{uB} = F_c T^*B = 1.4 \times 475.5 = 665.7 \text{ kg-m}$$

FIGURA 4.10: ELEMENTOS MECÁNICOS DE TRABE PERIMETRAL EN LOSA ENTREPISO



Diseño por Flexión:

se considera sección rectangular con los siguientes datos:

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \\ h &= 40 \text{ cm} \\ d &= 35 \text{ cm} \\ f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cantidad mínima de acero por flexión:

$$(1) A_s \text{ mín [cm}^2] = 0.7 \sqrt{f'c} b d / fy$$

(1) N.T.C. Concreto. 2.1.2 a)

$$A_s \text{ mín} = 0.7 \times \sqrt{250} \times 25 \times 35 / 4200 = 2.306 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{2.306 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2 / \text{vs. no. 4}} = 2 \text{ vs. no. 4}$$

Cantidad máxima de acero por flexión:

$$(2) A_s \text{ máx [cm}^2] = 0.75 \frac{f'''c}{fy} \frac{4800}{fy + 6000} bd$$

(2) NTC-Concreto, secc. 2.1.2.b).

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} \times 25 \times 35 = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = \frac{12.5 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2 / \text{vs. no. 6}} = 4 \text{ vs. no. 6}$$

Eligiendo $A_s = 2 \text{ vs. no. 4} + 2 \text{ vs. no. 3}$

$$A_s = 2 \times 1.27 \text{ cm}^2 + 2 \times 0.713 \text{ cm}^2 = 3.966 \text{ cm}^2$$

Para sección rectangular de concreto simplemente reforzada, sujeta a flexión, el momento resistente de la sección M_R se obtiene como:

$$(1) M_R [\text{kg-cm}] = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

$$F_R = 0.9$$

$$A_s = \text{área de acero de tensión} [\text{cm}^2]$$

$$p = A_s / (b d)$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c}$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d).ec.2.5

Momento positivo:

$$p = \frac{3.966}{25 \times 35} = 4.53 \times 10^{-3}$$

$$q = 4.53 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 0.112$$

$$M_R = 0.9 \times 3.966 \times 4200 \times 35 \times (1 - 0.5 \times 0.112) = 4953.2 \text{ kg-m}$$

$$M_R (+) = 4953.2 \text{ kg-m} > M_u (+) = 4169.1 \text{ kg-m}$$

Momento negativo:

$$A_s \text{ mín} = 2 \text{ vs. no. } 4 = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$p = 2.54 / (25 \times 35) = 2.903 \times 10^{-3}$$

$$q = 2.903 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 7.172 \times 10^{-2}$$

$$M_R = 0.9 \times 2.54 \times 4200 \times 35 \times (1 - 0.5 \times 7.172 \times 10^{-2}) = 323991.9 \text{ kg-cm}$$

$$M_R (-) = 3239.9 \text{ kg-m} > M_u (-) = 2779.4 \text{ kg-m}$$

Diseño por Cortante:

Resistencia a fuerza cortante del concreto:

(2) Como: $L/h \geq 5$, $h/b < 6$, $h \leq 70 \text{ cm}$ y $p < 0.01$

$$(2) V_{cr} [\text{kg}] = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c}$$

$p =$ razón de acero a tensión (flexión negativa en extremos)

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).1

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 35 \times (0.2 + 30 \times 2.903 \times 10^{-3}) \sqrt{200} = 2842.0 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 2842.0 \text{ kg} < V_u = 5559.4 \text{ kg}$$

⇒ se requiere refuerzo para cortante:

La separación del refuerzo transversal, dada para estribos verticales, se obtiene con la expresión:

$$(1) s \text{ [cm]} = \frac{F_R A_v f_{yv} d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_{yv}}{3.5 b}$$

donde:

$F_R = 0.8$: factor de resistencia

A_v = área transversal de refuerzo comprendido en una longitud s (2 ramas del estribo)

f_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero de los estribos

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b)

$$A_v = 2 \times 0.317 \text{ cm}^2 = 0.633 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600 \times 35}{5559.4 - 2842.0} = 17 \text{ cm} \leq \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600}{3.5 \times 25} = 15 \text{ cm} \Rightarrow s = 15 \text{ cm.}$$

pero además si:

$$(1) V_u = 5559.4 \text{ kg} < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5 \times 0.8 \times 20 \times 27 \times \sqrt{200} = 14849.2 \text{ kg}$$

$$s_{\text{máx}} = d/2 = 35/2 = 17 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s_{\text{máx}} = 15 \text{ cm}$$

Diseño por Torsión:

(2) Se considera $T_{CR} = 0$ para calcular el refuerzo por torsión y solo se calcula T_{CR} para determinar el valor límite de T_u

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.a)

Cálculo de $T_{\text{máx}}$:

$$(3) T_{OR} \text{ [kg-cm]} = 0.6 \sqrt{f^*c} F_R \sum_{i=1}^n x_i^2 y_i$$

$$(3) T_{CR} = 0.25 T_{OR}$$

donde:

$F_R = 0.8$

n = no. de rectángulos en los que se descompone la sección

x_i = ancho del rectángulo i

y_i = largo del rectángulo i . ($y_i \leq 3x_i$)

(3) N.T.C. Concreto secc.2.1.6.a)

Debido a que la trabe se cuela junto con la losa, se considera que una porción de esta última que contribuye a resistir torsión; y como su espesor es de 15 cm., la longitud máxima considerada debe ser de $3 \times 15 = 45$ cm.

$$\Rightarrow \sum_{l=1}^2 x_l^2 y_l = 25^2 \times 35 + 15^2 \times 45 = 32000$$

$$T_{OR} = 0.6 \times \sqrt{200} \times 0.8 \times 32000 = 2172.2 \text{ kg-m}$$

$$\Rightarrow T_{CR} = 0.25 \times 2172.2 \text{ kg-m} = 543.1 \text{ kg-m}$$

$$T_{CR} = 543.1 \text{ kg-m}$$

$$(1) T_u \text{ máx} = 1.25 T_{CR} \left[16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F_R b d \sqrt{f'c}} \right)^2 \right]^2$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).III

$$T_u \text{ máx} = 1.25 \times 543.1 \text{ kg-m} \left[16 - \left(\frac{5559.4}{0.5 \times 0.8 \times 25 \times 35 \times \sqrt{200}} \right)^2 \right]^2 = 2606.3 \text{ kg-m}$$

$$T_{uA} = 321.3 \text{ kg-m} , T_{uB} = 665.7 \text{ kg-m} < T_u \text{ máx} = 2606.3 \text{ kg-m}$$

\Rightarrow se acepta la sección para refuerzo

(2) separación máxima de refuerzo:

$$(2) s_{máx} \leq x_1, \frac{y_1}{2}, 30 \text{ cm}$$

siendo:

x_1 = ancho del estribo

y_1 = altura del estribo

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).I

$$s_{máx} \leq 20 \text{ cm}, \frac{35}{2} = 17 \text{ cm}, 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s_{máx} = 17 \text{ cm}$$

(1) Refuerzo transversal por torsión:

$$(1) A_{sv} = \frac{s (T_u - T_{cr})}{FR \Omega x_1 y_1 f_{yv}}$$

donde:

A_{sv} = área transversal de una rama del estribo

$FR = 0.8$

x_1, y_1 lados menor y mayor c.a.c. del estribo

f_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero del estribo $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).1

$x_1 = 20 \text{ cm}$

$y_1 = 35 \text{ cm}$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \times \frac{35}{20} = 1.248 < 1.5$$

Para T_{uA} :

$$A_{sv} = \frac{s \times (32130 - 0) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 1.77 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Para T_{uB} :

$$A_{sv} = \frac{s \times (66570 - 0) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 3.66 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Debido a que los estribos deberán soportar cortante y torsión simultáneamente, se suman las contribuciones de acero de ambos casos:

Por Cortante:

$$A_v = \frac{V_u - V_{cr}}{FR f_{yv} d} \text{ s} = \frac{5559.4 - 2842}{0.8 \times 2600 \times 35} \text{ s} = 3.73 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$A_v = \frac{3.5 b}{FR f_{yv}} \text{ s} = \frac{3.5 \times 25}{0.8 \times 2600} \text{ s} = 4.21 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\rightarrow A_v = 4.21 \times 10^{-2} \text{ s (2 ramas de estribo)}$$

Por Cortante y Torsión para T_{uA} :

$$A_{vt} = 0.5 \times 4.21 \times 10^{-2} \text{ s} + 1.77 \times 10^{-2} \text{ s} = 3.88 \times 10^{-2} \text{ s (1 rama de estribo)}$$

Por Cortante y Torsión para T_{uB} :

$$A_{vt} = 0.5 \times 4.21 \times 10^{-2} \text{ s} + 3.66 \times 10^{-2} \text{ s} = 5.77 \times 10^{-2} \text{ s (1 rama de estribo)}$$

(1) El área mínima transversal A_{vt}^* será A_{sv} calculada con $T_u = 4 T_{CR}$, pero no necesariamente mayor que 1.33 veces la calculada para cortante y torsión A_{vt} .

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).1

$$A_{vt}^* = \frac{s \times (4 \times 54310 - 54310) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 8.967 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Para T_{uA} :

$$1.33 A_{vt} = 1.33 \times 3.88 \times 10^{-2} = 5.16 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Para T_{uB} :

$$1.33 A_{vt} = 1.33 \times 5.77 \times 10^{-2} \text{ s} = 7.67 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\Rightarrow A_{vtA}^* = 5.16 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\Rightarrow A_{vtB}^* = 7.67 \times 10^{-2} \text{ s}$$

como $A_{vt} = 0.317 \text{ cm}^2$ (estribo no. 2)

Para T_{uA} :

$$s = \frac{0.317}{5.16 \times 10^{-2}} = 6.1 \approx 6 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 15 \text{ cm (por cortante)}$$

$s = \textcircled{6}$ cm a partir del apoyo A

Para T_{uB} :

$$s = \frac{0.317}{7.67 \times 10^{-2}} = 4.1 \approx 4 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 15 \text{ cm (por cortante)}$$

$s = \textcircled{4}$ cm a partir del apoyo B

Cálculo de la distancia para continuar refuerzo $\textcircled{10}$ cm

$$\frac{0.317}{1.33 A_{vt}} = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_{vt} = 2.383 \times 10^{-2}$$

A partir del apoyo A:

$$A_{vt} = 2.383 \times 10^{-2} = 0.5 \times \frac{3.5 \times 25}{0.8 \times 2600} + \frac{T_u \text{ (kg-cm)}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600}$$

$$2.383 \times 10^{-2} = 2.104 \times 10^{-2} + 5.503 \times 10^{-7} T_u$$

$$T_u = 5069.7 \text{ kg-cm} = 50.7 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow T^* = \frac{50.7}{1.4} \times 2 = 72.4 \text{ kg-m}$$

Como los valores del diagrama de momento torsionante en los extremos son:

$$T_A^* = 229.5 \text{ kg-m} ; T_B^* = -475.5 \text{ kg-m}$$

$$T^*_{A \rightarrow B} [0,2] = 229.5 - 112 x$$

$$72.4 = 229.5 - 112 x$$

$$x = 1.40 \text{ m dentro del intervalo } [0,2]$$

→ estribos @ 6 cm desde el apoyo A hasta 1.40 m hacia B

A partir del apoyo B:

$$T^* = 72.4 \text{ kg-m}$$

Como los valores del diagrama de momento torsionante en los extremos son:

$$T_A^* = 229.5 \text{ kg-m} ; T_B^* = -475.5 \text{ kg-m}$$

$$T^*_{B \rightarrow A} [0,1] = -475.5 + 481 x$$

$$-72.4 = -475.5 + 481 x$$

$$\rightarrow x = 0.84 \text{ m dentro del intervalo } [0,1]$$

→ estribos @ 4 cm desde el apoyo B hasta 0.84 m hacia A

A partir del apoyo A:

$$1.40 \text{ m} / 0.06 \text{ m} = 24 \text{ estribos @ 6 cm}$$

A partir del apoyo B:

$$0.84 \text{ m} / 0.04 \text{ m} = 21 \text{ estribos @ 4 cm}$$

$$\text{El resto: } 3.0 - (1.40 + 0.84) = 0.76 \text{ m} = 8 \text{ estribos @ 10 cm}$$

(1) Refuerzo longitudinal por torsión:

El área de varillas longitudinales A_{st} para torsión se obtiene de la expresión:

$$(1) A_{st} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yv}}{f_y}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).II

$$A_{st} = \frac{2 \times 3.66 \times 10^{-2} \times 4}{4} \times (20 + 35) \times \frac{2600}{4200} = 2.492 \text{ cm}^2$$

(1) El diámetro del refuerzo longitudinal por torsión no será menor que el de los estribos:

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).11

$$\frac{2.492 \text{ cm}^2}{0.713 \text{ cm}^2 / \text{vs no. 3}} = 4 \text{ vs. no. 3}$$

El refuerzo debe distribuirse en el perímetro del estribo, y al menos habrá una varilla en cada esquina del mismo.

Revisión por estado límite de servicio:

Area tributaria de losa de entrepiso: $\frac{1}{2} \times \frac{6 + 2}{2} \times 2 = 4 \text{ m}^2$

C. muerta unitaria losa entrepiso: $400 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 533.33 \text{ kg/m}$

C. m. unitaria saliente trabe: $0.25 \text{ m} \times (0.40 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 150 \text{ kg/m}$

C. muerta unitaria voladizo: $280 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 280 \text{ kg/m}$

(2) C. Viva media losa entr. (bodega): $0.8 W_{m\max} = 0.8 \times 1000 \text{ kg/m}^2 = 800 \text{ kg/m}^2$

C. Viva media unitaria losa entr.: $800 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 1066.67 \text{ kg/m}$

C. Viva media unitaria voladizo (pasillo): $40 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}$

Cuadro de Cargas:

CARGA	VALOR. [Kg/m]
C. M. LOSA ENTREPISO	533.33
C. M. VOLADIZO	280.00
C. M. SALIENTE TRABE	150.00
C. MUERTA TOTAL	963.33
C. VIVA MEDIA LOSA ENT. (BODEGAS) (2)	1066.67
C. VIVA MEDIA VOLADIZO (PASILLO) (2)	40.00
C. VIVA MEDIA TOTAL	1106.67
C. TOTAL= C.M.TOT + C.V.TOT	2070.00

(2) RCD-87, Tit. 6o., cap. V, Tabla Cargas vivas unitarias.

relación de transformación del acero al concreto: $n = E_s/E_c$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 126491 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto clase 2, } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\rightarrow n = 2 \times 10^6 / 126491 = 15.811$$

Cálculo de zona a compresión en sección transformada de la trabe:

$$\frac{bx^2}{2} - n A_s(d-x) = 0$$

$$\frac{25 x^2}{2} - 15.811 \times 3.966 \times (35-x) = 0$$

$$12.5 x^2 + 62.706 x - 2194.725 = 0$$

$$\rightarrow x(+) = 10.978 \text{ cm}$$

Momento de inercia sección transformada agrietada:

$$I_a = bx^3/3 + n A_s(d-x)^2$$

$$I_a = \frac{25 \times 10.978^3}{3} + 15.811 \times 3.966 \times (35 - 10.978)^2 = 47209.496 \text{ cm}^4$$

Deflexión máxima para viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida (R22):

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

Deflexión inmediata:

$$\Delta_i = \frac{5 \times 20.70 \text{ kg/cm} \times 300^4 \text{ cm}^4}{384 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 47209.496 \text{ cm}^4} = 0.366 \text{ cm}$$

$$(i) \text{ Deflexión diferida } \Delta_d = \Delta_i \frac{4}{1 + 50 p'}$$

donde:

p' = porcentaje de acero a compresión

(i) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$p' = 2.54 / (25 \times 35) = 2.903 \times 10^{-3}$$

$$\rightarrow \Delta_d = 0.366 \times \frac{4}{1 + 50 \times 2.903 \times 10^{-3}} = 1.278 \text{ cm}$$

deflexión total: $\Delta_t = \Delta_1 + \Delta_d = 0.366 + 1.278 = 1.644 \text{ cm}$

(i) deflexión permisible $\Delta_p = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$

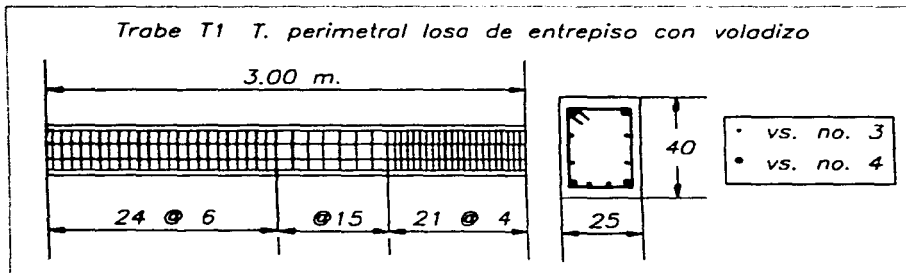
(i) RCDF-87 tít VI, Capít III, Art.184

$$\Delta_p = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 1.644 \text{ cm} < \Delta_p = 1.75 \text{ cm}$$

∴ Se acepta la sección 25 × 40 cm con armado longitudinal inferior: 2 vs. no. 4 y 2 vs. no. 3 corridas; armado longitudinal superior: 2 vs. no. 4 corridas; 4 vs. no. 3 corridas; 2 a 1/3 y 2 a 2/3 del peralte. Y armado transversal con estribos no.2 de 20 × 35 cm a partir del apoyo izquierdo como se muestra en la figura 4.11:

FIGURA 4.11: ARMADO DE TRABE TIPO PERIMETRAL TIPO T1 DE LOSA ENTREPISO



4.1.5.b) Diseño Trabe perimetral de losa sin voladizo:

Descripción:

Trabes perimetrales de concreto reforzado coladas monolíticamente con la losa de entrepiso, para apoyo de tableros de losa: diseñados para resistir la flexión, cortante debidos a la losa de entrepiso y a un muro de tabicón ligero en todo su claro; además de torsión debidos a los momentos de empotramiento de la misma losa, para un claro máximo no apoyado de 3.00 m (entradas).

Concreto: Mismo que para losa de entrepiso.

Refuerzo: Longitudinal propuesto: vs. tipo R-42. Refuerzo transversal: estribos rectangulares verticales de alambren con $f_{yv} = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

Método de Diseño:

Análisis: Debido a que las uniones trabe-columna no son empotramientos perfectos, ni tampoco apoyos simples; además del efecto provocado por la vibración trepidatoria que tiene como resultado un incremento de los momentos flexionantes en la trabe, se considera una envolvente de ambos casos de apoyo. Para flexión y cortante, bajo carga uniformemente repartida se considera como viga doblemente empotrada para momento flexionante negativo y como simplemente apoyada para momento flexionante positivo. Para torsión se supondrá restringida en ambos extremos bajo una carga de torsión uniforme: momento negativo por unidad de ancho del (los) tablero(s) correspondiente(s).

Dimensionamiento: Se emplearán los métodos y fórmulas correspondientes para el diseño de vigas de las NTC-Concreto del RCDF-S7 (P16).

Bajada de Cargas:

Las cargas de losa y saliente de la trabe son las mismas que para la trabe con voladizo.

carga muro tabicón 2.10 m altura: $2.10 \text{ m} \times 260 \text{ kg/m}^2 = 546 \text{ kg/m}$

el resto de las cargas son las mismas que para la trabe con voladizo

Cuadro de Cargas trabe sin voladizo:

CARGA	VALOR. (kg/m)
C. M. LOSA ENTREPISO	533.33
C. M. MURO TABICÓN	546.00
C. M. SALIENTE TRABE	150.00
C. MUERTA TOTAL	1229.33
C. VIVA MAX LOSA ENT. (BODEGAS)	1333.33
C. TOTAL = C.M.TOT + C.V.TOT	2562.67

Elementos Mecánicos de Diseño:

Momentos flexionantes de diseño M_u :

$$M(+)\text{ máx} = w L^2 / 8 = 2563 \times 3^2 / 8 = 2883.4 \text{ kg-m (centro del claro)}$$

$$\Rightarrow M_u(+) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 2883.4 = 4036.7 \text{ kg-m}$$

$$M(-)\text{ máx} = w L^2 / 12 = 2563 \times 3^2 / 12 = 1922.3 \text{ kg-m (extremos)}$$

$$\Rightarrow M_u(-) = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 \times 1922.3 = 2691.2 \text{ kg-m}$$

Fuerza Cortante de diseño V_u :

$$V\text{ máx} = w L / 2 = 2563 \times 3 / 2 = 3844.5 \text{ kg (extremos)}$$

$$\Rightarrow V_u = F_c \times V_{\text{máx}} = 1.4 \times 3844.5 = 5382.3 \text{ kg}$$

Momento Torsionante de diseño:

Del apéndice 1 "Cálculo de reacciones en barras con momentos torsionantes distribuidos", tenemos los momentos torsionantes en los apoyos izq y derecho respectivamente:

$$T_A^* = -\frac{1}{L} \int_0^L M_e(x) (L-x) dx \quad ; \quad T_B^* = -\frac{1}{L} \int_0^L M_e(x) x dx$$

$$T_A^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 545 (3-x) dx - \frac{1}{3} \int_2^3 909 (3-x) dx$$

$$T_A^* = \frac{545}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_0^2 + \frac{909}{3} (3x - \frac{x^2}{2}) \Big|_2^3 = \frac{545}{3} \times 4 + \frac{909}{3} \times \frac{1}{2}$$

$$T_A^* = 878.17 \text{ kg-m}$$

$$T_B^* = -\frac{1}{3} \int_0^2 -545 x \, dx - \frac{1}{3} \int_2^3 -909 x \, dx$$

$$T_B^* = \frac{545}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_0^2 + \frac{909}{3} \frac{x^2}{2} \Big|_2^3 = \frac{545}{3} \times 2 + \frac{909}{3} \times \frac{5}{2}$$

$$T_B^* = 1120.83 \text{ kg-m}$$

Por condición estática:

$$T_A^* + T_B^* = T$$

$$878.17 + 1120.83 = 2 \times 545 + 909 = 1999 \text{ kg-m}$$

(i) Como la resistencia a torsión de la viga no afecta directamente el equilibrio de la estructura, T_u se calculará con la mitad de la rigidez a torsión de la viga, y G (módulo de rigidez a cortante) = 0.4 E.

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.a)

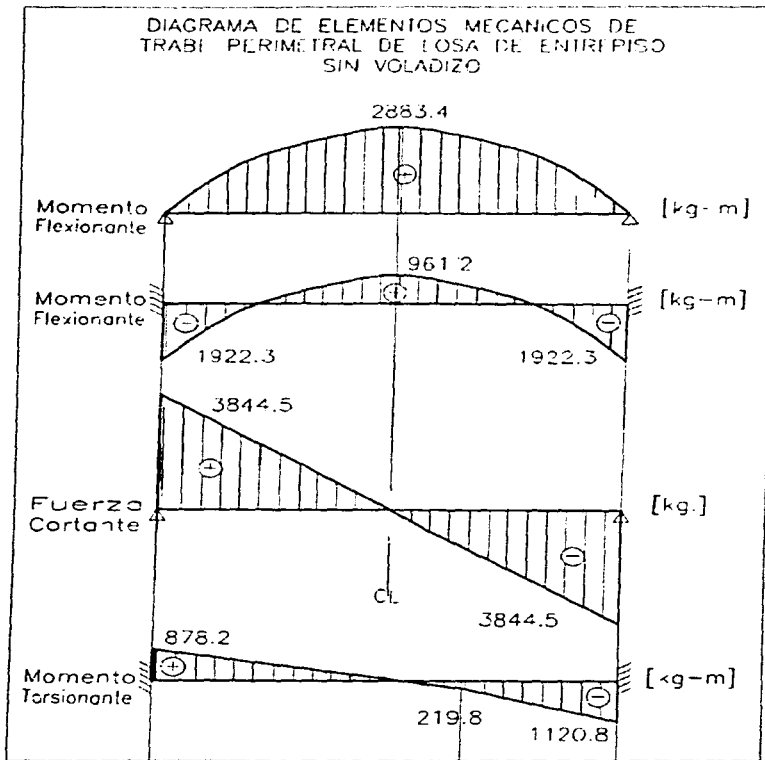
$$T_A = \frac{1}{2} T^*A = \frac{1}{2} \times 878.17 = 439.1 \text{ kg-m}$$

$$T_B = \frac{1}{2} T^*B = \frac{1}{2} \times 1120.83 = 560.4 \text{ kg-m}$$

$$T_{uA} = F_c T_A = 1.4 \times 439.1 = 614.7 \text{ kg-m}$$

$$T_{uB} = F_c T_B = 1.4 \times 560.4 = 784.6 \text{ kg-m}$$

FIGURA 4.12: ELEMENTOS MECÁNICOS DE TRABE PERIMETRAL DE LOSA ENTREPISO SIN VOLADIZO



Diseño por Flexión:

Para los mismos datos de la sección de la trabe con voladizo:

se considera sección rectangular

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Cantidad mínima de acero por flexión:

$$A_s \text{ mín} = 2.306 \text{ cm}^2 = 2 \text{ vs. no. 4}$$

Cantidad máxima de acero por flexión:

$$A_s \text{ máx} = 12.5 \text{ cm}^2 = 4 \text{ vs. no. 6}$$

Eligiendo $A_s = 2 \text{ vs. no. 4} + 2 \text{ vs. no. 3}$

$$A_s = 2 \times 1.27 \text{ cm}^2 + 2 \times 0.713 \text{ cm}^2 = 3.966 \text{ cm}^2$$

Para sección rectangular de concreto simplemente reforzada, sujeta a flexión, el momento resistente de la sección M_R se obtiene como:

$$(1) M_R [\text{kg-cm}] = FR A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

donde:

$$FR = 0.9$$

A_s = área de acero de tensión [cm²]

p = razón de acero a tensión

$$q = p \frac{f_y}{f''c}$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.d).

Momento positivo:

$$p = \frac{3.966}{25 \times 35} = 4.53 \times 10^{-3}$$

$$q = 4.53 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 0.112$$

$$M_R = 0.9 \times 3.966 \times 4200 \times 35 \times (1 - 0.5 \times 0.112) = 4953.2 \text{ kg-m}$$

$$M_R (+) = 4953.2 \text{ kg-m} > M_u (+) = 4036.7 \text{ kg-m}$$

Momento negativo:

Proponiendo la cantidad mínima: $A_s \text{ mín} = 2 \text{ vs. no. } 4 = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$

$$p = 2.54 / (25 \times 35) = 2.903 \times 10^{-3}$$

$$q = 2.903 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{170} = 7.172 \times 10^{-2}$$

$$M_R = 0.9 \times 2.54 \times 4200 \times 35 \times (1 - 0.5 \times 7.172 \times 10^{-2}) = 323991.9 \text{ kg-cm}$$

$$M_R (-) = 3239.9 \text{ kg-m} > M_u (-) = 2691.2 \text{ kg-m}$$

Diseño por Cortante:

Resistencia a fuerza cortante del concreto:

(1) Como: $L/h \geq 5$, $h/b < 6$, $h \leq 70 \text{ cm}$ y $p < 0.01$

$$(1) V_{CR} [\text{kg}] = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}$$

p = razón de acero de tensión (flexión negativa)

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).I

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 35 \times (0.2 + 30 \times 2.903 \times 10^{-3}) \sqrt{200} = 2842.0 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 2842.0 \text{ kg} < V_u = 5382.3 \text{ kg}$$

→ se requiere refuerzo para cortante:

La separación del refuerzo transversal, dada para estribos verticales, se obtiene con la expresión:

$$(2) s [\text{cm}] = \frac{F_R A_v f_{yv} d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_{yv}}{3.5 b}$$

donde:

$F_R = 0.8$: factor de resistencia

A_v = área transversal de refuerzo comprendido en una longitud s (2 ramas del estribo)

f_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero de los estribos

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b)

$$A_v = 2 \times 0.317 \text{ cm}^2 = 0.633 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600 \times 35}{5382.3 - 2842} = 18.1 \text{ cm} \leq \frac{0.8 \times 0.633 \times 2600}{3.5 \times 25} = 15 \text{ cm} \rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

pero además si:

$$(1) V_u = 5382.3 \text{ kg} < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5 \times 0.8 \times 20 \times 27 \times \sqrt{200} = 14849.2 \text{ kg}$$

$$\rightarrow S_{m\acute{a}x} = d/2 = 35/2 = 17 \text{ cm}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b)

$$\rightarrow S_{m\acute{a}x} = 15 \text{ cm}$$

Diseño por Torsión:

Diseño para Trabe de tablero extremo (sin voladizo):

Para este caso:

(2) Si se cumple la desigualdad: $\frac{T_u^2}{T_{or}^2} + \frac{V_u^2}{V_{cr}^2} \geq 1.0$, y además $T_u > T_{cr}$, se

requerirá refuerzo por torsión; pero si alguna de las dos no se cumple, se puede desprestigiar el efecto de torsión.

$$(2) T_{or} [\text{kg-cm}] = 0.6 \sqrt{f^*c} F_R \sum_{i=1}^n x_i^2 y_i$$

donde:

$$F_R = 0.8$$

n = no. de rectángulos en los que se descompone la sección

x_i = ancho del rectángulo i

y_i = largo del rectángulo i . ($y_i \leq 3x_i$)

(2) N.T.C. Concreto secc.2.1.6.a)

Como en este caso $V_u > V_{cr}$ solo falta revisar la condición $T_{cr} > T_u$

Del caso de la trabe con voladizo:

$$T_{or} = 2172.2 \text{ kg-m} ; T_{cr} = 543.1 \text{ kg-m}$$

$$T_{cr} = 543.1 \text{ kg-m} < T_{uA} = 614.7 \text{ kg-m} ; T_{uB} = 784.6 \text{ kg-m}$$

Por lo que se debe reforzar la sección para torsión:

Límite para T_u :

$$(1) T_u \text{ máx} = 1.25 T_{CR} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F_R b d \sqrt{f'c}} \right)^2}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).III

$$T_u \text{ máx} = 1.25 \times 543.1 \text{ kg-m} \sqrt{16 - \left(\frac{5382.3}{0.5 \times 0.8 \times 25 \times 35 \times \sqrt{200}} \right)^2} = 2613.2 \text{ kg-m}$$

$$T_{UA} = 614.7 \text{ kg-m} ; T_{UB} = 784.6 \text{ kg-m} < T_u \text{ máx} = 2613.2 \text{ kg-m}$$

⇒ se acepta la sección para refuerzo

(2) separación máxima de refuerzo:

$$(2) s_{\text{máx}} \leq x_1, \frac{y_1}{2}, 30 \text{ cm}$$

siendo:

x_1 = ancho del estribo

y_1 = altura del estribo

$$s_{\text{máx}} \leq 20 \text{ cm}, \frac{35}{2} = 17 \text{ cm}, 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow s_{\text{máx}} = 17 \text{ cm}$$

(2) Refuerzo transversal por torsión:

$$(2) A_{sv} = \frac{s (T_u - T_{CR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}}$$

donde:

A_{sv} = área transversal de una rama del estribo

$F_R = 0.8$

x_1, y_1 lados menor y mayor c.a.c. del estribo

f_{yv} = esfuerzo de fluencia del acero del estribo $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).I

$x_1 = 20 \text{ cm}$

$y_1 = 35 \text{ cm}$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \times \frac{35}{20} = 1.248 < 1.5$$

Para T_{uA} :

$$A_{sv} = \frac{s \times (61470 - 54310) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 3.94 \times 10^{-3} \text{ s}$$

Para T_{uB} :

$$A_{sv} = \frac{s \times (78460 - 54310) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 1.33 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Debido a que los estribos deberán soportar cortante y torsión simultáneamente, se suman las contribuciones de acero de ambos casos:

Por cortante:

$$A_v = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_{yv} d} \text{ s} = \frac{4236 - 2842}{0.8 \times 2600 \times 35} \text{ s} = 1.915 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$A_v = \frac{3.5 b}{F_R f_{yv}} \text{ s} = \frac{3.5 \times 25}{0.8 \times 2600} \text{ s} = 4.207 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\Rightarrow A_v = 4.207 \times 10^{-2} \text{ s (2 ramas de estribo)}$$

Por cortante y torsión para T_{uA} :

$$A_{vt} = 0.5 \times 4.207 \times 10^{-2} \text{ s} + 3.94 \times 10^{-3} \text{ s} = 2.498 \times 10^{-2} \text{ s (1 rama de estribo)}$$

Por cortante y torsión para T_{uB} :

$$A_{vt} = 0.5 \times 4.207 \times 10^{-2} \text{ s} + 1.33 \times 10^{-2} \text{ s} = 3.433 \times 10^{-2} \text{ s (1 rama de estribo)}$$

(1) El área mínima transversal A_{vt}^* será A_{sv} calculada con $T_u = 4 T_{CR}$, o bien 1.33 veces la calculada para cortante y torsión A_{vt} .

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).1

$$A_{vt}^* = \frac{s \times (4 \times 54310 - 54310) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600} = 8.967 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Para T_{uA} :

$$1.33 A_{vt} = 1.33 \times 2.498 \times 10^{-2} \text{ s} = 3.322 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\Rightarrow A_{vtA} = 3.322 \times 10^{-2} \text{ s}$$

Para T_{uB} :

$$1.33 A_{vt} = 1.33 \times 3.433 \times 10^{-2} \text{ s} = 4.566 \times 10^{-2} \text{ s}$$

$$\Rightarrow A_{vtB} = 4.566 \times 10^{-2} \text{ s}$$

como $A_{vt} = 0.317 \text{ cm}^2$ (estribo no. 2)

Para T_{uA} :

$$s = \frac{0.317}{3.322 \times 10^{-2}} = 9.5 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm} < s_{\max} = 15 \text{ cm (cortante)}$$

Para T_{uB} :

$$s = \frac{0.317}{4.566 \times 10^{-2}} = 6.9 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm} < s_{\max} = 15 \text{ cm (cortante)}$$

Cálculo de la distancia para continuar refuerzo @ 15 cm

A partir del apoyo A:

$$\frac{0.317}{1.33 A_{vt}} = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{vt} = 1.589 \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow A_{vt} = 1.589 \times 10^{-2} = 0.5 \times \frac{3.5 \times 25}{0.8 \times 2600} + \frac{(T_u - 54310) \text{ kg-cm}}{0.8 \times 1.248 \times 20 \times 35 \times 2600}$$

$$1.589 \times 10^{-2} = 2.104 \times 10^{-2} + 5.503 \times 10^{-7} T_u - 2.99 \times 10^{-2}$$

$$1.589 \times 10^{-2} = -8.85 \times 10^{-3} + 5.503 \times 10^{-7} T_u$$

$$T_u = 44954.5 \text{ kg-cm} = 449.5 \text{ kg-m}$$

$$T^* = \frac{449.5}{1.4} \times 2 = 642.1 \text{ kg-m}$$

Como los valores del diagrama de momentos torsionantes en los extremos son:

$$T_{A^*} = 878.17 \text{ kg-m} ; T_{B^*} = -1120.83 \text{ kg-m}$$

$$T^*_{A \rightarrow B} [0.2] = 878.17 - 545 x$$

$$642.1 = 878.17 - 545 x$$

$$\Rightarrow x = 0.43 \text{ m} \Rightarrow d_A = 0.43 \text{ m}$$

A partir del apoyo B:

$$T^*_{B \rightarrow A} [0,1] = -1120.83 + 909 x$$

$$-642.1 = -1120.83 + 909 x$$

$$\Rightarrow x = 0.53 \Rightarrow d_B = 0.53 \text{ m}$$

A partir del apoyo A:

$$\frac{0.43}{0.09} = 5 \text{ estribos @ } 9 \text{ cm a partir del apoyo A}$$

A partir del apoyo B:

$$\frac{0.53}{0.07} = 8 \text{ estribos @ } 7 \text{ cm a partir del apoyo B}$$

$$3 \text{ m} - (0.43 + 0.53) = 2.04 \text{ m @ } 15 \text{ cm} \rightarrow 13 \text{ estribos @ } 15 \text{ cm}$$

(1) Refuerzo longitudinal por torsión:

El área de varillas longitudinales A_{st} para torsión se obtiene de la expresión:

$$(1) A_{st} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yv}}{f_y}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.b).II

$$A_{st} = \frac{2 \times 1.33 \times 10^{-2} \times 7}{7} \times (20 + 35) \times \frac{2600}{4200} = 0.906 \text{ cm}^2$$

(1) El diámetro del refuerzo longitudinal por torsión no será menor que el de los estribos:

$$\frac{0.906 \text{ cm}^2}{0.713 \text{ cm}^2 / \text{vs no. } 3} = 2 \text{ vs. no. } 3$$

El refuerzo debe distribuirse en el perímetro del estribo, y al menos habrá una varilla en cada esquina del mismo.

Revisión por estado límite de servicio:

Las carga viva media es la misma que la empleada para la trabe con voladizo en la revisión por estado límite de servicio

Cuadro de cargas:

CARGA	VALOR. (Kg/m)
C. M. LOSA ENTREPISO	533.33
C. M. MURO TABICÓN	546.00
C. M. SALIENTE TRABE	150.00
C. MUERTA TOTAL	1229.33
C. VIVA MEDIA LOSA ENT. (BODEGAS)	1066.67
C. TOTAL= C.M.TOT + C.V.TOT	2296.00

Como la carga total unitaria $w = 22.96 \text{ kg/cm} > 20.70 \text{ kg/cm}$ para trabe con voladizo, se debe revisar la deflexión máxima.

Debido a que el armado para flexión es el mismo, se emplean los mismos valores:

$$I_a = 47209.496 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión máxima para viga simplemente apoyada con carga uniforme repartida (R22):

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

Deflexión inmediata:

$$\Delta_i = \frac{5 \times 22.96 \text{ kg/cm} \times 300^4 \text{ cm}^4}{384 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 47209.496 \text{ cm}^4} = 0.406 \text{ cm}$$

$$(i) \text{ Deflexión diferida } \Delta_d = \Delta_i \frac{4}{1 + 50 p'}$$

donde:

p' = porcentaje de acero a compresión

(i) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$p' = 2.54 / (25 \times 35) = 2.903 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta_d = 0.406 \times \frac{4}{1 + 50 \times 2.903 \times 10^{-3}} = 1.418 \text{ cm}$$

$$\text{deflexión total: } \Delta_t = \Delta_i + \Delta_d = 0.406 + 1.418 = 1.824 \text{ cm}$$

(i) deflexión permisible: $\Delta_p = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$

(1) RCDF-87 tít VI, Capít III, Art.184

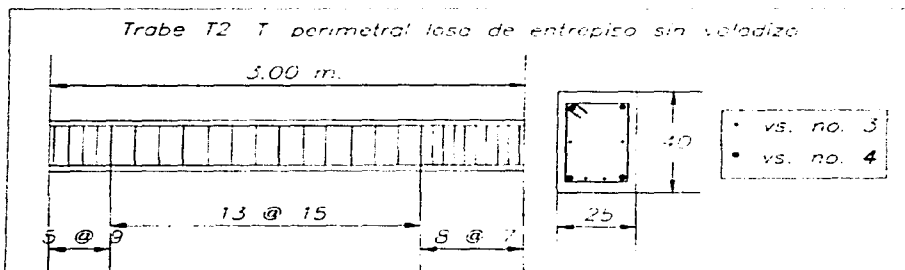
$$\Delta_p = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 1.824 \text{ cm} < \Delta_p = 1.75 \text{ cm}$$

→ contraflecha al centro del claro de: $(1.824 - 1.75) = 0.074 \text{ cm} \approx 0$

Se acepta la sección 25 x 40 cm con armado longitudinal inferior: 2 vs. no. 4 y 2 vs. no. 3 corridas; armado longitudinal superior: 2 vs. no. 4 corridas; 2 vs. no. 3 corridas a medio peralte. Y armado transversal con estribos no.2 de 20 x 35 cm a partir del apoyo izquierdo (A) como se muestra en la figura 4.13:

FIGURA 4.13: ÁRMADO DE TRABE PERIMETRAL TIPO T2 DE LOSA ENTREPISO



Nota: el resto de las trabes perimetrales e intermedias de la losa de entrepiso, serán invertidas (parte superior libre), y sus dimensiones de: ancho: b = 25 cm, y peralte total (incluyendo losa) h = 35 cm; las cuales estarán totalmente apoyadas sobre muros y también sobre todas ellas se apoyarán muros. Debido a esto, se considera que sirven de empotramiento "perfecto" a la losa de entrepiso, y que no soportan elementos mecánicos ya que la torsión que soportaría la trabe debida al empotramiento de la losa, la restringen los muros superiores e inferiores como carga excéntrica; así mismo no existe fuerza cortante ni flexión ya que toda la longitud de la trabe está apoyada. El armado longitudinal será el mínimo por flexión y el transversal el mínimo por cortante.

(1) Refuerzo mínimo longitudinal por flexión

$$A_s \text{ mfn} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.2.a)

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mfn} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 25 \times 32 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2.11 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2 / \text{vs. no. 4}} \cong 2 \text{ vs. no. 4}$$

(2) Refuerzo transversal mínimo:

$$s_{\text{mfn}} = d/2$$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.b)

$$s = 16 \text{ cm}$$

∴ El resto de las traves perimetrales de tableros para losa de entrepiso, serán de 25 × 35 cm armadas con 4 vs. del no. 4 tipo R-42, y estribos no. 2 de 20 × 30 cm distribuidos uniformemente @ 16 cm

4.1.6) Diseño de Muros de carga de mampostería por carga vertical:

Descripción:

Muros de mampostería a base de tabicón ligero (tezontle) colocado a soga t=13 cm, juntado con mortero cemento-arena tipo I (resistencia nominal a compresión: 125 kg/cm²). Peso de muro: 260 kg/m²

Bajada de Cargas:

Peso de muros Planta alta: H_{max} = 2.10 m: 260 kg/m² × 2.10 m = 546 kg/m

PLANTA ALTA	CARGAS UNITARIAS
C. M. LOSA AZOTEA e = 10 cm	290 Kg/m ²
C. M. SALIENTE TRABE INV.PERIMETRAL (20 x 20) cm ²	96 Kg/m
C. M. MOCHETA TABICÓN H _{máx} = 0.40 m	104 Kg/m
C. M. CADENA DE CERRAMIENTO (15 x 20) cm ²	72 Kg/m
C. M. MURO TABICÓN H = 2.10 m	546 Kg/m
C. VIVA MÁXIMA (LOSA AZOTEA)	100 Kg/m ²

Peso de muros Planta baja: H_{max} = 2.85 m: 260 kg/m² × 2.85 = 741 kg/m

PLANTA BAJA	CARGAS UNITARIAS
C. M. LOSA ENTREPISO e = 15 cm	400 Kg/m ²
C. M. VOLADIZO e = 10 cm L = 1.00 m	280 Kg/m
C. M. SALIENTE TRABE INV. PERIMETRAL (25 x 20) cm ²	120 Kg/m
C. M. MURO TABICÓN H = 2.85 m	741 Kg/m
C. VIVA MÁXIMA LOSA ENTREPISO	1000 Kg/m ²
C. VIVA MÁXIMA VOLADIZO	350 Kg/m ²

Cálculo de la carga de diseño Pu (F_c = 1.4) en muros planta alta:

EJE	TRAMO	LONG [m]	Á. LOSA [m ²]	C. LOSA [kg]	C. TRABE [kg]	C. MOCH. [kg]	C. CERRAM [kg]	C. MURO [kg]	C.TOT [kg]	C.FACT [kg]
1	A-E	6.00	8.00	3120	576	519	432	2964	7611	10655
1	E-G	6.00	8.00	3120	576	312	432	2964	7404	10366
1	G-K	6.00	8.00	3120	576	105	432	2964	7197	10076
2	A-B'	3.00	4.00	1560	288	312	216	1638	4014	5920
2	E-E'	3.00	4.00	1560	288	207	216	1638	3909	5473
A	1-2	4.00	4.00	1560	384	416	288	1976	4624	6474
E	1-2	4.00	8.00	3120	384	-	288	1976	5768	8075
G	1-2	4.00	8.00	3120	384	-	288	1976	5768	8075
K	1-2	4.00	4.00	1560	384	-	288	1976	4208	5891

Nota: el muro del eje 2 tramo G'- K es de relleno no de carga

Cálculo de la carga de diseño Pu (Fe = 1.4) en muros planta baja:

EJE	TRAMO	LONG [m]	A.LOSA [m ²]	C.LOSA [kg]	C.VOLAD. [kg]	C.TRABE [kg]	C.MURO [kg]	C.P.A. [kg]	C.TOT [kg]	C.FACT. [kg]
1	A-E	6.00	8.00	11200	-	720	4446	7611	23977	33568
1	E-G	6.00	8.00	11200	-	720	4446	7404	23770	33278
1	G-K	6.00	8.00	11200	-	720	4446	7197	23563	32988
2	A-B'	3.00	4.00	5600	-	360	2067	4014	12041	16857
2	E-E'	3.00	4.00	5600	1890	360	2067	3909	13826	19356
2	G-G'	3.00	4.00	5600	1890	360	2067	-	9917	13884
A	1-2	4.00	4.00	5600	-	480	2964	4624	13668	19135
E	1-2	4.00	8.00	11200	-	480	2964	5768	20412	28577
G	1-2	4.00	8.00	11200	-	480	2964	5768	20412	28577
K	1-2	4.00	4.00	5600	-	480	2964	4208	13252	18553

Clasificación del tipo de muros:

(i) Confinamiento: a base de dalas y castillos con dimensión mínima de 15 cm, f'c ≥ 200 kg/cm², y refuerzo longitudinal mínimo de 4 vs. no. 3 tipo R-42

$$A_s = 4 \times 0.713 = 2.852 \text{ cm}^2 > 0.2 f'c A_c / f_y = 0.2 \times 200 \times 15^2 / 4200 = 2.143 \text{ cm}^2$$

refuerzo transversal mínimo $\approx 15 \text{ cm} < 1.5 d_c = 1.5 \times (15-3) = 18 \text{ cm}$ o 20 cm

estribos alambrrn $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{sv} = 2 \times 0.317 = 0.634 \text{ cm}^2 > \frac{1000 s}{f_y d_c} = \frac{1000 \times 15}{2600 \times 12} = 0.481 \text{ cm}^2$$

castillos a cada 3 m (en cruces y centros de tableros de muro)

$$< 1.5 h = 1.5 \times 4 \text{ m} = 6 \text{ m} \text{ ó } 4 \text{ m}$$

dalas en extremos horizontales de muro ó trabe con peralte $h \geq 15 \text{ cm}$, y con separaciones de menos de 3.00 m

además habrá dalas y castillos en el perímetro de huecos.

relación máxima: altura / espesor = 285/13 = 21.9 < 30

(i) N.T.C. Mampostería secc. 3.3

∴ Se consideran como muros confinados.

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería f_m^* :

$$(1) \text{ peso volumétrico tabicón: } \frac{2.5 \text{ kg/pza.}}{0.13 \times 0.06 \times 0.24} = 1335.5 \text{ kg/m}^3 < 1500 \text{ kg/m}^3$$

(1) N.T.C. Mampostería secc. 2.4.1.c)

resistencia de prueba muros tabicón > resistencia muros de tabique

→ se tomará la resistencia a compresión de mampostería para tabique de barro
recocido:

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Debido a que se cumplen las condiciones para muros confinados, la resistencia a compresión de la mampostería se puede incrementar en 4 kg/cm²

(2) N.T.C. Mampostería secc. 2.4.1.e)

$$\rightarrow f_m^* = 15 + 4 = 19 \text{ kg/cm}^2$$

Carga vertical resistente de muros:

(3) La carga vertical resistente se obtiene como:

$$PR \text{ [kg]} = FR FE f_m^* AT$$

donde:

PR = carga vertical resistente

FR = 0.6 :factor de resistencia para muros confinados

AT = área de la sección transversal del muro

FE = factor de reducción por excentricidad y esbeltez obtenido como sigue:

(3) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.1

(4) Si se cumplen las condiciones:

a) Las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro en dirección normal a su plano, están restringidas por las trabes y losas que se apoyan en ellos.

b) No hay excentricidad importante en la carga axial sobre muros, ni fuerzas significativas aplicadas en dirección normal al plano de los mismos.

c) Que la relación: altura / espesor de los muros sea ≤ 20

→ FE = 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más del 50% y:

FE = 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos, y para el caso de que la relación: carga viva/carga muerta (cargas de diseño) > 1

(4) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.2.1.

(i) Además cuando el muro esté ligado a muros transversales, columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E calculado se incrementará en la cantidad: $(1 - F_E)B$, pero sin que en ningún caso la suma sea mayor que 0.9.

B depende de la separación de elementos rigidizantes L' , obtenido de la siguiente tabla:

L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

(i) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.3

Se cumplen las condiciones a) y b) para toda el edificio.

En Planta alta:

$H_{m\max} = 2.10$ m hasta cerramiento $b = 20$ cm $> t = 13$ cm

relación: $H_{m\max} / t = 16.2 < 20 \Rightarrow$ también se cumple c)

como en losa de azotea C.V./ C.M. $< 1 \Rightarrow$

$F_E = 0.7$ en muros interiores

$F_E = 0.6$ muros exteriores

Cálculo del factor de esbeltez para muros de Planta alta:

EJE	TRAMO	LONG=L'	H	L'/H	B	F_E	$(1-F_E)B$	$F_E+(1-F_E)B$
1	A-E	600	190	3.16	0.32	0.6	0.13	0.73
1	E-G	600	190	3.16	0.32	0.6	0.13	0.73
1	G-K	600	190	3.16	0.32	0.6	0.13	0.73
2	A-B'	300	210	1.43	0.70	0.6	0.28	0.88
2	E-E'	300	210	1.43	0.70	0.6	0.28	0.88
A	1-2	400	190	2.11	0.48	0.6	0.19	0.79
E	1-2	400	190	2.11	0.48	0.7	0.14	0.84
G	1-2	400	190	2.11	0.48	0.7	0.14	0.84
K	1-2	400	190	2.11	0.48	0.6	0.19	0.79

En Planta Baja:

Muros eje 2 : $H = 265$ cm $\Rightarrow H/t = 265/13 = 20.4 \Rightarrow$ no se cumple c)

Demás muros: $H = 285$ cm $\Rightarrow H/t = 285/13 = 21.9 \Rightarrow$ no se cumple c)

(1) Cuando no se cumplan las condiciones citadas, el factor de reducción por esbeltez y excentricidad F_E se tomará como el menor de entre el obtenido por las condiciones anteriores, y el calculado como:

$$(1) F_E = (1 - 2e' / t) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t} \right)^2 \right]$$

donde:

t = espesor del muro

e' = excentricidad calculada para carga vertical e_c más una excentricidad accidental $e_a = t/24$

H' = altura efectiva del muro determinada como a partir de su altura no restringida H , según:

$H' = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a cada lado del muro

$H' = H$ para muros extremos en que se apoyan losas.

(1) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.2.11.

(2) excentricidad calculada para muros externos:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde:

t = espesor del muro

b = porción del espesor del muro en que la losa superior se apoya

(2) N.T.C. Mampostería secc. 4.1.2

$b = t$ en todos los muros externos

$$\rightarrow e_c = \frac{13}{2} - \frac{13}{3} = 2.17 \text{ cm}$$

Para los muros internos $e_c = 0$

Para todos los muros: $e_a = \frac{t}{24} = \frac{13}{24} = 0.54 \text{ cm}$

$L = L'$

Cálculo del factor de esbeltez para muros de Planta baja:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	e_c [cm]	e' [cm]	H [cm]	L'/H	B	H' [cm]	$F_E \leq 0.6$	$(1-F_E)B$	$F_E+(1-F_E)B$
1	A-E	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
1	E-G	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
1	G-K	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
2	A-B'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
2	E-E'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
2	G-G'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
A	1-2	400	2.17	2.71	285	1.40	0.70	285	0.27	0.51	0.78
E	1-2	400	-	0.54	285	1.40	0.70	228	0.60	0.28	0.88
G	1-2	400	-	0.54	285	1.40	0.70	228	0.60	0.28	0.88
K	1-2	400	2.17	2.71	285	1.40	0.70	285	0.27	0.51	0.78

Cálculo de la carga resistente de muros planta alta:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	A_T [cm ²]	$F_E+(1-F_E)B$	$P_p \approx$ [kg]	P_u [kg]
1	A-E	600	7800	0.73	64912	10655
1	E-G	600	7800	0.73	64912	10366
1	G-K	600	7800	0.73	64912	10076
2	A-B'	300	3900	0.88	39125	5920
2	E-E'	300	3900	0.88	39125	5473
A	1-2	400	5200	0.79	46831	6474
E	1-2	400	5200	0.84	49795	8075
G	1-2	400	5200	0.84	49795	8075
K	1-2	400	5200	0.79	46831	5891

Cálculo de la carga resistente de muros planta baja:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	A_T [cm ²]	$F_E+(1-F_E)B$	$P_p \approx$ [kg]	P_u [kg]
1	A-E	600	7800	0.62	55130	33568
1	E-G	600	7800	0.62	55130	33278
1	G-K	600	7800	0.62	55130	32988
2	A-B'	300	3900	0.79	35123	16857
2	E-E'	300	3900	0.79	35123	19356
2	G-G'	300	3900	0.79	35123	13884
A	1-2	400	5200	0.78	46238	19135
E	1-2	400	5200	0.88	52166	28577
G	1-2	400	5200	0.88	52166	28577
K	1-2	400	5200	0.78	46238	18553

De estas tablas se resume que en todos los muros la resistencia a compresión por carga vertical P_R , es mayor a la carga de diseño vertical $P_u = 1.4 (P \text{ c.m.} + c.v)$.

Cálculo del factor de esbeltez para muros de Planta baja:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	e_c [cm]	a' [cm]	H [cm]	L'/H	B	H' [cm]	$F_E \leq 0.6$	$(1-F_E)B$	$F_E \cdot (1-F_E)B$
1	A-E	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
1	E-G	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
1	G-K	600	2.17	2.71	285	2.10	0.48	285	0.27	0.35	0.62
2	A-B'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
2	E-E'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
2	G-G'	300	2.17	2.71	265	1.13	0.70	265	0.31	0.48	0.79
A	1-2	400	-	2.71	285	1.40	0.70	285	0.27	0.51	0.78
E	1-2	400	-	0.54	285	1.40	0.70	228	0.60	0.28	0.88
G	1-2	400	-	0.54	285	1.40	0.70	228	0.60	0.28	0.88
K	1-2	400	2.17	2.71	285	1.40	0.70	285	0.27	0.51	0.78

Cálculo de la carga resistente de muros planta alta:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	A_T [cm ²]	$F_E \cdot (1-F_E)B$	$P_R \geq$ [kg]	P_u [kg]
1	A-E	600	7800	0.73	64912	10655
1	E-G	600	7800	0.73	64912	10366
1	G-K	600	7800	0.73	64912	10076
2	A-B'	300	3900	0.88	39125	5920
2	E-E'	300	3900	0.88	39125	5473
A	1-2	400	5200	0.79	46831	6474
E	1-2	400	5200	0.84	49795	8075
G	1-2	400	5200	0.84	49795	8075
K	1-2	400	5200	0.79	46831	5891

Cálculo de la carga resistente de muros planta baja:

EJE	TRAMO	LONG [cm]	A_T [cm ²]	$F_E \cdot (1-F_E)B$	$P_R \geq$ [kg]	P_u [kg]
1	A-E	600	7800	0.62	55130	33568
1	E-G	600	7800	0.62	55130	33278
1	G-K	600	7800	0.62	55130	32988
2	A-B'	300	3900	0.79	35123	16857
2	E-E'	300	3900	0.79	35123	19356
2	G-G'	300	3900	0.79	35123	13884
A	1-2	400	5200	0.78	46238	19135
E	1-2	400	5200	0.88	52166	28577
G	1-2	400	5200	0.88	52166	28577
K	1-2	400	5200	0.78	46238	18553

De estas tablas se resume que en todos los muros la resistencia a compresión por carga vertical P_R , es mayor a la carga de diseño vertical $P_u = 1.4 (P \text{ c.m.} \cdot \text{c.v.})$.

4.1.7) Análisis Sísmico del Edificio de talleres

(1) Bajada de Cargas:

(1) RCDF-87 Tít. 6o. cap.V. art. 199.II

Planta alta:

Área de Losa : 72 m²

C.M. losa: 72 m² × 290 kg/m² = 20880 kg

(2) C.V.inst losa: 72 m² × 70 kg/m² = 5040 kg

Peso de saliente de trabe perimetral losa: 51.2 m × 96 kg/m = 4915 kg

Peso de mochetas: 2288 kg

Peso de cadena de cerramiento: 43 m × 72 kg/m = 3096 kg

Peso de trabes de cerramiento: 4 × 3 m × 144 kg/m = 1728 kg

Peso de mitad de muros (h = 1.05 m) p.a.: 49 m × 1.05 m × 260 kg/m = 13377 kg

Peso de mitad de columnas (h = 1.375 m) p.a.: 7 × 1.375 m × 210 kg/m = 2021 kg

CAPGA	VALOR (kg)
C.M. LOSA AZOTEA	20880
C.V.inst LOSA AZOTEA (2)	5040
P. SALIENTE TRABE PERIM.	4915
P. MOCHETAS	2288
P. CADENA CERRAMIENTO	3096
P. TRABES CERRAMIENTO	1728
P. MITAD MUROS	13377
P. MITAD COLUMNAS	2021
CARGA TOTAL 2do. NIVEL	53345

(2) RCDF-87 Tít.6o., cap.V. Tabla de Cargas Vivas Unitarias

Planta Baja:

Área de Losa : 72 m²

C.M. losa: 72 m² × 400 kg/m² = 28800 kg

(2) C.V.inst losa: 72 m² × 0.9 × 1000 kg/m² = 64800 kg

Área de Voladizo: 12 m²

C.M. voladizo: 12 m² × 280 kg/m² = 3360 kg

(2) C.V.inst voladizo: 12 m² × 150 kg/m² = 1800 kg

Peso de saliente de trabe 25 × (40-15): 3 × 3m × 150 kg/m = 1350 kg

Peso de saliente trabe inv. 25 × (35-15): 41.7 m × 120 kg/m = 5004 kg

Peso mitad de muros (h = 1.05 m) de p.a.: 49 m × 1.05 m × 260 kg/m² = 13377 kg

Peso mitad de muros (h = 1.30 m) de p.b.: 43 m × 1.30 m × 260 kg/m² = 14534 kg

Peso mitad de columnas (h = 1.375 m) de p.a.: 7 × 1.375 m × 210 kg/m = 2021 kg

Peso mitad de columnas (h = 1.50 m) de p.b.: 7 × 1.50 m × 210 kg/m = 2205 kg

CARGA	VALOR (Kg)
C.M. LOSA ENTREPISO	28800
C.V.Inst LOSA ENTREPISO (2)	64800
C.M. VOLADIZO	3360
C.V.Inst VOLADIZO (2)	1800
P. SALIENTE TRABES 25x25	1350
P. SALIENTE TRABES INV. 25x20	5004
P. MITAD MUROS P.A.	13377
P. MITAD MUROS P.B.	14534
P. MITAD COLUMNAS P.A.	2021
P. MITAD COLUMNAS P.B.	2205
CARGA TOTAL 1er. NIVEL	137251

(1) Para aplicar el Método simplificado de análisis sísmico, deben cumplirse las siguientes condiciones:

I. En todos los niveles, al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas. Los muros tienen distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.

II. La relación entre longitud y ancho de la planta no excede de 2.0 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m

(1) N.T.C. Mampostería secc. 4.1.3

La condición I se cumple para nuestro caso, sin embargo para la condición II:

$\text{longitud}/\text{ancho} = 18 \text{ m} / 4 \text{ m} = 4.5 > 2$, y no se puede dividir en tramos independientes \rightarrow se empleará el método estático.

(2) Método Estático de Análisis Sísmico:

(2) N.T.C. Sismo secc.8

Tipo de estructura: grupo B2

Zona: II (transición)

(3) Coeficiente de diseño sísmico correspondiente: 0.32

(3) RCDF-87 Tít 6o. cap. VI art. 206

(1) Factor de Comportamiento Sísmico Q

(1) N.T.C. Sismo secc.5.111

Resistencia a fuerzas laterales suministrada por muros de mampostería de piezas macizas confinados por dalas, castillos, columnas y traves de concreto reforzado.

$$\Rightarrow Q = 2$$

(2) Cálculo de Fuerzas Sísmicas, Cortantes y Momentos de Volteo

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{l=1}^n w_l h_l} \frac{c}{Q} w_t$$

donde:

F_i = fuerza sísmica en el nivel i

w_i = peso del nivel i

h_i = altura del nivel i

w_t = suma de pesos de todos los niveles

(2) ecuación 3.134 capít.3

Momento de Volteo del nivel i M_i :

$$M_i = \sum_{j=i}^{i+1} F_j h_{ij}$$

donde:

F_j = fuerza sísmica del nivel j

h_{ij} = diferencia de alturas entre el nivel i y el nivel j

NIVEL	w_i .[T-m]	h_i .[m]	$w_i h_i$.[T-m]	F_i .[Ton]	v_i .[Ton]	M_i .[T-m]
2do.	53.345	6.00	320.070	13.337	13.337	-
1er.	137.251	3.00	411.753	17.158	30.495	40.011
\sum	$w_t = 190.596$		731.823	$V_t = 30.495$		$M_t = 131.496$

(3) Comprobación: $\frac{c}{Q} = \frac{V_t}{W_t}$

(3) N.T.C. Sismo secc. 8.1

$$\frac{0.32}{2} = 0.16 = \frac{30,495}{190,596} = 0.16$$

Cálculo de Rigideces de Entrepiso:

Para obtener los desplazamientos máximos en cada dirección del edificio, debemos conocer las rigideces de entrepiso en cada dirección. Para lo cual emplearemos un programa de cómputo para análisis de estructuras, para obtener la matriz de flexibilidades y luego invertirla y obtener la de rigideces de cada marco, y finalmente obtener las rigideces de entrepiso (88).

Consultar apéndice 13: "Programa para análisis elástico de sistemas muro-marco por el método de la columna ancha, empleando el método de rigideces".

Nota: Para el caso del marco del eje 2, se emplean secciones transformadas para las columnas de 25x35 cm que limitan a los muros. Para los castillos no se hace transformación (ejes 1, A, E, G y K).

El Área de las columnas anchas se calcula como:

$$A = (L-d) t + n (Ac_1 + Ac_2)$$

donde:

L = longitud c.a.c. de ejes que limitan el muro

t = espesor del muro

d = promedio de peraltes de las columnas que limitan el muro

Ac₁ = área bruta de columna izquierda

Ac₂ = área bruta de columna derecha

n = relación de módulos de elasticidad del concreto a mampostería = 11.1

El Momento de inercia de columnas anchas se obtiene como:

$$I = t (L-d)^3/12 + n (Ac_1 + Ac_2) (L^2/2)$$

(1) E mampostería = 600 f^{*}m para cargas de corta duración (análisis sísmico)

(1) N.T.C. Mampostería secc. 2.4.5

$$E_m = 600 \times 19 \text{ kg/cm}^2 = 11400 \text{ kg/cm}^2$$

(2) G mampostería = 0.3 E_m

(2) N.T.C. Mampostería secc. 2.4.6

$$G_m = 0.3 \times 11400 = 3420 \text{ kg/cm}^2$$

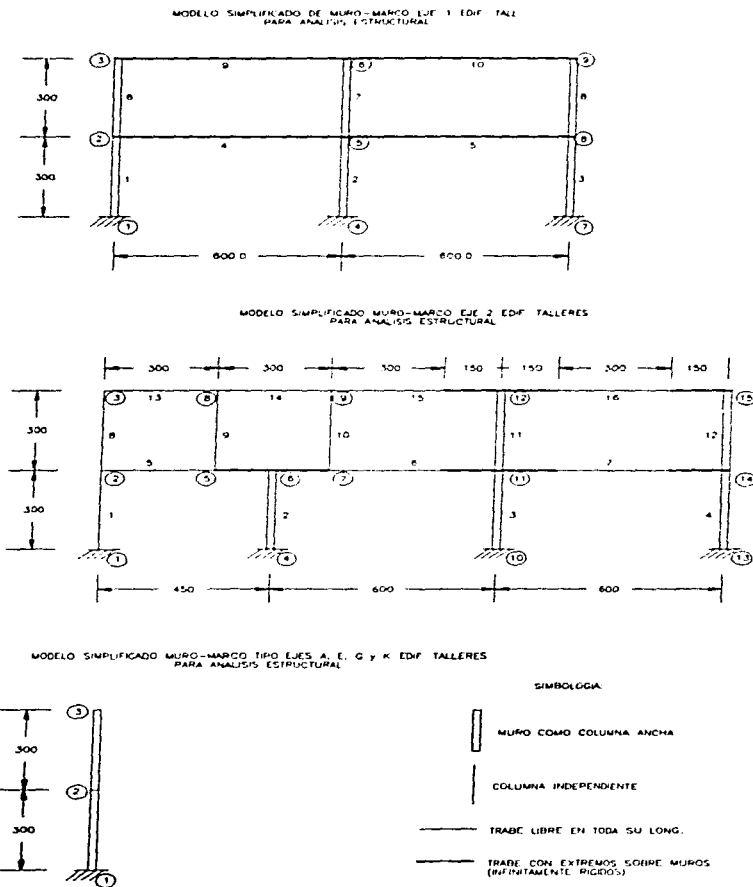
Para las traveses cuyos extremos se apoyan sobre muros:

γ = fracción de la longitud total del extremo *i* que se apoya sobre muro

λ = fracción de la longitud total libre de la trabe

β = 1-(γ+λ) fracción de la longitud total del extremo *j* que se apoya sobre muro.

FIGURA 4.14: MODELOS DE SISTEMAS MURO-MARCO DE EDIFICIO DE TALLERES: .



Archivo de Datos MAR2DCA.DAT para Análisis de Marco eje 1 edif. de Talleres

CALCULO FLEXIBILIDADES MARCO EJE 1 EDIF. TALLERES unid [kg.cm]

2
 10.9.9.3
 1.0.0
 2.0.300
 3.0.600
 4.600.0
 5.600.300
 6.600.600
 7.1200.0
 8.1200.300
 9.1200.600
 1.1.2.7830,237135093,11400,1
 3420
 2.4.5.7830,237135093,11400,1
 3420
 3.7.8.7830,237135093,11400,1
 3420
 4.2.5.875,89323,126491,2
 0.5.0.01
 5.5.8.875,89323,126491,2
 0.5.0.01
 6.2.3.7830,237135093,11400,1
 3420
 7.5.6.7830,237135093,11400,1
 3420
 8.8.9.7830,237135093,11400,1
 3420
 9.3.6.600,45000,126491,2
 0.5.0.01
 10.6.9.600,45000,126491,2
 0.5.0.01
 1.1.1.1
 4.1.1.1
 7.1.1.1
 3.0
 2.333.333,0,0
 5.333.333,0,0
 8.333.333,0,0
 3.0
 3.333.333,0,0
 6.333.333,0,0
 9.333.333,0,0

Archivo de Resultados MAR2DCA.RES para análisis de Marco eje 1 edif. talleres

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 CALCULO FLEXIBILIDADES MARCO EJE 1 EDIF. TALLERES unid [kg.cm]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 2

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 10 G.L.= 18 NUM.NUDOS= 9
 NUM DESPL.RESTR.= 9 NUM.NUDOS RESTR.= 3

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO	X=	Y=
1	0.000	0.000
2	0.000	300.000
3	0.000	600.000
4	600.000	0.000
5	600.000	300.000
6	600.000	600.000
7	1200.000	0.000
8	1200.000	300.000
9	1200.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	4	5	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
3	7	8	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
4	2	5	0.875000E+03	0.893230E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.500 LAMBDA=0.010 BETA=0.490

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
5	5	8	0.875000E+03	0.893230E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.500 LAMBDA=0.010 BETA=0.490

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
6	2	3	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
7	5	6	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
8	8	9	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
9	3	6	0.600000E+03	0.450000E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.500 LAMBDA=0.010 BETA=0.490

BARRA NUDO J NUDO K AREA M. INERC. LONG
 10 6 9 0.600000E+03 0.450000E+05 600.000000

E NTB
 0.126491E+06 2

GAMA=0.500 LAMBDA=0.010 BETA=0.490

RESTRICC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO 1	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO 4	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO 7	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE N BAND= 12

.....
 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 3 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	333.3330	0.0000	0.0000
5	333.3330	0.0000	0.0000
8	333.3330	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 18

SEMIANCHO DE BANDA+1: 12

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.41179E-02	0.26204E-03	-0.11037E-05
3	0.42387E-02	0.21391E-03	0.20500E-06
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.40974E-02	0.25822E-06	0.24411E-06
6	0.42295E-02	-0.21623E-06	-0.92994E-06
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.41189E-02	-0.26234E-03	-0.11337E-05
9	0.42394E-02	-0.21375E-03	0.22992E-06

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 2

NUM.NUDOS CARGADOS= 3 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
3	333.3330	0.0000	0.0000
6	333.3330	0.0000	0.0000
9	333.3330	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 18

SEMIANCHO DE BANDA+1: 12

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.42350E-02	0.73712E-03	-0.20051E-05
3	0.87384E-02	0.95047E-03	-0.18200E-05
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.42371E-02	0.32460E-06	-0.43606E-06
6	0.86845E-02	0.11832E-06	-0.13438E-05
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.42353E-02	-0.73759E-03	-0.20405E-05
9	0.87414E-02	-0.95086E-03	-0.18317E-05

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

El desplazamiento horizontal promedio de los nudos 2, 5 y 8 (1er. nivel) obtenidos de aplicar una fuerza horizontal repartida de 1 tonelada en el 1er. nivel del marco resulta:

$$F_{11} = 0.41114 \times 10^{-2}$$

El desplazamiento horizontal relativo promedio de los nudos 3, 6 y 9 (2do. nivel) causado por la misma acción:

$$F_{21} = (0.42359 \times 10^{-2} - 0.41114 \times 10^{-2}) = 0.1245 \times 10^{-3}$$

El desplazamiento horizontal promedio de los nudos del 1er. nivel debido a la aplicación de una fuerza horizontal repartida de 1 tonelada en los nudos del segundo nivel:

$$F_{12} = 0.42358 \times 10^{-2}$$

El desplazamiento horizontal relativo promedio del 2do. nivel debido a la carga unitaria de 1 ton. aplicada en el mismo es:

$$F_{22} = (0.87214 \times 10^{-2} - 0.42358 \times 10^{-2}) = 0.44856 \times 10^{-2}$$

De donde la matriz de flexibilidades F_1 laterales del marco eje 1 es:

$$F_1 = \begin{bmatrix} 0.41114 & 0.42358 \\ 0.01245 & 0.44856 \end{bmatrix} \times 10^{-2} \text{ cm/ton}$$

Calculando la matriz inversa de esta, obtenemos la matriz de rigideces K_1 del marco:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 250.386 & -236.442 \\ -6.950 & 229.498 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

De donde las rigideces que nos interesan son las de la diagonal principal:

Marco 1:

Rigidez del primer entrepiso: $k_{11} = 250.386 \text{ ton/cm}$

Rigidez del segundo entrepiso: $k_{22} = 229.498 \text{ ton/cm}$

Archivo de Datos para Análisis del marco eje 2 edificio de talleres:

CALCULO FLEXIBILIDADES MARCO EJE 2 EDIF. TALLERES unid [kg.cm]

2

16.15.12.4

1.0.0

2.0.300

3.0.600

4.450.0

5.300.300

6.450.300

7.600.300

8.300.600

9.600.600

10.1050.0

11.1050.300

12.1050.600

13.1650.0

14.1650.300

15.1650.600

1.1.2.875.89323.126491.0

2.4.6.22870.457222927.11400.1

3420

3.10.11.22870.457222927.11400.1

3420

4.13.14.22870.457222927.11400.1

3420

5.2.5.1000.133333.126491.0

6.7.11.1000.133333.126491.2

0.0.67

7.11.14.1000.133333.126491.2

0.25.0.5

8.2.3.875.89323.126491.0

9.5.8.875.89323.126491.0

10.7.9.875.89323.126491.0

11.11.12.22870.457222927.11400.1

3420

12.14.15.22870.457222927.11400.1

3420

13.3.8.600.45000.126491.0

14.8.9.600.45000.126491.0

15.9.12.600.45000.126491.2

0.0.33

16.12.15.600.45000.126491.2

0.25.0.5

1.1.1.1

4.1.1.1

10.1.1.1

13.1.1.1

4.0

2.250.0.0

6,250,0,0
 11,250,0,0
 14,250,0,0
 5,0
 3,200,0,0
 8,200,0,0
 9,200,0,0
 12,200,0,0
 15,200,0,0

Archivo de Resultados Análisis de marco eje 2 edificio de talleres

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDCZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 CALCULO FLEXIBILIDADES MARCO EJE 2 EDIF. TALLERES unid [kg,cm]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 2

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 16 G.L.= 33 NUM.NUDOS= 15
 NUM DESPL.RESTR.= 12 NUM.NUDOS RESTR.= 4

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO 1	X= 0.000	Y= 0.000
NUDO 2	X= 0.000	Y= 300.000
NUDO 3	X= 0.000	Y= 600.000
NUDO 4	X= 450.000	Y= 0.000
NUDO 5	X= 300.000	Y= 300.000
NUDO 6	X= 450.000	Y= 300.000
NUDO 7	X= 600.000	Y= 300.000
NUDO 8	X= 300.000	Y= 600.000
NUDO 9	X= 600.000	Y= 600.000
NUDO 10	X=1050.000	Y= 0.000
NUDO 11	X=1050.000	Y= 300.000
NUDO 12	X=1050.000	Y= 600.000
NUDO 13	X=1650.000	Y= 0.000
NUDO 14	X=1650.000	Y= 300.000
NUDO 15	X=1650.000	Y= 600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	1	1	2	0.875000E+03	0.893230E+05
		NTB			300.000000
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	2	4	6	0.228700E+05	0.457223E+09
		NTB			300.000000
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	3	10	11	0.228700E+05	0.457223E+09
		NTB			300.000000
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	4	13	14	0.228700E+05	0.457223E+09
		NTB			300.000000
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	5	2	5	0.100000E+04	0.133333E+06
		NTB			300.000000
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	6	7	11	0.100000E+04	0.133333E+06
		NTB			450.000000
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.000 LAMBDA=0.670 BETA=0.330

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	7	11	14	0.100000E+04	0.133333E+06
		NTB			600.000000
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.250 LAMBDA=0.500 BETA=0.250

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
E	8	2	3	0.875000E+03	0.893230E+05
		NTB			300.000000
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
9	5	8	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
10	7	9	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
11	11	12	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
12	14	15	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
13	3	8	0.600000E+03	0.450000E+05	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
14	8	9	0.600000E+03	0.450000E+05	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
15	9	12	0.600000E+03	0.450000E+05	450.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.000 LAMBDA=0.330 BETA=0.670

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
16	12	15	0.600000E+03	0.450000E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.250 LAMBDA=0.500 BETA=0.250

RESTRICC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO	1	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	4	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	10	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	13	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 18

.....
 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 4 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	250.0000	0.0000	0.0000
6	250.0000	0.0000	0.0000
11	250.0000	0.0000	0.0000
14	250.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 33
 SEMIANCHO DE BANDA+1: 18
 SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.30202E-01	-0.68637E-04	-0.15521E-04
3	0.36246E-02	-0.14587E-03	0.10416E-03
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.30099E-01	0.10171E-01	0.80964E-04
6	0.13906E-02	0.00000E+00	-0.21583E-05
7	0.15181E-02	0.25626E-02	-0.43495E-05
8	0.33610E-02	0.10179E-01	0.39755E-04
9	0.29261E-02	0.25900E-02	-0.23621E-04
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.15679E-02	0.36651E-04	-0.16766E-05
12	0.21907E-02	0.53648E-04	-0.14100E-06
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.15226E-02	-0.75140E-05	-0.15723E-05
15	0.18588E-02	-0.70021E-05	0.52494E-06

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 2

NUM. NUDOS CARGADOS= 5 NUM. MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
3	200.0000	0.0000	0.0000
8	200.0000	0.0000	0.0000
9	200.0000	0.0000	0.0000
12	200.0000	0.0000	0.0000
15	200.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 33

SEMIANCHO DE BANDA+1: 18

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.59456E-02	0.41384E-04	-0.17611E-04
3	0.11892E-01	0.46305E-04	-0.17508E-04
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.59769E-02	-0.26080E-02	-0.12017E-04
6	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
7	0.28519E-02	0.15423E-02	-0.13703E-04
8	0.11114E-01	-0.25716E-02	-0.47291E-05
9	0.95989E-02	0.15093E-02	-0.82998E-05
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.27903E-02	0.35837E-05	-0.37500E-05
12	0.62424E-02	0.36804E-05	-0.27610E-05
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.24330E-02	-0.21152E-04	-0.30958E-05
15	0.47718E-02	-0.24804E-04	-0.15154E-05

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMO: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

Obteniendo la matriz de flexibilidades E_2 del marco eje 2 resulta: (considerando solo los desplazamientos representativos del marco: nudos 14 y 15)

$$E_2 = \begin{bmatrix} 0.15226 & 0.24330 \\ 0.03362 & 0.23388 \end{bmatrix} \times 10^{-2} \text{ cm/ton}$$

Calculando su inversa obtenemos:

$$K_2 = \begin{bmatrix} 852.618 & -886.958 \\ -122.563 & 555.069 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

Las rigideces que interesan:
marco 2:

rigidez del 1er. entrepiso $k_{11} = 852.618 \text{ ton/cm}$

rigidez del 2do. entrepiso $k_{22} = 555.069 \text{ ton/cm}$

Archivo de Datos para análisis de marco tipo ejes A, E, G y K edif. talleres:

CALCULO FLEXIB. MARCO TIPO EJES A, E, G, K EDIF. TALL. unid [kg,cm]

2

2,3,3,1

1,0,0

2,0,300

3,0,600

1,1,2,6040,103444666,11400,1

3420

2,2,3,6040,103444666,11400,1

3420

1,1,1,1

1,0

2,1000,0,0

1,0

3,1000,0,0

Archivo de resultados para Análisis de marco tipo ejes A, E, G y K edif. de talleres:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 CALCULO FLEXIB. MARCO TIPO EJES A, E, G, K EDIF. TALL. unid [kg,cm]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 2

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 2 G.L.= 6 NUM.NUDOS= 3
 NUM DESPL.RESTR.= 3 NUM.NUDOS RESTR.= 1

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO	1	X=	0.000	Y=	0.000
NUDO	2	X=	0.000	Y=	300.000
NUDO	3	X=	0.000	Y=	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	2	3	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

RESTRICCC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO 1 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 6

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 1 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	1000.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 6
 SEMIANCHO DE BANDA+1: 6
 SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.19703E-01	0.00000E+00	-0.21810E-04
3	0.21337E-01	0.00000E+00	0.10914E-04

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 2

NUM.NUDOS CARGADOS= 1 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
3	1000.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 6
 SEMIANCHO DE BANDA+1: 6
 SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.21337E-01	0.00000E+00	-0.32707E-04
3	0.45943E-01	0.00000E+00	-0.21793E-04

***** FIN DE CORRIDA *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

Ordenando la matriz de flexibilidades E_A resulta:

$$E_A = \begin{bmatrix} 0.19703 & 0.21337 \\ 0.01634 & 0.24606 \end{bmatrix} \times 10^{-1} \text{ cm/ton}$$

Calculando la inversa, obtenemos la matriz de rigideces K_A :

$$K_A = \begin{bmatrix} 54.686 & -47.421 \\ -3.632 & 43.790 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

De donde nos interesan:

Marco A, E, G, K

rigidez del 1er. entrepiso: $k_{11} = 54.686 \text{ ton/cm}$

rigidez del 2do. entrepiso: $k_{22} = 43.790 \text{ ton/cm}$

Para calcular la rigidez de cada entrepiso en cada dirección, sumamos las rigideces del entrepiso correspondiente de los marcos contenidos en cada dirección:

DIRECCION: X	RIGIDEZ. (TON/CM)
1ER. ENTREPISO	
MARCO 1	250.386
MARCO 2	852.618
RIG.TOT.1ER. ENT.	1103.004
2DO. ENTREPISO	
MARCO 1	229.498
MARCO 2	555.069
RIG.TOT.2DO. ENT.	784.567

DIRECCION: Y	RIGIDEZ. (TON/CM)
1ER. ENTREPISO	
MARCOS A,E,G,K	54.686
RIG.TOT.1ER. ENT.	218.744
2DO. ENTREPISO	
MARCOS A,E,G,K	43.790
RIG.TOT.2DO. ENT.	175.160

Conociendo las rigideces de entrepiso, podemos calcular los desplazamientos máximos de los niveles en cada dirección:

NIVEL	h_i (m)	w_i (t)	F_i (t)	R_i (t/cm)	Δx_i (cm)	x_i (cm)	$w_i x_i^2$	$F_i x_i$
DIR. X:								
2do.	6.00	53.345	13.337	784.567	1.700×10^{-2}	3.256×10^{-2}	0.057	0.434
1er.	3.00	137.251	17.158	1103.004	1.556×10^{-2}	1.556×10^{-2}	0.033	0.267
DIR. Y:								
2do.	6.00	53.345	13.337	175.160	7.614×10^{-2}	1.546×10^{-1}	1.275	2.062
1er.	3.00	137.251	17.158	218.744	7.844×10^{-2}	7.844×10^{-2}	0.844	1.346

El desplazamiento real máximo del segundo nivel en cada dirección se obtiene multiplicando los desplazamientos máximos obtenidos por el factor de comportamiento sísmico Q empleado:

Direcc. X: $0.033 \text{ cm} \times 2 = 0.066 \text{ cm}$

Direcc. Y: $0.155 \text{ cm} \times 2 = 0.310 \text{ cm}$

(1) El desplazamiento máximo permisible: $0.006 H_{tot.} = 0.006 \times 600 = 3.6 \text{ cm}$

(1) RCDF-87 tit 6o, capít. 6o, art.209

de donde los desplazamientos máximos son menores al permisible.

(2) El Período fundamental de vibración del edificio en cada dirección se puede calcular según:

$$T \text{ [seg]} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i x_i}} \quad \text{donde } g = \text{valor de aceleración de la gravedad}$$

(2) N.T.C. Sismo secc. 8.2.a)

$$T_x = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{0.090 \text{ [t-cm}^2\text{]}}{981 \text{ [cm/s}^2\text{]} \times 0.701 \text{ [t-cm]}}} = 0.072 \text{ seg.}$$

$$T_y = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{2.119 \text{ [t-cm}^2\text{]}}{981 \text{ [cm/s}^2\text{]} \times 3.408 \text{ [t-cm]}}} = 0.158 \text{ seg.}$$

Las ordenadas de los espectros para diseño sísmico, de acuerdo a las N.T.C. de Diseño por sismo sección 3, se establecen como funciones seccionalmente continuas dadas por:

$$a(0, T_a) = (1 + 3T / T_a) c/4$$

$$a(T_a, T_b) = c$$

$$a(T_b, \infty) = (T_b/T)^r c$$

Para zona II se tiene: $c = 0.32$, $T_a = 0.3$, $T_b = 1.5$, $r = 2/3$ por lo que:

$$a(0, 0.3) = 0.08 + 0.8 T$$

$$a(0.3, 1.5) = 0.32$$

$$a(1.5, \infty) = 0.32 (1.5/T)^{2/3}$$

En este caso para $T_x < T_a$

$$a_x = 0.08 + 0.8 \times 0.072 s = 0.138$$

para $T_y < T_a$

$$a_y = 0.08 + 0.8 \times 0.158 s = 0.206$$

(1) Las fuerzas sísmicas pueden reducirse dividiendo la ordenada espectral a entre un factor reductivo calculado como:

$$Q' = 1 + (T/T_a) (Q-1) \text{ para } T < T_a$$

(1) N.T.C. Sismo secc. 4.1

Para la direcc. X: $Q_x' = 1 + (0.072/0.3) \times (2-1) = 1.24$

Para la direcc. Y: $Q_y' = 1 + (0.158/0.3) \times (2-1) = 1.53$

(1) Además cuando no se cumplan las condiciones de regularidad en la edificación dadas en la secc. 6 de las N.T.C. Sismo, el factor de reducción Q' se multiplicará por 0.8.

(2) Entre las condiciones que deben cumplirse para considerar una edificación regular, está (3) que la relación: largo/ancho de las plantas sea menor de 2.5

(2) N.T.C. Sismo secc. 6

en este caso: $18.00/4.00 = 4.5$ ∴ no se considera regular

Por lo que:

$$Q_x' = 0.8 \times 1.24 = 0.99$$

$$Q_y' = 0.8 \times 1.53 = 1.22$$

Repetiendo el cálculo de las fuerzas sísmicas, debemos cumplir en cada dirección la ecuación:

$$\frac{V_T}{W_T} = \frac{a}{Q'}$$

y por lo tanto las fuerzas sísmicas con:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{l=1}^n w_l h_l} \frac{a}{Q'} W_T$$

Para la direcc.: X

NIVEL	w_i .(T-m)	h_i .(m)	$w_i h_i$.(T-m)	F_i .(Ton)	v_i .(Ton)	M_i .(T-m)
2do.	53.345	6.00	320.070	11.620	11.620	-
1er.	137.251	3.00	411.753	14.948	26.568	34.860
Σ	$w_t = 190.596$		731.823	$v_t = 26.568$		$M_t = 114.564$

Para la direcc.: Y

como $a/Q' = 0.206 / 1.22 = 0.169 > c/Q = 0.32/2 = 0.16$, no hay reducción de las fuerzas sísmicas en esta dirección.

Calculando desplazamientos:

NIVEL	h_i .(m)	w_i .(t)	F_i .(t)	R_i .(t/cm)	Δx_i .(cm)	x_i .(cm)	$w_i x_i^2$	$F_i x_i$
DIR.X:								
2do.	6.00	53.345	11.620	784.567	1.481×10^{-2}	2.836×10^{-2}	0.043	0.329
1er.	3.00	137.251	14.948	1103.004	1.355×10^{-2}	1.355×10^{-2}	0.025	0.203
DIR.Y:								
2do.	6.00	53.345	13.337	175.160	7.614×10^{-2}	1.546×10^{-1}	1.275	2.062
1er.	3.00	137.251	17.158	218.744	7.844×10^{-2}	7.844×10^{-2}	0.844	1.346

Los desplazamientos ya no se revisan, puesto que las fuerzas sísmicas son menores.

Se obtiene nuevamente el período fundamental para la dirección X:

$$T_x = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{0.068}{981 \times 0.532}} = 0.072 \text{ seg.}$$

igual al cálculo inicial, por lo que se acepta la reducción como definitiva.

(1) Ahora procedemos a hacer la distribución de fuerzas sísmicas para cada marco, considerando los efectos de torsión en cada nivel

(1) N.T.C. Sismo secc. 8.6

Distribución de Fuerzas sísmicas en el segundo nivel (A1):

El centro de cortante se supone ubicado en el centroide de la losa (9.0,2.0)

excentricidad de diseño 1: $e_{d1} = e_x + 0.1 b$

excentricidad de diseño 2: $e_{d2} = e_x - 0.1 b$

momento torsionante 1 de piso: $M_{t1} = V e_{d1}$

momento torsionante 2 de piso: $M_{t2} = V e_{d2}$

SENTIDO	V (ton)	b (m)	e_x (m)	e_{d1} (m)	e_{d2} (m)	M_{t1} (t-m)	M_{t2} (t-m)
X	11.620	4.00	0.83	1.645	0.430	19.115	4.997
Y	13.337	18.00	0.0	1.800	-1.800	24.007	-24.007

Las siguientes expresiones aplicadas en dirección X, son aplicables a la dirección ortogonal Y.

Las coordenadas y_t , son referidas al centro de torsión con sentido positivo hacia el centro de cortante.

Centro de Torsión en:

$$Y = \frac{\sum R_{ix} y_i}{\sum R_{ix}}$$

Centro de Torsión en X (simétrico) = 9.00 m

Cortante directo:

$$V_{dix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_T$$

Cortante por torsión en X:

$$V_{ixt} = \frac{R_{ix} y_t}{\sum (R_{ix} y_t^2 + R_{iy} x_t^2)} M_{tx}$$

(donde M_{tx} se escoge para que V_{ixt} sea el mayor valor positivo

Cortante por torsión de Y:

$$V_{ixyt} = \frac{|R_{ix} y_t|}{\sum (R_{ix} y_t^2 + R_{iy} x_t^2)} |M_{ty}|_{m\acute{a}x}$$

Cortante final:

$$V_{ixTot} + 0.30 V_{ixyt}$$

Dirección X:

M	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	$-y_{jt}$	$R_{ix} \cdot y_{jt}$	$R_{ix} \cdot y_{jt}^2$	V_{ixd} [t]	V_{ixt} [t]	V_{ixT} [t]	$-V_{xyt}$ [t]	$-V_{xft}$ [t]
1	229.498	4.00	917.992	2.830	649.479	1838.027	3.399	1.185	4.584	1.488	5.030
2	555.069	0.00	0.0	-1.170	-649.431	759.834	8.221	-0.310	8.221	1.488	8.667
Σ	784.567		917.992			2597.861					

Dirección Y:

M	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	$-x_{jt}$	$R_{iy} \cdot x_{jt}$	$R_{iy} \cdot x_{jt}^2$	V_{iyd} [t]	V_{iyt} [t]	V_{iyT} [t]	$-V_{xyt}$ [t]	$-V_{yft}$ [t]
A	43.790	18.00	788.220	9.00	394.11	3546.99	3.334	0.903	4.237	0.719	4.453
E	43.790	12.00	525.480	3.00	131.37	394.11	3.334	0.301	3.635	0.240	3.707
G	43.790	6.00	262.740	-3.00	-131.37	394.11	3.334	0.301	3.635	0.240	3.707
K	43.790	0.0	0.0	-9.00	-394.11	3546.99	3.334	0.903	4.237	0.719	4.453
Σ	175.160		1576.440			7882.20					

Distribución de Fuerzas sísmicas en el primer nivel (A1):

SENTIDO	V [ton]	b [m]	e_g [m]	e_{d1} [m]	e_{d2} [m]	M_{11} [t-m]	M_{12} [t-m]
X	26.568	4.00	1.092	2.038	0.692	54.146	18.385
Y	30.495	18.00	0.0	1.800	-1.800	54.891	-54.891

Dirección X:

M	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	$-y_{jt}$	$R_{ix} \cdot y_{jt}$	$R_{ix} \cdot y_{jt}^2$	V_{ixd}	V_{ixt}	V_{ixT}	$-V_{xyt}$	$-V_{xft}$
1	250.386	4.00	1001.544	3.092	774.194	2393.808	6.031	3.239	9.270	3.284	10.255
2	852.618	0.00	0.0	-0.908	-774.177	702.953	20.537	1.100	21.637	3.284	22.622
Σ	1103.004		1001.544			3096.761					

Dirección Y:

M	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	$-x_{jt}$	$R_{iy} \cdot x_{jt}$	$R_{iy} \cdot x_{jt}^2$	V_{iyd}	V_{iyt}	V_{iyT}	$-V_{xyt}$	$-V_{yft}$
A	54.686	18.00	984.348	9.00	492.174	4429.566	7.624	2.088	9.712	2.059	10.330
E	54.686	12.00	656.232	3.00	164.058	492.174	7.624	0.696	8.320	0.686	8.526
G	54.686	6.00	328.116	-3.00	-164.058	492.174	7.624	0.696	8.320	0.686	8.526
K	54.686	0.0	0.0	-9.00	-492.174	4429.566	7.624	2.088	9.712	2.059	10.330
Σ	218.744		1968.696			9843.480					

Análisis y Diseño de Marcos:

Fuerzas sísmicas para análisis de sistemas muro-marco:

Eje 1:

NIVEL	CORTANTE. DISEÑO [ton]	FUERZA. APLICADA [ton]
2DO.	5.030	5.030
1ER.	10.255	5.225

Eje 2:

NIVEL	CORTANTE. DISEÑO [ton]	FUERZA. APLICADA [ton]
2DO.	8.667	8.667
1ER.	22.622	13.955

Ejes A y K:

NIVEL	CORTANTE. DISEÑO [ton]	FUERZA. APLICADA [ton]
2DO.	4.453	4.453
1ER.	10.330	5.877

Ejes E y G:

NIVEL	CORTANTE. DISEÑO [ton]	FUERZA. APLICADA [ton]
2DO.	3.707	3.707
1ER.	8.526	4.819

ANALISIS SISMICO MARCO EJE 1 EDIF. TALLERES unid [kg.cm]

1
10,9,9,3
1,0,0
2,0,300
3,0,600
4,600,0
5,600,300
6,600,600
7,1200,0
8,1200,300
9,1200,600
1,1,2,7830,237135093,11400,1
3420
2,4,5,7830,237135093,11400,1
3420
3,7,8,7830,237135093,11400,1
3420
4,2,5,875,89323,126491,2
0,5,0,01
5,5,8,875,89323,126491,2
0,5,0,01
6,2,3,7830,237135093,11400,1
3420
7,5,6,7830,237135093,11400,1
3420
8,8,9,7830,237135093,11400,1
3420
9,3,6,600,45000,126491,2
0,5,0,01
10,6,9,600,45000,126491,2
0,5,0,01
1,1,1,1
4,1,1,1
7,1,1,1
6,0
2,1741,7,0,0
5,1741,7,0,0
8,1741,7,0,0
3,1676,7,0,0
6,1676,7,0,0
9,1676,7,0,0

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 ANALISIS SISMICO MARCO EJE 1 EDIF. TALLERES unid [kg,cm]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 1

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 10 G.L.= 18 NUM.NUDOS= 9
 NUM DESPL.RESTR.= 9 NUM.NUDOS RESTR.= 3

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO	X=	Y=
1	0.000	0.000
2	0.000	300.000
3	0.000	600.000
4	600.000	0.000
5	600.000	300.000
6	600.000	600.000
7	1200.000	0.000
8	1200.000	300.000
9	1200.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	4	5	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
3	7	8	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05		1		
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
4	2	5	0.875000E+03	0.893230E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06		2		
GAMA=0.500	LAMBDA=0.010	BETA=0.490			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
5	5	8	0.875000E+03	0.893230E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06		2		
GAMA=0.500	LAMBDA=0.010	BETA=0.490			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
6	2	3	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05		1		
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
7	5	6	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05		1		
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
8	8	9	0.783000E+04	0.237135E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05		1		
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
9	3	6	0.600000E+03	0.450000E+05	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06		2		
GAMA=0.500	LAMBDA=0.010	BETA=0.490			

BARRA NUDO J NUDO K AREA M. INERC. LONG
 10 6 9 0.600000E+03 0.450000E+05 600.000000
 E 0.126491E+06 NTB 2

GAMA=0.500 LAMBDA=0.010 BETA=0.490

RESTRICC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO 1 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1
 NUDO 4 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1
 NUDO 7 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 12

.....
 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 6 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	1741.7000	0.0000	0.0000
5	1741.7000	0.0000	0.0000
8	1741.7000	0.0000	0.0000
3	1676.7000	0.0000	0.0000
6	1676.7000	0.0000	0.0000
9	1676.7000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 18

SEMIANCHO DE BANDA+1: 12

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.42819E-01	0.50769E-02	-0.15853E-04
3	0.66103E-01	0.58986E-02	-0.80835E-05
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.42723E-01	0.29821E-05	-0.91792E-06
6	0.65783E-01	-0.53457E-06	-0.11618E-04
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.42826E-01	-0.50809E-02	-0.16188E-04
9	0.66121E-01	-0.58998E-02	-0.80123E-05

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)				
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk
VYk	MZk			
1	-1510.594	3360.221	402283.800	1510.594
	-3360.221	361182.700		
2	-0.887	3538.354	524861.400	0.887
	-3538.354	522481.500		
3	1511.766	3356.618	399592.800	-1511.766
	-3356.618	357622.900		
4	17.771	-1266.191	-411943.600	-17.771
	1266.191	-348063.400		
5	-19.043	-1268.024	-355537.800	19.043
	1268.024	-405492.800		
6	-244.481	1636.295	50710.370	244.481
	-1636.295	70853.490		
7	1.046	1759.840	181133.200	-1.046
	-1759.840	153390.400		
8	243.650	1633.964	47798.210	-243.650
	-1633.964	68994.590		
9	40.405	-244.773	-70884.400	-40.405
	244.773	-76135.020		
10	-42.735	-243.672	-77349.100	42.735
	243.672	-69054.820		

REACCIONES DE APOYOS			
NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-3360.221	-1510.594	402283.800
4	-3538.354	-0.887	524861.400
7	-3356.618	1511.766	399592.800

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

ANALISIS SISMICO 1:hacia la der., 2:hacia la izq. MARCO EJE 2 EDIF. TALL. unid
[kg. cm]

2

16,15,12,4

1,0,0

2,0,300

3,0,600

4,450,0

5,300,300

6,450,300

7,600,300

8,300,600

9,600,600

10,1050,0

11,1050,300

12,1050,600

13,1650,0

14,1650,300

15,1650,600

1,1,2,875,89323,126491,0

2,4,6,22870,457222927,11400,1

3420

3,10,11,22870,457222927,11400,1

3420

4,13,14,22870,457222927,11400,1

3420

5,2,5,1000,133333,126491,0

6,7,11,1000,133333,126491,2

0,0,67

7,11,14,1000,133333,126491,2

0,25,0,5

8,2,3,875,89323,126491,0

9,5,8,875,89323,126491,0

10,7,9,875,89323,126491,0

11,11,12,22870,457222927,11400,1

3420

12,14,15,22870,457222927,11400,1

3420

13,3,8,600,45000,126491,0

14,8,9,600,45000,126491,0

15,9,12,600,45000,126491,2

0,0,33

16,12,15,600,45000,126491,2

0,25,0,5

1,1,1,1

4,1,1,1

10,1,1,1

13,1,1,1

9,0

2,3488,8,0,0

6,3488,8,0,0

11,3488.8,0,0
 14,3488.8,0,0
 3,1733.4,0,0
 8,1733.4,0,0
 9,1733.4,0,0
 12,1733.4,0,0
 15,1733.4,0,0
 9,0
 2,-3488.8,0,0
 6,-3488.8,0,0
 11,-3488.8,0,0
 14,-3488.8,0,0
 3,-1733.4,0,0
 8,-1733.4,0,0
 9,-1733.4,0,0
 12,-1733.4,0,0
 15,-1733.4,0,0

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I..E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:

ANALISIS SISMICO 1:hacia la der., 2:hacia la izq. MARCO EJE 2 EDIF. TALLERES
 NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 2

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 16 G.L.= 33 NUM.NUDOS= 15
 NUM DESPL.RESTR.= 12 NUM.NUDOS RESTR.= 4

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO	1	X=	0.000	Y=	0.000
NUDO	2	X=	0.000	Y=	300.000
NUDO	3	X=	0.000	Y=	600.000
NUDO	4	X=	450.000	Y=	0.000
NUDO	5	X=	300.000	Y=	300.000
NUDO	6	X=	450.000	Y=	300.000
NUDO	7	X=	600.000	Y=	300.000
NUDO	8	X=	300.000	Y=	600.000
NUDO	9	X=	600.000	Y=	600.000
NUDO	10	X=	1050.000	Y=	0.000
NUDO	11	X=	1050.000	Y=	300.000
NUDO	12	X=	1050.000	Y=	600.000
NUDO	13	X=	1650.000	Y=	0.000
NUDO	14	X=	1650.000	Y=	300.000
NUDO	15	X=	1650.000	Y=	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	4	6	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
3	10	11	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
4	13	14	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB			
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
5	2	5	0.100000E+04	0.133333E+06	300.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	0			

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
6	7	11	0.100000E+04	0.133333E+06	450.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.000 LAMBDA=0.670 BETA=0.330

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
7	11	14	0.100000E+04	0.133333E+06	600.000000
E		NTB			
	0.126491E+06	2			

GAMA=0.250 LAMBDA=0.500 BETA=0.250

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
8	2	3	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB	0		
	0.126491E+06				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
9	5	8	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB	0		
	0.126491E+06				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
10	7	9	0.875000E+03	0.893230E+05	300.000000
E		NTB	0		
	0.126491E+06				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
11	11	12	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB	1		
	0.114000E+05				
G=	0.342000E+04				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
12	14	15	0.228700E+05	0.457223E+09	300.000000
E		NTB	1		
	0.114000E+05				
G=	0.342000E+04				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
13	3	8	0.600000E+03	0.450000E+05	300.000000
E		NTB	0		
	0.126491E+06				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
14	8	9	0.600000E+03	0.450000E+05	300.000000
E		NTB	0		
	0.126491E+06				
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
15	9	12	0.600000E+03	0.450000E+05	450.000000
E		NTB	2		
	0.126491E+06				
GAMA=0.000	LAMBDA=0.330	BETA=0.670			
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
16	12	15	0.600000E+03	0.450000E+05	600.000000
E		NTB	2		
	0.126491E+06				
GAMA=0.250	LAMBDA=0.500	BETA=0.250			

RESTRICC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO	1	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	4	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	10	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO	13	RESTR X= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 18

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 9 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	3488.8000	0.0000	0.0000
6	3488.8000	0.0000	0.0000
11	3488.8000	0.0000	0.0000
14	3488.8000	0.0000	0.0000
3	1733.4000	0.0000	0.0000
8	1733.4000	0.0000	0.0000
9	1733.4000	0.0000	0.0000
12	1733.4000	0.0000	0.0000
15	1733.4000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 33

SEMIANCHO DE BANDA+1: 18

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.47301E+00	-0.59916E-03	-0.36924E-03
3	0.15365E+00	-0.16343E-02	0.13019E-02
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.47184E+00	0.11933E+00	0.10257E-02
6	0.19406E-01	0.00000E+00	-0.30120E-04
7	0.45903E-01	0.49129E-01	-0.17946E-03
8	0.14323E+00	0.11977E+00	0.51381E-03
9	0.12403E+00	0.49225E-01	-0.40158E-03
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	0.46064E-01	0.54254E-03	-0.55899E-04
12	0.84674E-01	0.78057E-03	-0.25897E-04
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.42334E-01	-0.28818E-03	-0.48773E-04
15	0.67298E-01	-0.31269E-03	-0.58083E-05

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)					
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ		NXk
VYk	MZk				
1	221.050	2097.111	328472.800		-221.050
-2097.111	300660.600				
2	0.000	3488.800	225180.600		0.000
-3488.800	0.045				
3	-471.497	8829.894	771175.300		471.497
-8829.894	353268.900				
4	250.449	8206.381	748181.400		-250.449
-8206.381	383547.800				
5	490.504	-160.839	-102547.800		-490.504
160.839	54296.050				
6	-45.348	35.481	-1563.068		45.348
-35.481	17529.630				
7	786.254	-229.152	-69146.200		-786.254
229.152	-68345.010				
8	381.889	-901.164	-198112.800		-381.889
901.164	-72236.380				
9	-160.844	-490.506	-54296.150		160.844
490.506	-92855.600				
10	-35.482	-45.348	1563.079		35.482
45.348	-15167.410				
11	-206.864	6172.693	-301652.000		206.864
-6172.693	-77356.420				
12	21.297	3931.330	-315202.400		-21.297
-3931.330	6007.812				
13	2634.563	381.889	72236.380		-2634.563
-381.889	42330.230				
14	4858.473	221.048	50525.390		-4858.473
-221.048	15789.080				
15	6637.220	185.567	-621.637		-6637.220
-185.567	84126.790				
16	2197.927	-21.297	-6770.284		-2197.927
21.297	-6007.961				

REACCIONES DE APOYOS	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-2097.111	221.050	328472.800
4	-3488.800	0.000	225180.600
10	-8829.894	-471.497	771175.300
13	-8206.381	250.449	748181.400

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 2

NUM.NUDOS CARGADOS= 9 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS	FY	MZ
2	-3488.8000	0.0000
6	-3488.8000	0.0000
11	-3488.8000	0.0000
14	-3488.8000	0.0000
3	-1733.4000	0.0000
8	-1733.4000	0.0000
9	-1733.4000	0.0000
12	-1733.4000	0.0000
15	-1733.4000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 33
 SEMIANCHO DE BANDA+1: 18
 SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	-0.47301E+00	0.59916E-03	0.36924E-03
3	-0.15365E+00	0.16343E-02	-0.13019E-02
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.47184E+00	-0.11933E+00	-0.10257E-02
6	-0.19406E-01	0.00000E+00	0.30120E-04
7	-0.45903E-01	-0.49129E-01	0.17946E-03
8	-0.14323E+00	-0.11977E+00	-0.51381E-03
9	-0.12403E+00	-0.49225E-01	0.40158E-03
10	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	-0.46064E-01	-0.54254E-03	0.55899E-04
12	-0.84674E-01	-0.78057E-03	0.25897E-04
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	-0.42334E-01	0.28818E-03	0.48773E-04
15	-0.67298E-01	0.31269E-03	0.58083E-05

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)				
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk
VYk	MZk			
1	-221.050	-2097.111	-328472.800	221.050
2097.111	-300660.600			
2	0.000	-3488.800	-225180.600	0.000
3488.800	-0.045			
3	471.497	-8829.894	-771175.300	-471.497
8829.894	-353268.900			
4	-250.449	-8206.381	-748181.400	250.449
8206.381	-383547.800			
5	-490.504	160.839	102547.800	490.504
-160.839	-54296.050			
6	45.348	-35.481	1563.068	-45.348
35.481	-17529.630			
7	-786.254	229.152	69146.200	786.254
-229.152	68345.010			
8	-381.889	901.164	198112.800	381.889
-901.164	72236.380			
9	160.844	490.506	54296.150	-160.844
-490.506	92855.600			
10	35.482	45.348	-1563.079	-35.482
-45.348	15167.410			
11	206.864	-6172.693	301652.000	-206.864
6172.693	77356.420			
12	-21.297	-3931.330	315202.400	21.297
3931.330	-6007.812			
13	-2634.563	-381.889	-72236.380	2634.563
381.889	-42330.230			
14	-4858.473	-221.048	-50525.390	4858.473
221.048	-15789.080			
15	-6637.220	-185.567	621.637	6637.220
185.567	-84126.790			
16	-2197.927	21.297	6770.284	2197.927
-21.297	6007.961			

REACCIONES DE APOYOS NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	2097.111	-221.050	-328472.800
4	3488.800	0.000	-225180.600
10	8829.894	471.497	-771175.300
13	8206.381	-250.449	-748181.400

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

ANALISIS SISMICO. MARCO TIPO EJES A y K EDIF. TALL. unid [kg,cm]

1
 2,3,3,1
 1,0,0
 2,0,300
 3,0,600
 1,1,2,6040,103444666,11400,1
 3420
 2,2,3,6040,103444666,11400,1
 3420
 1,1,1,1
 2,0
 2,5877,0,0
 3,4453,0,0

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:

ANALISIS SISMICO. MARCO TIPO EJES A y K EDIF. TALL. unid [kg,cm]
 NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 1

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 2 G.L.= 6 NUM.NUDOS= 3
 NUM.DESPL.RESTR.= 3 NUM.NUDOS RESTR.= 1

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO		X=	Y=
1		0.000	0.000
2		0.000	300.000
3		0.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	2	3	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			

G= 0.342000E+04

RESTRICC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO 1 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 6

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 2 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	5877.0000	0.0000	0.0000
3	4453.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 6

SEMIANCHO DE BANDA+1: 6

SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.21081E+00	0.00000E+00	-0.27382E-03
3	0.32998E+00	0.00000E+00	-0.32903E-04

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)				
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk
VYk	MZk			
1	0.000	10330.000	1010890.000	0.000
-10330.000	473135.700			
2	0.000	4453.000	-473135.900	0.000
-4453.000	-0.021			

REACCIONES DE APOYOS			
NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-10330.000	0.000	1010890.000

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

ANALISIS SISMICO. MARCO TIPO EJES E y G EDIF. TALL. unid [kg.cm]

1
 2,3,3,1
 1,0,0
 2,0,300
 3,0,600
 1,1,2,6040,103444666,11400,1
 3420
 2,2,3,6040,103444666,11400,1
 3420
 1,1,1,1
 2,0
 2,4819,0,0
 3,3707,0,0

ANALISIS DE MARCOS PLANOS METODO COLUMNA ANCHA
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS O 300 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDCZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 ANALISIS SISMICO. MARCO TIPO EJES E y G EDIF. TALL. unid [kg.cm]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR= 1

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

NUM.BARRAS= 2 G.L.= 6 NUM.NUDOS= 3
 NUM DESPL.RESTR.= 3 NUM.NUDOS RESTR.= 1

COORDENADAS DE NUDOS

NUDO		X=	Y=
1		0.000	0.000
2		0.000	300.000
3		0.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

NTB=0: COLUMNA O TRABE NORMAL
 NTB=1: MURO COMO COLUMNA ANCHA
 NTB=2: TRABE SOBRE MUROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
1	1	2	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG
2	2	3	0.604000E+04	0.103445E+09	300.000000
E	NTB				
	0.114000E+05	1			
G=	0.342000E+04				

RESTRIC. DE NUDOS: 1=RESTRING, 0=LIBRE

NUDO 1 RESTR X= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

VALOR FINAL DE NBAND= 6

 NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

NUM.NUDOS CARGADOS= 2 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NUDOS

NUDO	FX	FY	MZ
2	4819.0000	0.0000	0.0000
3	3707.0000	0.0000	0.0000

SOLUCION DE SIST. DE ECUACIONES SIMULTANEAS SIMETRICAS
 POR ELIMINACION GAUSSIANA C/SUSTIT. HACIA ATRAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.

NUMERO DE ECUACIONES E INCOGNITAS: 6
 SEMIANCHO DE BANDA+1: 6
 SISTEMA DE CARGA A RESOLVER: 1

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.17404E+00	0.00000E+00	-0.22635E-03
3	0.27313E+00	0.00000E+00	-0.28193E-04

ELEMENTO MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk
VYk	MZk			
1	0.000	8526.000	833672.700	0.000
-8526.000	389152.700			
2	0.000	3707.000	-389152.600	0.000
-3707.000	0.049			

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-8526.000	0.000	833672.700

***** FIN DE CORRIDA *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

Revisión carga vertical (sismo):

Carga Vertical de diseño combinación: 1.1(c.m. + c.v. + sismo) en muros:

PLANTA ALTA	CARGAS UNITARIAS
C. M. LOSA AZOTEA e = 10 cm	290 Kg/m ²
C. M. SALIENTE TRABE INV.PERIMETRAL (20 x 20) cm ²	96 Kg/m
C. M. MOCHETA TABICÓN Hmáx = 0.40 m	104 Kg/m
C. M. CADENA DE CERRAMIENTO (15 x 20) cm ²	72 Kg/m
C. M. MURO TABICÓN H = 2.10 m	546 Kg/m
C. VIVA MÁXIMA (LOSA AZOTEA)	70 Kg/m ²

PLANTA BAJA	CARGAS UNITARIAS
C. M. LOSA ENTREPISO e = 15 cm	400 Kg/m ²
C. M. VOLADIZO e = 10 cm L = 1.00 m	280 Kg/m
C. M. SALIENTE TRABE INV. PERIMETRAL (25 x 20) cm ²	120 Kg/m
C. M. MURO TABICÓN H = 2.85 m	741 Kg/m
C. VIVA MÁXIMA LOSA ENTREPISO	900 Kg/m ²
C. VIVA MÁXIMA VOLADIZO	150 Kg/m ²

Las cargas sísmicas tabuladas corresponden a las cargas normales máximas de compresión, obtenidas de los análisis considerando las fuerzas sísmicas actuando en los dos sentidos (hacia la derecha y hacia la izquierda).

(i) Factor de carga: 1.1

(i) RCDF-87 Tít. 6o. cap. III, art. 194.11

Segundo entrepiso:

Para eje 2:

tramo A-B' carga correspondiente muro: $3445/22870 \times 21 \text{ kg} \approx 3$

tramo E-E' carga correspondiente muro: $3445/22870 \times 207 \text{ kg} \approx 31$

EJE	TRAMO	LONG	Á.LOSA	G.LOSA	C.TRABE	C.MOCH.	C.CERR.	C.MURO	C.SISMO	C.TOT	Pu [kg]	≤ P _R [kg]
1	A-E	6.00	8.00	2880	576	519	432	2964	245	7616	8378	64912
1	E-G	6.00	8.00	2880	576	312	432	2964	1	7165	7882	64912
1	G-K	6.00	8.00	2880	576	105	432	2964	245	7202	7922	64912
2	A-B'	3.00	4.00	1440	288	312	216	1638	3	3897	4287	39125
2	E-E'	3.00	4.00	1440	288	207	216	1638	31	3820	4202	39125
A	1-2	4.00	4.00	1440	384	416	288	1976	-	4504	4954	46831
E	1-2	4.00	8.00	2880	384	-	288	1976	-	5528	6081	49795
G	1-2	4.00	8.00	2880	384	-	288	1976	-	5528	6081	49795
K	1-2	4.00	4.00	1440	384	-	288	1976	-	4088	4497	46831

Nota: el muro del eje 2 tramo G'- K es de relleno no de carga

Primer entreciso:

Para eje 2:

tramo A-B' carga correspondiente muro: $3445/22870 \times 250 \text{ kg} = 38$

tramo E-E' carga correspondiente muro: $3445/22870 \times 472 \text{ kg} = 71$

tramo G-G' carga correspondiente muro: $3445/22870 \times 0 \text{ kg} = 0$

EJE	TRAMO	LONG	A. LOSA	C. LOSA	C. VOLAD.	C. TRABE	C. MURO	C. P. A.	C. SISMO	C. TOT	Pu (kg)	Σ Pp (kg)
1	A-E	6.00	8.00	10400	-	720	4446	7616	1512	24694	27163	55130
1	E-G	6.00	8.00	10400	-	720	4446	7165	1	22732	25005	55130
1	G-K	6.00	8.00	10400	-	720	4446	7202	1512	24280	26708	55130
2	A-B'	3.00	4.00	5200	-	360	2067	3897	38	11562	12718	35123
2	E-E'	3.00	4.00	5200	1290	360	2067	3820	71	12808	14089	35123
2	G-G'	3.00	4.00	5200	1290	360	2067	-	0	8917	9809	35123
A	1-2	4.00	4.00	5200	-	480	2964	4504	-	13148	14463	46238
E	1-2	4.00	8.00	10400	-	480	2964	5528	-	19372	21309	52166
G	1-2	4.00	8.00	10400	-	480	2964	5528	-	19372	21309	52166
K	1-2	4.00	4.00	5200	-	480	2964	4088	-	12732	14005	46238

∴ De los resultados tabulados, se comprueba que la carga vertical resistente en cada muro es mayor a la carga vertical correspondiente de la combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo).

Revisión de Fuerzas Cortantes en muros:

Obtendremos la fuerza cortante resistente de diseño de los muros:

(1) Se elige el esfuerzo cortante resistente de la mampostería v^* como similar a la de tabique de barro recocido juntoado con mortero tipo I:

$$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

(1) N.T.C. Mampostería secc.2.4.2

(2) La fuerza cortante resistente de diseño, para muros confinados se obtiene como:

$$V_R = FR (0.5 v^* A_t + 0.3 P) \leq 1.5 FR v^* A_t$$

donde:

FR = 0.7: factor de resistencia

A_t = área transversal total del muro

P = carga vertical de trabajo que actúa sobre el muro (sin factorizar)

(2) N.T.C. Mampostería secc.4.3.2

Segundo entrepiso:

Para eje 2:

$$V_{als} = (3445 \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2) \times v$$

$$2-AB': 0.151 \times 3931 = 594 \text{ kg}$$

$$2-EE': 0.151 \times 6173 = 932 \text{ kg}$$

Para ejes A, E, G y K:

$$V_{als} = (4940 \text{ cm}^2 / 6040 \text{ cm}^2) \times v$$

$$A \text{ y } K: 0.818 \times 4453 = 3643 \text{ kg}$$

$$E \text{ y } G: 0.818 \times 3707 = 3032 \text{ kg}$$

EJE	TRAMO	L efec	A _T [cm ²]	P [kg]	V _R [kg]	Vals	Vu [kg]
1	A-E	600	7800	7686	11169	1636	1800
1	E-G	600	7800	7167	11060	1760	1936
1	G-K	600	7800	7272	11082	1636	1800
2	A-B'	265	3445	3897	5039	594	653
2	E-E'	265	3445	3794	5017	932	1025
A	1-2	400	5200	4504	7316	3643	4007
E	1-2	400	5200	5528	7531	3032	3335
G	1-2	400	5200	5528	7531	3032	3335
K	1-2	400	5200	4088	7228	3643	4007

Primer entrepiso:

Para eje 2:

$$2-AB': 0.151 \times 8206 = 1239 \text{ kg}$$

$$2-EE': 0.151 \times 8830 = 1333 \text{ kg}$$

$$2-GG': 0.151 \times 3489 = 527 \text{ kg}$$

Para ejes A, E, G y K:

$$A \text{ y } K: 0.818 \times 10330 = 8450 \text{ kg}$$

$$E \text{ y } G: 0.818 \times 8526 = 6974 \text{ kg}$$

EJE	TRAMO	L efec	A _T [cm ²]	P [kg]	V _R [kg]	Vals	Vu [kg]
1	A-E	600	7800	26206	15058	3360	3696
1	E-G	600	7800	22735	14329	3538	3892
1	G-K	600	7800	25792	14971	3360	3696
2	A-B'	265	3445	11541	6644	1239	1363
2	E-E'	265	3445	12724	6892	1333	1466
2	G-G'	265	3445	8917	6093	527	580
A	1-2	400	5200	13148	9138	8450	9295
E	1-2	400	5200	19372	10514	6974	7671
G	1-2	400	5200	19732	10514	6974	7671
K	1-2	400	5200	12732	9044	8450	9295

De los resultados anteriores, se cumple para cada caso que el cortante resistente V_r es mayor que el cortante de diseño V_u , excepto para los muros: A y K.

(1) Sin embargo, la resistencia a fuerza cortante V_r calculada, se puede incrementar en un 25%, siempre y cuando los muros confinados tengan en las juntas una cuantía de refuerzo horizontal p_h que cumpla lo siguiente:

$$(1) p_h \geq 0.0005 \text{ y } p_h \geq 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_t} \right) \frac{F_y}{4200}$$

(1) N.T.C. Mampostería secc. 4.3.2

cuantía de refuerzo horizontal en muros: $H = 260$ m $t = 13$ cm

cadena horizontal con 4 vs. no. 3:

$$p_h = \frac{4 \times 0.713}{260 \times 13} = 8.44 \times 10^{-4} > 5 \times 10^{-4}$$

Muro A 1-2:

$$p_h = 8.44 \times 10^{-4} > 0.0002 \times 3.5 \times \left(1 + 0.2 \times \frac{13148}{3.5 \times 5200} \right) \times \frac{4200}{4200} = 8.01 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow V_R = 1.25 \times 9138 \text{ kg} = 11423 \text{ kg} > V_u = 9295 \text{ kg}$$

Muro K 1-2:

$$p_h = 8.44 \times 10^{-4} > 0.0002 \times 3.5 \times \left(1 + 0.2 \times \frac{12732}{3.5 \times 5200} \right) \times \frac{4200}{4200} = 7.98 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow V_R = 1.25 \times 9044 \text{ kg} = 11305 \text{ kg} > V_u = 9295 \text{ kg}$$

∴ Se cumple en todos los casos que la resistencia a cortante es mayor que el cortante de diseño.

Revisión de Momentos flexionantes en el plano del muro:

Cálculo del Momento flexionante resistente en el plano del muro:

(i) El momento flexionante resistente en el plano de muros sometidos a flexocompresión se obtendrá como:

$$MR \text{ [kg-cm]} = M_o + 0.3 P_u d ; \text{ si } P_u \leq PR/3$$

$$MR \text{ [kg-cm]} = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) (1 - P_u/PR) ; \text{ si } P_u > PR/3$$

siendo:

$$M_o \text{ [kg-cm]} = F_R A_s F_y d'$$

donde:

A_s = área de acero colocada en el extremo del muro.

d' = dist. entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro.

P_u = carga axial de diseño total sobre el muro (positiva si es de compresión).

d = peralte efectivo del refuerzo de tensión.

P_R = resistencia a compresión axial.

F_R = factor de resistencia = 0.8 si $P_u \leq PR/3$ o 0.6 en otros casos.

(i) N.T.C. Mampostería secc. 4.3.3

Segundo entrepiso:

Nota: P_u incluye el total de la fuerza normal sísmica de columnas anchas.

Para muros eje 1: castillos 15 × 15 cm reforzados con 4 vs. no. 3

Para muros eje 2: columnas (b×h) 25 × 35 cm reforzadas con 4 vs. no. 6

Para muros ejes A, E, G y K: castillo (4 vs. no. 3) y columna (4 vs. no. 6)

EJE	TRAMO	d' [cm]	A_s [cm ²]	P_u [kg]	P_R [kg]	F_R	M_o [kg-m]	d [m]	M_R [kg-m]	M_{s1s}	M_U [kg-m]
1	A-E	600	2.852	8378	64912	0.8	57496	0.125	57810	709	780
1	E-G	600	2.852	7882	64912	0.8	57496	0.125	57792	1811	1992
1	G-K	600	2.852	7922	64912	0.8	57496	0.125	57793	709	780
2	A-B*	300	11.400	4307	39125	0.8	114912	0.320	115325	3152	3467
2	E-E'	300	11.400	4396	39125	0.8	114912	0.320	115334	3017	3319
A	1-2	400	7.126	4954	46831	0.8	95773	0.223	96104	4731	5204
E	1-2	400	7.126	6081	49795	0.8	95773	0.223	96180	3892	4281
G	1-2	400	7.126	6081	49795	0.8	95773	0.223	96180	3892	4281
K	1-2	400	7.126	4497	46831	0.8	95773	0.223	96074	4731	5204

Primer entrepiso

Nota: P_u incluye el total de la fuerza normal sísmica de columnas anchas.

Para muros eje 1: castillos 15×15 cm reforzados con 4 vs. no. 3

Para muros eje 2: columnas (bxh) 25×35 cm reforzadas con 6 vs. no. 6

Para muros ejes A, E, G y K: castillo (4 vs. no. 3) y columna (6 vs. no. 6)

EJE	TRAMO	d' [cm]	A_n [cm ²]	P_u [kg]	P_R [kg]	F_R	M_o [kg-m]	d [m]	M_R [kg-m]	M_{e1k}	M_u [kg-m]
1	A-E	600	2.852	27163	55130	0.6	43122	0.125	33338	4023	4425
1	E-G	600	2.852	25005	55130	0.6	43122	0.125	35910	5244	5774
1	G-K	600	2.852	26708	55130	0.6	43122	0.125	33880	4023	4425
2	A-B'	300	17.101	12951	35123	0.6	129284	0.320	123483	7482	8230
2	E-E'	300	17.101	14530	35123	0.6	129284	0.320	114689	7712	8483
2	G-G'	300	17.101	9809	35123	0.8	172378	0.320	173320	2252	2477
A	1-2	400	9.977	14463	46238	0.8	134091	0.223	135059	10109	11120
E	1-2	400	9.977	21309	52166	0.6	100568	0.223	90264	8337	9171
G	1-2	400	9.977	21309	52166	0.6	100568	0.223	90264	8337	9171
K	1-2	400	9.977	14005	46238	0.8	134091	0.223	135028	10109	11120

De los resultados obtenidos, se observa que el momento flexionante resistente M_R en el plano de los muros es mayor que el momento flexionante de diseño M_u debido a sismo.

4.1.8) Revisión de Trabes por sismo (eje 2)

4.1.8.a) Revisión por sismo de Trabe de cerramiento planta alta:
2-B'E, 2-F'G, 2-GG' y 2-G'K

Combinación a revisar: 1.1 (c.m. + c.v. + sismo)

Área tributaria de losa de azotea: 4 m²

(1) Carga unitaria instantánea de losa azotea: 70 kg/m²

Carga tributaria por losa de azotea: 4 m² × 70 kg/m² / 3m = 93.33 kg/m

CARGA	VALOR. [kg/m]
C.MUERTA LOSA AZOTEA	386.67
PESO SALIENTE TRABE INVERTIDA	96.00
PESO PROPIO TRABE CERRAMIENTO	144.00
PESO MOCHETA TABICÓN	104.00
C. MUERTA TOTAL	730.67
C. VIVA INSTANTÁNEA LOSA AZOT. (1)	93.33
C. TOTAL	824.00

(1) RCDF-87 Tit 6o. cap.V. Tabla de cargas vivas unitarias.

Revisión de resistencia para elementos mecánicos de diseño:

Momentos Flexionantes de diseño Mu:

Considerando las trabe doblemente empotradas:

$$M_{Ao} = M_{Bo} = -w L^2/12 = -824 \text{ kg/m} \times (3.0 \text{ m})^2 / 12 = -618 \text{ kg-m}$$

$$V_{Ao} = -V_{Bo} = w L/2 = 824 \text{ kg/m} \times 3.0 \text{ m} / 2 = 1236 \text{ kg}$$

Nota: Se eligen los casos en que el máximo valor absoluto de cualquiera de los momentos extremos son negativos para sumarse con el momento negativo de la carga vertical. Los Momentos de los extremo inicial y final de la trabe debidos a sismo M_{Asis} y M_{Bsis} respectivamente se obtienen calculando el momento flexionante en los puntos que limitan los claros libres de las trabes

$$M_{A \text{ sis}} = M_A^* + V_A^* \gamma \quad ; \quad M_{B \text{ sis}} = M_B^* - V_B^* \beta$$

donde: M_A^* , M_B^* , V_A^* y V_B^* son los obtenidos del análisis sísmico c.a.c. de columnas anchas. $V_{Asis} = V_A^*$.

TRABE	M _{Asis}	M _{Bsis}	V _{Asis}	V _{Atot}	M _{Atot}	M _{Btot}
2-B'E	-35.75	28.13	21.30	1257.30	-653.75	-589.87
2-E'G	-6.22	-562.92	-185.57	1050.43	-624.22	-1180.92
2-GG'	-505.25	157.89	221.05	1457.05	-1123.25	-460.11
2-G'K	-722.36	423.30	381.89	1617.89	-1340.36	-194.70

De la tabla anterior obtenemos el máximo momento negativo extremo:
 $M(-) = -1340.36 \text{ kg-m}$

$$\Rightarrow Mu(-) = 1.1 \times 1340.36 \text{ kg-m} = 1474.40 \text{ kg-m} > Mr(-) = 1407.9 \text{ kg-m}$$

Se acepta diseñar con el momento del paño del apoyo: (columna $h=35 \text{ cm}$)

$$M(-) = -1340.36 + 1617.89 \times 0.175 - 824 \times 0.175^2/2 = -1069.85$$

$$Mu(-) = 1.1 \times 1069.85 = 1176.83 \text{ kg-m} < Mr(-) = 1407.9 \text{ kg-m}$$

Considerando ahora las traves como simplemente apoyadas:

$$M_{A0} = 0$$

$$V_{A0} = w L/2 = 1236 \text{ kg}$$

Ahora eligiendo las combinaciones faltantes para las cuales los momentos extremos de la carga vertical y los debidos a sismo suman el mayor valor positivo:

TRABE	M _{Asis}	M _{Bsis}	V _{Asis}	V _{Atot}	α	M _{imax}
2-B'E	35.75	-28.13	-21.30	1214.70	1.47	931.07
2-E'G	6.22	562.92	185.57	1421.57	1.73	1232.46
2-GG'	505.25	-157.89	-221.05	1014.95	1.23	1130.32
2-G'K	722.36	-423.30	-381.89	854.11	1.04	1165.02

En esta tabla, de la última columna obtenemos el máximo momento positivo:
 $M(+) = 1232.46 \text{ kg-m}$

$$\Rightarrow Mu (+) = 1.1 \times 1232.46 \text{ kg-m} = 1355.71 \text{ kg-m} < Mr (+) = 2517.2 \text{ kg-m}$$

De ambas tablas, observamos que el máximo valor de cortante extremo es:
 $V_{\text{max}} = 1617.89 \text{ kg}$

$$\Rightarrow Vu = 1.1 \times 1617.89 = 1779.7 \text{ kg} > Vcr = 1706 \text{ kg}$$

Sin embargo se acepta diseñar con el cortante para el paño del apoyo:

$$V = 1617.89 - 824 \times 0.175 = 1473.7$$

$$\Rightarrow Vu = 1.1 \times 1473.7 = 1621.1 \text{ kg} < Vcr = 1706 \text{ kg}$$

Nota: No se hace revisión por carga axial en las trabes, ya que ésta en realidad la absorbe la sección "ele" formada por la trabe perimetral y la porción correspondiente de losa de azotea que la restringe contra el pandeo lateral, ya que siendo un sistema de piso rígido y monolítico con sus apoyos (trabes), distribuye uniformemente las cargas axiales.

Las trabes de cerramiento de la planta alta resisten la combinación por sismo.

4.1.8.b) Revisión por sismo de Trabe de cerramiento planta baja:
2-B'E, 2-E'G y 2-G'K

Área tributaria de losa de entrepiso: 4 m²

(i) Carga unitaria instantánea de losa entrepiso: 900 kg/m²

Carga viva inst. tributaria de losa: 4 m² x 900 kg/m² / 3 m = 1200 kg/m

Área tributaria de voladizo (solo trabes: 2-B'E y 2-E'G): 3 m²

(ii) Carga unitaria instantánea de voladizo: 150 kg/m²

Carga viva inst. tributaria de voladizo: 3 m² x 150 kg/m² / 3 m = 150 kg/m

CARGA	(kg/ml)
C.M. LOSA ENTREPISO	
C.M. VOLADIZO (solo 2-B'E y 2-E'G)	
C.M. MURO TABICÓN (solo 2-G'K)	546.00
C.M. SALIENTE TRABE	150.00
C.VIVA INST. LOSA ENTREPISO	1200.00
C.VIVA INST. VOLADIZO (solo 2-B'E y 2-E'G)	50.00

(i) RCDF-87 Tít 6o. cap.V, Tabla de cargas vivas unitarias.

Carga total uniforme distribuida en trabes: 2-B'E y 2-E'G:

$$w = 2213.33 \text{ kg/m}$$

Carga total uniforme distribuida en trabe 2-G'K:

$$w = 2429.33 \text{ kg/m}$$

Nota: De igual manera que para las trabes de planta alta, los momentos M_{Asis} y M_{Bsis} se obtendrán en los puntos que limitan los claros libres:

Para Momento Negativo:

$$M_{Ao} = -w L^2 / 12 ; V_{Ao} = w L / 2$$

TRABE	M_{Ao}	V_{Ao}	M_{Asis}	M_{Bsis}	V_{Asis}	V_{Atot}	M_{Atot}	M_{Btot}
2-B'E	-1660.00	3320	-347.74	339.73	229.15	3549.15	-2007.74	-1320.27
2-E'G	-1660.00	3320	-15.63	-122.19	-35.41	3284.59	-1675.63	-1782.19
2-G'K	-1822.00	3644	-1025.48	-542.96	160.84	3804.84	-2847.48	-2364.96

De la tabla anterior, el mayor momento negativo para las traves 2-B'E y 2-E'G es $M(-)_{\max} = -2007.74 \text{ kg-m}$

$$\Rightarrow Mu(-) = 1.1 \times 2007.74 \text{ kg-m} = 2208.51 \text{ kg-m} < Mr(-) = 3239.9 \text{ kg-m}$$

mientras que para la trave 2-G'K el máximo momento negativo es:

$$M(-)_{\max} = -2847.48 \text{ kg-m}$$

$$\Rightarrow Mu(-) = 1.1 \times 2847.48 \text{ kg-m} = 3132.23 \text{ kg-m} < Mr(-) = 3239.9 \text{ kg-m}$$

Para Momento Positivo

$$M_{A0} = 0 ; V_{A0} = w L/2$$

Elegimos el resto de las combinaciones que incrementan los momentos positivos en los extremos:

TRAVE	V_{A0}	$M_{A1/2}$	$M_{B1/2}$	$V_{A1/2}$	$V_{A1/2}$	x	M_{\max}	M_{\max}
2-B'E	3320	347.74	-339.73	-229.15	3090.85	1.40	2505.87	
2-E'G	3320	15.63	122.19	35.41	3355.41	1.52	2559.01	
2-G'K	3644	1025.48	542.96	-160.84	3483.16	1.43	3522.53	

En la tabla anterior, de la última columna obtenemos los máximos valores de momento positivo:

Para traves 2-B'E y 2-E'G tenemos: $M(+)_{\max} = 2559.01 \text{ kg-m}$

$$\Rightarrow Mu(+) = 1.1 \times 2559.01 = 2814.91 \text{ kg-m} < Mr(+) = 4953.2 \text{ kg-m}$$

Para trave 2-G'K: $M(+)_{\max} = 3522.53 \text{ kg-m}$

$$\Rightarrow Mu(+) = 1.1 \times 3522.53 = 3874.78 \text{ kg-m} < Mr(+) = 4953.2 \text{ kg-m}$$

De las dos tablas anteriores, el máximo valor de fuerza cortante para las traves: 2-B'E y 2-E'G es $V_{\max} = 3549.15 \text{ kg}$

$$\Rightarrow Vu = 1.1 \times 3549.15 = 3904.07 \text{ kg} < V_{cr} + V_{AeR} = 2842.0 + 3072.2 = 5914.2 \text{ kg}$$

Para la trave 2-G'K: $V_{\max} = 3804.84 \text{ kg}$

$$\Rightarrow Vu = 1.1 \times 3804.84 = 4185.32 \text{ kg} < V_{cr} + V_{AeR} = 2842.0 + 3072.2 = 5914.2 \text{ kg}$$

En este caso las traves de Planta baja están coladas monolíticamente con la losa de entrepiso y esta restringe el pandeo lateral y resiste la fuerza normal que pueda tener por efecto de la carga sísmica que resulta del análisis.

∴ Las traves perimetrales de planta baja resisten la combinación sísmica.

4.1.9) Diseño Columnas de Planta alta:

4.1.9.a) Diseño Columna tipo C1 de Planta alta ;2B', 2E, y 2E':

Descripción:

Columnas rectangulares de concreto reforzado en planta alta, para recibir descarga de una trabe de cerramiento (en claros) debida a losa de azotea; así como de confinamiento a los muros adyacentes con los que está colados. Sección transversal elegida: 25 x 35 cm (los 25 cm en dirección perpendicular al plano del marco formado por columnas y trabes). La altura libre es de 2.10 m, (distancia entre trabe de cerramiento y n.p.t. de losa de entrepiso).

Concreto: hecho en obra para resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, agregado pétreo máximo 19 mm, revenimiento 12 cm

Reforzo: longitudinal tipo R-42, refzo. transversal: estribos alambraón $f_yv = 2600 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo longitudinal se prolonga desde las columnas del nivel inferior, hasta el armado de las trabes perimetrales de la losa de azotea.

Método de Diseño:

Para el análisis se considerará la columna con longitud libre de 2.10 m, sujeta a carga axial por la descarga de la trabe de cerramiento, y a flexión por efecto de empotramiento de las mismas. El dimensionamiento se hará según las N.T.C. Concreto del RCDF-87. Debido a que estas columnas confinan muros, estos últimos absorben los momentos de volteo y solo mandan a las columnas fuerzas axiales y porciones de fuerza cortante mismas para las que se revisará la columna por sismo.

Bajada de cargas combinación 1.4 (c.m. + c.v.)

Eligiendo un sistema de ejes cartesiano derecho:

z : eje de columnas positivo hacia arriba

x : eje horizontal contenido en el plano de marcos (columnas-trabes) positivo hacia la derecha

y : eje horizontal perpendicular al plano de marcos positivo hacia adentro.

Carga compresión normal en la base de columna:

Longitud: 2.10 m col. libre + 0.90 m (máx) colada con mocheta de tabicón, losa y trabe perimetral: = 3.00 m

Peso columna: $0.35 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = P_c = 630 \text{ kg}$

(1) Momento flexionante accidental:

$$M_{xacc.} = P_c e_{y\text{mín}}; M_{yacc.} = P_c e_{x\text{mín.}}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.3.a)

donde:

$$e_{mín} = 0.05h \geq 2 \text{ cm}$$

h = dimensión de la columna paralela a la flexión

$$e_{x_{mín}} = 0.05 \times 35 = 1.75 \rightarrow e_{x_{mín}} = 2.0 \text{ cm}$$

$$e_{y_{mín}} = 0.05 \times 25 = 1.25 \rightarrow e_{y_{mín}} = 2.0 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_{y_{acc.}} = M_{x_{acc.}} = 630 \text{ kg} \times 0.02 \text{ m} = 12.6 \text{ kg-m}$$

EFEECTO:	CARGA AXIAL [Kg]	MOMENTO. Y [Kg-m]	MOMENTO. X [Kg-m]
T.DE CERRMTO.	1296.0	648.0	10.0
PESO COLUMNA	630.0	12.6	12.6
TOTAL ext.Inf.col.	Pz = 1926.0	My = 660.6	Mx = 22.6

Nota: Las cargas de la trabe de cerramiento, contienen la cargas correspondiente de la losa de azotea, trabe perimetral invertida y mocheta de tabicón.

excentricidades totales:

$$e_y = \frac{M_x}{P_z} = \frac{22.6 \text{ kg-m}}{1926 \text{ kg}} = 0.0117 \text{ m} ; e_x = \frac{M_y}{P_z} = \frac{660.5 \text{ kg-m}}{1926 \text{ kg}} = 0.3429 \text{ m}$$

Efectos de esbeltez:

Se considera que las columnas están restringidas lateralmente, debido a la presencia de muros de carga, mismos con los que están colados.

(i) Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si se cumple:

$$H'/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

donde:

M₁ = menor momento flexionante en cualquiera de los extremos de columna

M₂ = mayor momento flexionante en cualquier extremo de columna

M₁ y M₂ en este caso son solo debidos a cargas verticales:

M₁/M₂ > 0 si la columna se flexiona en curvatura simple

M₁/M₂ < 0 si se flexiona con doble curvatura

Si M₁ = M₂ = 0 \rightarrow M₁/M₂ = 1

H' = longitud efectiva de la columna a flexocompresión calculada como:

$$H' = k H$$

donde:

H = longitud libre de la columna

k = coeficiente de long. efectiva determinado de nomogramas de las N.T.C. Concreto, fig. 1.1 a) (para extremos restringidos lateralmente).

r = radio de giro de la secc. transversal de la columna en dirección de la flexión

(i) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

Obtención de coeficiente de longitud efectiva k para flexión en torno al eje y :

Índice de rotación de nudo (extremo de columna j): ψ_j :

$$\psi_j = \frac{\frac{\sum_{l=1}^m (I/L)_{\text{columnas}}}{n}}{\sum_{l=1}^n (I/L)_{\text{trabes}}}$$

donde:

m = número de columnas que llegan al extremo j

n = número de trabes que llegan al extremo j contenidas en el plano de la flexión.

I = momento de inercia de la secc. transv. en direcc. de la flexión

L = longitud c.a.c. del elemento

Trabe cerramiento p.a. (b×h): 20 × 30 cm

$$I = 20 \times 30^3 / 12 = 45000 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{trabe sup.}} = 45000/300 = 150$$

Trabe perimetral p.b. (b×h): 25 × 40 cm

$$I = 25 \times 40^3 / 12 = 133333 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{trabe inf.}} = 133333/300 = 444.4$$

Trabe cerramiento p.b. (b×h) = 25 × 35 cm

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89322.9$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{cerr inf}} = 89322.9/300 = 297.7$$

Columna p.a. (b×h): 25 × 35 cm

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89323 \text{ cm}^4$$

$$L \text{ (promedio)} = 275 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col.sup.}} = 89323/275 = 324.8$$

Columna p.b. (b×h): 25 × 35 cm

$$I = 89323 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col.inf.}} = 89323/300 = 297.7$$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{324.8}{2 \times 150} = 1.08 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = \frac{324.8 + 297.7}{297.7 + 444.4} = 0.84$$

de donde $k = 0.76$

$$\Rightarrow H' = 0.76 \times 210 \text{ cm} = 159.6 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{89323}{25 \times 35}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r_y} = \frac{159.6}{10.10} = 15.80 < 34 - 12 \times \frac{648}{660.6} = 22.2$$

∴ no se aplican factores de amplificación a los momentos

$$\Rightarrow M_{uy} = 1.4 \times 660.6 \text{ kg-m} = 924.84 \text{ kg-m}$$

Para la flexión en dirección y (M_x), las columnas 2B' y 2E' no tienen muros que restrinjan su deformación, por lo que no puede considerarse que la columna (envolvente) tenga extremos restringidos lateralmente, y es necesario aplicar otro criterio para despreciar los efectos de esbeltez:

(i) Para poder despreciar los efectos de esbeltez causados por deformaciones debidas a cargas verticales, se verificarán las dos condiciones siguientes dadas para miembros no restringidos lateralmente, siendo en este caso: M_1 y M_2 los momentos menor y mayor en los extremos del miembro debidos solo a cargas verticales:

a) Se cumpla que:

$$H'/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

b) y además:

$$H'/r < 22$$

(ii) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

Obtención de coeficiente de longitud efectiva k para flexión en torno al eje x:

Índices de rotación: (nomograma para columnas con extremos no restringidos 1.1.b de (R16))

Franja losa azotea (b×h): 35 × 10 cm

$$I = 35 \times 10^3 / 12 = 2916.7 \text{ cm}^4$$

L = 400 cm

$$(I/L)_{\text{losa azot.}} = 2916.7/400 = 7.3$$

Franja losa entrepiso. (b×h): 35 × 15 cm

$$I = 35 \times 15^3 / 12 = 9843.4 \text{ cm}^4$$

L = 400 cm

$$(I/L)_{\text{losa entrep.}} = 9843.4/400 = 24.6$$

Columna p.a. (b×h): 35 × 25 cm

$$I = 35 \times 25^3 / 12 = 45572.9 \text{ cm}^4$$

L (promedio) = 275 cm

$$(I/L)_{\text{col. sup.}} = 45572.9/275 = 165.7$$

Columna p.b. (b×h): 35 × 25 cm

$$I = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col.inf.}} = 45572.9/300 = 151.9$$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{165.7}{7.3} = 22.70 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = \frac{165.7 + 151.9}{24.6} = 12.91$$

de donde $k = 3.6$ (diagrama para extremos no restringidos lateralmente)

$$\rightarrow H' = 3.6 \times 210 \text{ cm} = 756 \text{ cm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{45572.9}{25 \times 35}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r_x} = \frac{756}{7.22} = 104.71 > 34 - 12 \times \frac{10}{22.6} = 28.7$$

∴ se aplican factores de amplificación a los momentos

(1) Cálculo de momento amplificado de diseño M_c :

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.d)

donde:

$$u = M_u \text{ c.m.} / M_u \text{ tot.}$$

W_u = suma de todas las cargas de diseño acumuladas desde la parte superior del edificio, hasta el entrepiso considerado.

R = rigidez del entrepiso de la columna

Q = factor de comportamiento sísmico (1 para el caso de desplazamientos laterales no debidos a sismo)

h = altura del entrepiso c.a.c. de niveles.

M_{2b} = mayor de los momentos de diseño en los extremos de la columna en valor absoluto, causado por cargas que no provocan desplazamientos laterales apreciables (mayor que el momento calculado con excentricidad accidental)

M_{2a} = el mayor de los momentos de diseño en los extremos de la columna en valor absoluto, debido a cargas que provocan desplazamientos laterales apreciables. Para estructuras restringidas lateralmente = 0

En nuestro caso: $M_c = F_{ab} M_{2b}$ ya que $M_{2a} = 0$

Momento por carga muerta de trabe cerramiento:

$$\frac{\text{carga muerta trabe} = 730.67 \text{ kg/m}}{\text{carga total trabe} = 864.00 \text{ kg/m}} \times 10 \text{ kg-m} = 8.46 \text{ kg-m}$$

Momento por excentricidad accidental de columna: 12.6 kg-m

Momento total por carga muerta M_x c.m. = 8.46 + 12.6 = 21.06 kg-m

$$u = 21.06 / 22.6 = 0.93$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'_c} = 8000 \times \sqrt{250} = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = I_x \text{ col} = 35 \times 25^3 / 12 = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.93} = 1194727812 \text{ kg-cm}^2$$

$F_R = 0.8$ para columnas a flexocompresión con núcleo confinado con estribos

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1194727812}{756^2} = 16505 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (10/22.6) = 0.78$$

$$P_u = 1.4 \times 1926 \text{ kg} = 2696.4 \text{ kg}$$

$$F_{ab} = \frac{0.78}{1 - \frac{2696.4}{16505}} = 0.93 \Rightarrow F_{ab} = 1$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 22.6 = 31.64 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{cx} = 1 \times 31.64 \text{ kg-m} = 31.64 \text{ kg-m}$$

(1) Pero además como $(H'/r_x) = 104.71 > 100$, se debe realizar análisis de segundo orden

(1) N.T.C. Concreto secc.1.3.2.c)

Cálculo del máximo desplazamiento lateral en extremo superior de columna debido al momento en dirección x:

Desplazamiento de columna empotrada en la base y libre en el extremo superior sujeta a momento flexionante (R23):

$$\Delta h = \frac{M L^2}{2 E I}$$

$$\Delta h = \frac{2260 \text{ kg-cm} \times (210 \text{ cm})^2}{2 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 45572.9 \text{ cm}^4} = 8.65 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

Momento de 2do. orden: M_{2o}

$$M_{2o} = P \Delta h = 1926 \text{ kg} \times 8.65 \times 10^{-3} \text{ cm} = 16.65 \text{ kg-cm}$$

$$M_{x \text{ tot}} = 2260 + 16.65 = 2276.65 \text{ kg-cm} = 22.77 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{ux} = 1.4 \times 22.77 = 31.87 \text{ kg-m}$$

Obteniendo las excentricidades finales:

$$P_u = 2696.4 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 924.84 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 31.87 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{924.84}{2696.4} = 0.343 \text{ m} ; e_y = \frac{31.87}{2696.4} = 0.012 \text{ m}$$

$$(2) \text{ como } e_y < 0.02 \text{ m} \rightarrow M_{uy} = 0.02 \text{ m} \times 2696.4 \text{ kg} = 53.928 \text{ kg-m}$$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.3.b)

Finalmente los elementos mecánicos de diseño son:

$$P_u = 2696.4 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 924.84 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 53.93 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 0.343 \text{ m}$$

$$e_y = 0.02 \text{ m}$$

(1) La carga axial resistente aplicada con excentricidades e_x y e_y se determina como:

Para: $PR/PR_0 \geq 0.1$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{PR_0}}$$

donde:

PR_0 : carga axial resistente sin excentricidades

PR_x : carga axial resistente para una excentricidad e_x en un plano de simetría

PR_y : carga axial resistente para una excent. e_y en un plano de simetría normal

Para $PR/PR_0 < 0.1$ debe cumplirse:

$$\frac{M_{ux}}{MR_x} + \frac{M_{uy}}{MR_y} \leq 1.0$$

donde:

MR_x : Momento resistente de diseño a flexión pura en torno al eje x de la columna

MR_y : Momento resistente de diseño a flexión pura en torno al eje y de la columna

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.3.b)

(2) Cantidad mínima de vs. de acero longitudinal en columnas rectangulares: 4. Límites para la razón de refuerzo longitudinal al área transversal en columnas:

$$0.06 \geq A_s / A_t \geq 20 / f_y$$

donde:

A_s = área de acero longitudinal

A_t = área total de la sección transversal de columna

f_y = esfuerzo de fluencia del acero longitudinal en kg/cm²

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.2.2

Para 4 vs. no. 8 tipo R-42:

$A_s = 4 \times 2.85 \text{ cm}^2 = 11.4 \text{ cm}^2$

$A_t = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$

$$\frac{20}{4200} = 0.0048 \leq \frac{11.4}{875} = 0.0130 \leq 0.06$$

∴ el área de acero está dentro de los límites

Carga axial resistente para columnas (R24)

$$PR_0 = FR (b h f''c + A_s f_y)$$

$$PR_0 = 0.8 \times (25 \times 35 \times 170 + 11.4 \times 4200) = 157304 \text{ kg}$$

La determinación de las cargas resistentes PR_y y PR_x con excentricidades e_x y e_y respectivamente, se hará empleando los Diagramas de Interacción Carga-Momento para secciones a flexocompresión (R2*), como:

$$PR = FR K b h f''c$$

$$MR = FR R b h^2 f''c$$

Ingresando a los diagramas con los parámetros: e/h , d/h , $q = p f_y/f''c$ y f_y para determinar los valores de K y R y finalmente los de PR y MR .
Flexión en dirección x:

$$M_{uy} = 924.84 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 2696.4 \text{ kg}$$

$$e_x = 0.343 \text{ m}$$

$$e_x/h = 34.3 / 35 = 0.98$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32$$

de los diagramas: $K = 0.20$; $R = 0.20$

$$\rightarrow PR_x = 0.8 \times 0.20 \times 25 \times 35 \times 170 = 23800 \text{ kg} > P_u = 2696.4 \text{ kg}$$

$$\rightarrow MR_y = 0.8 \times 0.20 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 8330 \text{ kg-m} > M_{uy} = 924.84 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$M_{ux} = 31.87 \text{ kg-m}$$

$$e_y = 0.02 \text{ m}$$

$$e_y/h = 2 / 25 = 0.08$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.32$$

de los diagramas: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\rightarrow PR_y = 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 2696.4 \text{ kg}$$

$$\rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 31.87 \text{ kg-m}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{23800} + \frac{1}{119000} - \frac{1}{157304}} = 22694.8 \text{ kg} > P_u = 2696.4$$

$$P_u/PR = 2696.4 / 22694.8 = 0.119 > 0.1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal de columna.

Refuerzo transversal:

$$(1) \text{ separación estribos: } s \leq \begin{cases} (850 / \sqrt{f_{yv}}) d_b \\ 48 d_b \\ b/2 \end{cases}$$

donde:

d_b = diámetro de la barra del estribo

d_b = diámetro más pequeño de las varillas de armado longitudinal

b = ancho de columna

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.2.3

Para estribos alambraón no. 2

$$\left(850 / \sqrt{f_{yv}} \right) d_b = \left(850 / \sqrt{4200} \right) \times 1.9 = 24.9 \text{ cm}$$

$$48 d_b = 48 \times 0.317 = 15.2 \text{ cm}$$

$$b/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

→ separación máxima de estribos $s = 12.5 \text{ cm}$

(1) La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la calculada en una longitud L_e no menor que la mayor de las siguientes cantidades:

$$L_e \geq \begin{cases} h \\ L / 6 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

donde:

h = máxima dimensión transversal de columna

L = longitud libre de columna

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$L/6 = 210/6 = 35 \text{ cm}$$

→ 60 cm

→ 10 estribos @ 6 cm a partir del plano inferior de traves y del plano superior de losa entrepiso.

Estribos rectangulares rematados con dobleces a 135° de 8 cm cada uno, en alambraón no. 2 $f_{yv} = 2600 \text{ kg/cm}^2$ para soportar 4 vs. no. 6 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

(1) Además deberá verificarse que:

fuerza de fluencia de la barra de estribo ≥ 0.06 fuerza de fluencia de barra long.

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.2.3

$$2600 \text{ kg/cm}^2 \times 0.317 \text{ cm}^2 = 824.2 \text{ kg} \geq 0.06 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 2.85 \text{ cm}^2 = 718.2 \text{ kg}$$

→ el refuerzo transversal es adecuado.

(2) Armado de intersecciones viga-columna:

El refuerzo transversal de columnas en la intersección con traveses y losas, deberá ser al menos el máximo colocado en la columna en las zonas próximas a tal intersección.

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.2.5

Bajada de cargas combinación: 1.1 (c.m. + c.v. + sismo)

C. muerta trabe cerramiento: 730 kg/m

(3) C.viva instantánea en trabe de cerramiento: $70 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 93.33 \text{ kg/m}$

C. total trabe: $730 + 93.33 = 823.33 \text{ kg/m}$

Descarga total de trabe sobre columna: $823.33 \text{ kg/m} \times 3 \text{ m} / 2 = 1235 \text{ kg}$

CARGA	VALOR. [kg]
C. TRABE CERR.	1235.00
C.M. COLUMNA	630.00
C.TOTAL	1865.00

(3) RCDF-87 Tit.6o, cap.V, Tabla cargas vivas unitarias

Cargas axiales sísmicas directas:

$$2-B' = (11.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 \times 21 \text{ kg} = 9 \text{ kg}$$

$$2-E' \text{ y } 2-E = (11.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 \times 207 \text{ kg} = 88 \text{ kg}$$

Cargas axiales debidas a los momentos de volteo: M_{s1s} / d'

columnas 2-B' y 2-E' en direcc. X solamente:

$$2-B' = 3152 \text{ kg-m} / 3 \text{ m} = 1051 \text{ kg}$$

$$2-E' \text{ y } 2-E = 3017 \text{ kg-m} / 3 \text{ m} = 1006 \text{ kg}$$

debido a que la columna 2-E tiene carga axial debido al sismo en direcc. Y y está restringida lateralmente en la misma dirección a diferencia de las columnas 2-B' y 2-E', se revisará aparte para el sismo con direcc. Y.

COLUMNA	Pvert	Mais/d'x [kg]	Pala x [kg]	Pt	Pu
2-B'	1865	1051	9	2925	3218
2-E	1865	1006	88	2959	3255
2-E'	1865	1006	88	2959	3255

→ Pu = 3255 kg

Momentos flexionantes en columnas:

Momento negativo de trabe My = 823.33 kg/m × (3.0 m)² / 12 = 617.5 kg-m

Carga excéntrica sobre trabe:

386.67 (c.m losa) + 96 (saliente) + 93.33 (c.v.inst losa) = 576 kg/m

Momento tors reduc. trabe: Mx = 0.5 × 576 kg/m × 0.0217 m × 3 m / 2 = 9.4 kg-m

Momento accidental columna: My = Mx = 12.6 kg-m

CARGA	My. [kg-m]	Mx. [kg-m]
T.CERR.	617.5	9.4
COLUMNA	12.6	12.6
TOTAL	630.1	22.0

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

Se considera con extremos restringidos lateralmente por la unión con muros.

M1 = 617.5 kg-m

M2 = 630.1 kg-m

$$H'/r_y = 15.80 < 34 - 12 \times \frac{617.5}{630.1} = 22.2$$

∴ no se aplica factor de amplificación en dirección x

→ Muy = 1.1 × 630.1 = 693.1 kg-m

Dirección y:

No se considera restringida lateralmente por falta de muros, además:

H' = 756 cm

H'/rx = 104.71

Como la combinación sísmica no le provoca momento flexionante (sino carga axial por el acoplamiento con muros)

Mc = Fab M2b

Momento máximo en direcc. y por carga muerta: 21.06 kg-m

Momento máximo total en direcc. y en columna: 22.00 kg-m

u = 21.06 / 22 = 0.96

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.96} = 1176441162 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1176441162}{756^2} = 16252 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (9.4/22) = 0.77$$

$$F_{ab} = \frac{0.77}{1 - \frac{3255}{16252}} = 0.96 \Rightarrow F_{ab} = 1$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 22.0 = 24.2 \text{ kg-m}$$

$$\Rightarrow M_{cx} = 1 \times 24.2 \text{ kg-m} = 24.2 \text{ kg-m}$$

Como $(H'/r_x) > 100 \Rightarrow$ se realiza análisis de segundo orden:

Desplazamiento máximo horizontal en columna empotrada en su base y libre en el extremo superior sujeto a momento concentrado:

$$\Delta h = \frac{2200 \text{ kg-cm} \times (210 \text{ cm})^2}{2 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 45572.9 \text{ cm}^4} = 8.42 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

$$M_{2o} = P \Delta h = 2959 \text{ kg} \times 8.42 \times 10^{-3} \text{ cm} = 24.91 \text{ kg-cm}$$

$$M_{xtot} = 2200 + 24.91 = 2224.91 \text{ kg-cm} = 22.25 \text{ kg-m}$$

$$\Rightarrow M_x = 1.1 \times 22.25 = 24.48 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{693.1}{3255} = 0.213 \text{ m} \geq 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{24.48}{3255} = 0.008 \text{ m} < 0.02 \text{ m} \Rightarrow M_x = 3255 \times 0.02 = 65.1 \text{ kg-m}$$

Cargas de diseño:

$$\begin{aligned} P_u &= 3255 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 693.1 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 65.1 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.213 \text{ m} \\ e_y &= 0.02 \text{ m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 21.3 / 35 = 0.61$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 0.4$; $R = 0.24$

$$\rightarrow PR_x = 0.8 \times 0.40 \times 25 \times 35 \times 170 = 47600 \text{ kg} > P_u = 3255 \text{ kg}$$

$$\rightarrow MR_y = 0.8 \times 0.24 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 9996 \text{ kg-m} > M_{uy} = 693.1 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 2 / 25 = 0.08$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.32$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\rightarrow PR_y = 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 3255 \text{ kg}$$

$$\rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 65.1 \text{ kg-m}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{47600} + \frac{1}{119000} + \frac{1}{157304}} = 43375.2 \text{ kg} > P_u = 3255$$

$$P_u/P_R = 3255 / 43375.2 = 7.50 \times 10^{-2} < 0.1$$

$$\rightarrow \frac{65.1}{2380} + \frac{693.1}{9996} = 9.67 \times 10^{-2} < 1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columnas: 2-B', 2-E' y 2-E en dirección X.

Revisión Columna 2-E para sismo en dirección Y:

dir Y: $3892 \text{ kg-m} / 4 \text{ m} = 973 \text{ kg}$
 Pata = $(11.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 \times 0 \text{ kg} = 0 \text{ kg}$

COLUMNA	Pvert	Mata/d'y [kg]	Pata y [kg]	Pt	Pu
2-E	1865	973	0	2838	3122

$$P = 2838 \text{ kg}$$

$$M_y = 630.1 \text{ kg-m}$$

$$M_x = 22.0 \text{ kg-m}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

Se considera con extremos restringidos lateralmente por la unión con muros.

$$M_1 = 617.5 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 630.1 \text{ kg-m}$$

$$H'/r_y = 15.80 < 34 - 12 \times \frac{617.5}{630.1} = 22.2$$

∴ no se aplica factor de amplificación en dirección x

$$\rightarrow M_{uy} = 1.1 \times 630.1 = 693.1 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

Se considera con extremos restringidos lateralmente por la unión con muros.

Trabe cerramiento p.a. (b×h): 20 × 30 cm

$$I = 45000 \text{ cm}^4$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{trabe}} = 112.5$$

Trabe p.b. (b×h): 25 × 35 cm

$$I = 89323 \text{ cm}^4$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{trabe}} = 223.3$$

Columna p.a. (b×h): 35 × 25 cm

$$(I/L)_{\text{col.sup.}} = 165.7$$

Columna p.b. (b×h): 35 × 25 cm

$$(I/L)_{\text{col.inf.}} = 151.9$$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{165.7}{112.5} = 1.47 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = \frac{165.7 + 151.9}{223.3} = 1.42$$

de donde $k = 0.81$

$$\rightarrow H' = 0.81 \times 210 \text{ cm} = 170 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r_x} = \frac{170}{7.22} = 23.6 < 34 - 12 \times \frac{9.4}{22} = 28.9$$

∴ no se aplica factor de amplificación en dirección x

$$\rightarrow M_{ux} = 1.1 \times 22 = 24.2 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{693.1}{3122} = 0.222 \text{ m} > 0.02$$

$$e_y = \frac{24.2}{3122} = 0.008 \text{ m} < 0.02 \Rightarrow M_{ux} = 0.02 \times 3122 = 62.44 \text{ kg-m}$$

Los elementos mecánicos de diseño son:

$$P_u = 3122 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 693.1 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 62.44 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 0.222 \text{ m}$$

$$e_y = 0.02 \text{ m}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 22.2 / 35 = 0.63$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 0.40$; $R = 0.24$

$$\Rightarrow PR_x = 0.8 \times 0.40 \times 25 \times 35 \times 170 = 47600 \text{ kg} > P_u = 3122 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_y = 0.8 \times 0.24 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 9996 \text{ kg-m} > M_{uy} = 693.1 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 2 / 25 = 0.08$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.32$$

de los diagramas momento carga axial: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\Rightarrow PR_y = 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 3122 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 62.44 \text{ kg-m}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{47600} + \frac{1}{119000} - \frac{1}{157304}} = 43375.2 \text{ kg} > P_u = 3122$$

$$P_u/P_R = 3122 / 43375.2 = 7.20 \times 10^{-2} < 0.1$$

$$\Rightarrow \frac{62.44}{2380} + \frac{693.1}{9996} = 9.56 \times 10^{-2} < 1$$

➔ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2-E en direcc.Y.

Revisión por cortante sísmico:

Debido a que las componentes de diseño para sismo son no simultáneas, se revisan independientemente las resistencias en cada dirección:

Dirección x:

Para columnas anchas eje 2: A-B' y E-E'
 $A_c/A_{col\ ancho} = 11.1 \times 875 \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 = 0.425$
 $2-B' = 0.425 \times 3931 \text{ kg} = 1671 \text{ kg}$
 $2-E' = 0.425 \times 6173 \text{ kg} = 2623 \text{ kg}$

COLUMNA	V _{s1s}	V _u [kg]
2-B'	1671	1838
2-E	0.0	0.0
2-E'	2623	2885

$$\rightarrow V_{ux} = 2885 \text{ kg}$$

Dirección y:

Para columna ancha eje E: 1-2
 $A_c/A_{col\ ancho} = 875 \text{ cm}^2 / 6040 \text{ cm}^2 = 0.145$
 $2-E = 0.145 \times 3707 \text{ kg} = 538 \text{ kg}$

$$\rightarrow V_{uy} = 591 \text{ kg}$$

Resistencia a fuerza cortante (ambas direcciones):

(1) Si: $P_u < 0.7 f^*c A_g + 2000 A_s$

$$\rightarrow V_{CR} = [1 + 0.007 (P_u/A_g)] V_{CR}'$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).III

$$P_u = 3255 \text{ kg} < 0.7 \times 200 \times 25 \times 35 + 2000 \times 11.4 = 145300 \text{ kg}$$

(2) como $p = 1.3 \times 10^{-2} > 0.01 \rightarrow V_{CR}' = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).I

$$V_{CR}' = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 35 \times \sqrt{200} = 4949.7 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = [1 + 0.007 \times (3255 / 875)] \times 4949.7 = 5078.6 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 5078.6 \text{ kg} > V_{ux} = 2885 \text{ kg} > V_{uy} = 591 \text{ kg}$$

∴ La columna resiste los cortantes sísmicos

4.1.9.b) Diseño Columna tipo C1 de Planta alta :2G y 2G':

Descripción:

Columnas rectangulares de concreto reforzado en planta alta, para recibir descarga de dos trabes de cerramiento (en claros) debida a losa de azotea; así como de confinamiento a los muros adyacentes con los que está colados. Sección transversal elegida: 25 x 35 cm (los 25 cm en dirección perpendicular al plano del marco formado por columnas y trabes). La altura libre es de 2.10 m, (distancia entre trabe de cerramiento y n.p.t. de losa de entrepiso.)

Concreto y Refuerzo: mismo que columnas anteriores

Método de Diseño: el mismo método empleado.

Bajada de Cargas combinación 1.4 (c.m. + c.v.)

EFECTO:	CARGA. AXIAL [Kg]	MOMENTO. Y [Kg-m]	MOMENTO. X [Kg-m]
2 T.DE CERRMTO. *	2592.0	0.0	20.0
PESO COLUMNA	630.0	12.6	12.6
TOTAL ext.Inf.col.	Pz = 3222.0	My = 12.6	Mx = 32.6

(*) Nota: Las cargas de la trabe de cerramiento, contienen la cargas correspondiente de la losa de azotea, trabe perimetral invertida y mocheta de tabicón. Los momentos flexionantes negativos My de las trabes, se anulan entre sí; mientras que los momentos torsionantes Mx se suman.

$$\rightarrow Pu = 1.4 \times 3222 \text{ kg} = 4511 \text{ kg}$$

Debido a la diferencia de restricciones entre las columnas 2-G y 2-G', se revisarán por separado

Columna 2-G:

Efectos de esbeltez:

dirección x:

como: $\psi_{sup} = 1.08$; $\psi_{Inf} = 0.84$

$$\rightarrow k = 1.3 \text{ (para extremos no restringidos lat.)}$$

$$\rightarrow H' = 210 \times 1.28 = 269$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 12.6$$

Se cumple:

$$\frac{H'}{r_y} = \frac{269}{10.10} = 26.63 < 34 - 12 \times \frac{0.0}{12.6} = 34$$

pero:

$$\frac{H'}{r_y} = 26.63 > 22$$

∴ se debe amplificar el momento M_x

$$M_c = F_{ab} M_{2b}$$

Momento máximo por carga muerta = 12.6 kg-m

Momento máximo total = 12.6 kg-m

$$\rightarrow u = 12.6 / 12.6 = 1$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 89322.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 89322.9}{1 + 1} = 2259709010 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 2259709010}{269^2} = 246568.6 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (0/12.6) = 0.6$$

$$F_{ab} = \frac{0.6}{1 - \frac{4511}{246568.6}} = 0.611 \rightarrow F_{ab} = 1$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 12.6 = 17.64 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{cy} = 1 \times 17.64 = 17.64 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

Se considera restringida lateralmente debido a la unión con muro.

$H' = 170 \text{ cm}$ (misma que columna 2-E)

$r_x = 7.22 \text{ cm}$

$M_1 = 20.0$

$M_2 = 32.6$

$$\frac{170}{7.22} = 23.6 < 34 - 12 \times \frac{20.0}{32.6} = 26.64$$

∴ no se aplica factor de amplificación en dirección y

$$\rightarrow M_{ux} = 1.4 \times 32.6 \text{ kg-m} = 45.64 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{17.64}{4511} = 0.0039 < 0.02 \rightarrow M_{uy} = 0.02 \times 4511 = 90.22 \text{ kg-m}$$

$$e_y = \frac{45.64}{4511} = 0.0101 < 0.02 \rightarrow M_{ux} = 0.02 \times 4511 = 90.22 \text{ kg-m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 4511 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = M_{ux} = 90.22 \text{ kg-m}$$

$$e_x = e_y = 0.02$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 2 / 35 = 0.06$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 1.16$; $R = 0.06$

$$\rightarrow P_{Rx} = 0.8 \times 1.16 \times 25 \times 35 \times 170 = 138040 \text{ kg} > P_u = 4511 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_{Ry} = 0.8 \times 0.06 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 2499 \text{ kg-m} > M_{uy} = 90.22 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 2 / 25 = 0.08$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.30 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.32$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\rightarrow P_{Ry} = 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 4511 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_{Rx} = 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 90.22 \text{ kg-m}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{138040} + \frac{1}{119000} - \frac{1}{157304}} = 107636.6 \text{ kg} > P_u = 4511$$

$$P_u/P_R = 4511 / 107636.6 = 4.19 \times 10^{-2} < 0.1$$

$$\rightarrow \frac{90.22}{2380} + \frac{90.22}{2499} = 7.40 \times 10^{-2} < 1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2-G

Columna 2-G':

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

En el mismo caso que la columna 2-G

$$\rightarrow M_{cy} = 17.64 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

como:

$H' = 756 \text{ cm}$ (misma que columnas 2-B', 2-E y 2-E')

$r_x = 7.22$

$M_1 = 20.0$

$M_2 = 32.6$

$$\frac{756}{7.22} = 104.7 > 34 - 12 \times \frac{20.0}{32.6} = 26.6$$

\rightarrow Aplicar factor de amplificación de momento

Momento máximo total por carga muerta:

$$12.6 \text{ (columna)} + 2 \times 8.46 \text{ (trabes)} = 29.52 \text{ kg-m}$$

Momento máximo total: 32.6 kg-m

$$\rightarrow u = 29.52 / 32.6 = 0.91$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.91} = 1207238051 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1207238051}{756^2} = 16677.8 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (20/32.6) = 0.85$$

$$F_{ab} = \frac{0.85}{1 - \frac{16678}{4511}} = 1.17$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 32.6 = 45.64 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{ex} = 1.17 \times 45.64 = 53.40 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{17.64}{4511} = 3.91 \times 10^{-3} < 0.02 \Rightarrow M_{uy} = 4511 \times 0.02 = 90.22$$

$$e_y = \frac{53.40}{4511} = 1.18 \times 10^{-2} < 0.02 \Rightarrow M_{ux} = 4511 \times 0.02 = 90.22$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 4511 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = M_{ux} = 90.22 \text{ kg-m}$$

$$e_x = e_y = 0.02 \text{ m}$$

debido a que estos valores son los mismos que para los que se revisó la columna 2-G, se aceptan las dimensiones y armado para columna 2-G'.

Bajada de cargas combinación: 1.1 (c.m. + c.v. + sismo):

- c. muerta trabe cerramiento: 730 kg/m
- c. viva instantánea en trabe cerrmto.: 93.33 kg/m
- c. total de trabe: 730 + 93.33 = 823.33 kg/m
- descarga 2 trabes de cerramiento: $2 \times 823.33 \times 3 / 2 = 2470 \text{ kg}$

CARGA	VALOR. [kg]
C. TRABE CERR.	2470.00
C.M. COLUMNA	630.00

Para Sismo en dirección x:

Cargas verticales totales extremos de columnas:

COLUMNA	P <trabe< th=""> <th>P_s</th> <th>P_{tot.sup.}</th> <th>P_{u sup.}</th> <th>P_{col}</th> <th>P_{tot.inf.}</th> <th>P_{u inf.}</th> </trabe<>	P _s	P _{tot.sup.}	P _{u sup.}	P _{col}	P _{tot.inf.}	P _{u inf.}
2-G	2470	35.5	2505.5	2756.1	630	3135.5	3449.1
2-G'	2470	160.8	2630.8	2893.9	630	3260.8	3586.9

Momentos flexionantes en columnas por carga vertical:

Momento torsionante reducido (con c.v. inst.) de trabes: $2 \times 9.4 = 18.8 \text{ kg-m}$

CARGA:	MOMENTO. Y [Kg-m]	MOMENTO. X [Kg-m]
2 T.DE CERRMTO. ext. sup. col.	0.0	18.8
COLUMNA (excent. accident.)	12.6	12.6
TOTAL ext.inf.col. carga vert.	$M_y = 12.6$	$M_x = 31.4$

Momentos flexionantes sismo:

Los momentos empleados ya incluyen el 30% del efecto sísmico de la dirección ortogonal debido a que las fuerzas laterales del análisis ya incluyen el efecto de la torsión de entrepiso. Solo se revisa para sismo en dirección x ya que es la acción más desfavorable.

COLUMNA	MOMENTO. Y (Kg-m)	MOMENTO. X (Kg-m)
2-G ext. sup	151.67	0.0
2-G ext. Inf	15.63	0.0
2-G' ext. sup	928.56	0.0
2-G' ext. Inf	542.96	0.0

Columna 2-G:

$P_u = 3449.1 \text{ kg}$

Momentos flexionantes totales:

CARGA:	MOMENTO. Y (Kg-m)	MOMENTO. X (Kg-m)
C. VERTICAL	0.0	18.8
SISMO EN X	151.67	0.0
TOTAL ext.sup.col. My = 151.67		Mx = 18.8
C. VERTICAL	12.60	31.4
SISMO EN X	15.63	0.0
TOTAL ext.inf.col. My = 28.23		Mx = 31.4

Efectos de esbeltez:

Dirección en x:

Por la falta de muros en esta dirección no se considera restringida lateralmente. Se busca otro criterio para despreciar los efectos de esbeltez:

(1) En estructuras sujetas a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a deformaciones por cargas verticales pueden despreciarse si se cumplen las condiciones:

$$H'/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

$$H'/r < 22$$

donde M_1 y M_2 son debidos solo a cargas verticales.

(1) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

$$\begin{aligned} H' &= 269 \text{ cm} \\ r_y &= 10.10 \text{ cm} \\ \text{En este caso (cargas verticales)} \\ M_i &= 0.0 \\ M_z &= 12.6 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$(H'/r_y) = 26.63 > 22$$

→ Aplicar factor de amplificación F_{ab}

Momento máximo debido a carga muerta = 12.6

Momento máximo total = 151.67

$$\rightarrow u = 12.6 / 151.67 = 0.083$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 89322.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 89322.9}{1 + 0.083} = 4173053719 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 4173053719}{269^2} = 455343.5 \text{ kg}$$

Los momentos en extremos 28.23 y 151.67 flexionan la columna en curvatura simple

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (28.23/151.67) = 0.675$$

$$F_{ab} = \frac{0.675}{1 - \frac{3449.1}{455343.5}} = 0.680 \rightarrow F_{ab} = 1$$

(i) En estructuras sujetas a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a deformaciones laterales provocados por cargas laterales se pueden despreciar si se cumple:

$$\frac{\Delta_{ent.}}{h_{ent.}} \leq 0.08 \times \frac{V_{ent.}}{\sum F_c. (c.m. + c.v.)_{ent.}}$$

donde:

Δ_{ent} = desplazamiento de entrepiso

h_{ent} = altura de entrepiso

V_{ent} = fuerza cortante de entrepiso

$\sum F_c (c.m. + c.v.)_{ent}$ = suma de cargas muertas y vivas multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior, hasta el entrepiso considerado.

$$\frac{0.99 \times 2.836 \times 10^{-2} \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 9.36 \times 10^{-5} \leq 0.08 \times \frac{11620}{1.1 \times 53345} = 1.58 \times 10^{-2}$$

∴ se desprecian los efectos de esbeltez

$$\rightarrow F_{as} = 1$$

Para el momento amplificado:

$$M_{2b} = 1.1 \times 12.6 = 13.86$$

$$M_{2a} = 1.1 \times 151.67 = 166.84$$

$$\rightarrow M_{cy} = 1 \times 13.86 + 1 \times 166.84 = 180.70 \text{ kg-m}$$

Dirección en y:

Se considera restringida lateralmente por la unión con muro

Efectos de esbeltez por deformaciones debidas a cargas verticales:

$$H' = 170 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 18.8$$

$$M_2 = 31.4$$

$$(H'/r_x) = 23.6 < 34 - 12 \times (18.8 / 31.4) = 26.82$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez

$$\rightarrow F_{ab} = 1$$

Como los momentos debidos a sismo en esta dirección son nulos ($M_{2s} = 0$)

$$M_{2c} = F_{ab} M_{2b}$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 31.4 = 34.54 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{2cx} = 1 \times 34.54 = 34.54 \text{ kg-m}$$

revisando las excentricidades:

$$e_x = \frac{180.70}{3449.1} = 0.0524 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{34.54}{3449.1} = 0.0100 \text{ m} < 0.02 \text{ m} \rightarrow M_{ux} = 3449.1 \times 0.02 = 68.98 \text{ kg-m}$$

finalmente los elementos mecánicos de diseño son:

$$\begin{aligned} P_u &= 3449.1 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 180.70 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 68.98 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.052 \text{ m} \\ e_y &= 0.02 \text{ m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección x:

$$\begin{aligned} e_x/h &= 5.2 / 35 = 0.15 \\ d/h &= 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9 \\ p &= 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2} \\ q &= 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32 \end{aligned}$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 0.95$; $R = 0.14$

$$\begin{aligned} \Rightarrow PR_x &= 0.8 \times 0.95 \times 25 \times 35 \times 170 = 113050 \text{ kg} > P_u = 3449.1 \text{ kg} \\ \Rightarrow MR_y &= 0.8 \times 0.14 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 5831 \text{ kg-m} > M_{uy} = 180.70 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección y:

$$\begin{aligned} e_y/h &= 2 / 25 = 0.08 \\ d/h &= 22.5 / 25 = 0.9 \\ p &= 1.30 \times 10^{-2} \\ q &= 0.32 \end{aligned}$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\begin{aligned} \Rightarrow PR_y &= 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 3449.1 \text{ kg} \\ \Rightarrow MR_x &= 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 68.98 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{113050} + \frac{1}{119000} - \frac{1}{157304}} = 91811.5 \text{ kg} > P_u = 3449.1 \text{ kg}$$

$$P_u/P_R = 3449.1 / 91811.5 = 3.76 \times 10^{-2} < 0.1$$

$$\Rightarrow \frac{68.98}{2380} + \frac{180.70}{5831} = 6.00 \times 10^{-2} < 1$$

⇒ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2-G

Columna 2-G':

$$P_u = 3586.9 \text{ kg}$$

Momentos flexionantes totales:

CARGA:	MOMENTO. Y [Kg-m]	MOMENTO. X [Kg-m]
C. VERTICAL	0.0	18.8
SISMO EN X	928.56	0.0
TOTAL ext.sup.col.	My = 928.56	Mx = 18.8
C. VERTICAL	12.60	31.4
SISMO EN X	542.96	0.0
TOTAL ext.inf.col.	My = 555.56	Mx = 31.4

Efectos de esbeltez:

Dirección en x:

No se considera restringido por no estar ligado a muros en esta dirección

Efectos de esbeltez por deformaciones debidas a cargas verticales:

$$H' = 269 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.10 \text{ cm}$$

En este caso (cargas verticales)

$$M_1 = 18.8 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 31.4 \text{ kg-m}$$

$$(H'/r_y) = 26.63 > 22$$

→ Aplicar factor de amplificación F_{ab}

Momento máximo debido a carga muerta = 12.6

Momento máximo total = 928.56

$$\rightarrow u = 12.6 / 928.56 = 0.0136$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 89322.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 89322.9}{1 + 0.0136} = 4458912420 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 4458912420}{269^2} = 486535.0 \text{ kg}$$

Los momentos en extremos 555.56 y 928.56 flexionan la columna en doble curvatura

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times -(555.56/928.56) = 0.361 \rightarrow C_m = 0.4$$

$$F_{ab} = \frac{0.4}{1 - \frac{3586.9}{486535}} = 0.403 \rightarrow F_{ab} = 1$$

Efectos de esbeltez debidos a deformaciones provocadas por cargas laterales:

$$\frac{0.99 \times 2.836 \times 10^{-2} \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 9.36 \times 10^{-5} \leq 0.08 \times \frac{11620}{1.1 \times 53345} = 1.58 \times 10^{-2}$$

\(\therefore\) se desprecian los efectos de esbeltez

$$\rightarrow F_{as} = 1$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 12.60 = 13.86 \text{ kg-m}$$

$$M_{2a} = 1.1 \times 928.56 = 1021.42 \text{ kg-m}$$

$$M_{ey} = 1 \times 13.86 + 1 \times 1021.42 = 1035.28 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

No se considera restringido por no estar unido a muros en esta dirección.

como:

$$H' = 756 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 20.0 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 32.6 \text{ kg-m}$$

$$\frac{756}{7.22} = 104.7 > 22$$

\(\Rightarrow\) Aplicar factor de amplificación de momento

Momento máximo por carga muerta: 12.6 (columna) + 2 \(\times\) 8.46 (trabes) = 29.52 kg-m

Momento máximo total: 31.4 kg-m

$$\rightarrow u = 29.52 / 31.4 = 0.94$$

$$E_c = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.94} = 1188569421 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1188569421}{756^2} = 16419.9 \text{ kg}$$

Los momentos extremos 18.8 y 31.4 flexionan la columna en curvatura simple

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (18.8/31.4) = 0.84$$

$$F_{ab} = \frac{0.84}{1 - \frac{3586.9}{16419.9}} = 1.074$$

$$\text{Como } M_{za} = 0$$

$$\rightarrow M_c = F_{ab} M_{zb}$$

$$M_{zb} = 1.1 \times 31.4 = 34.54$$

$$\rightarrow M_{cx} = 1.074 \times 34.54 = 37.10 \text{ kg-m}$$

Pero como $(H'/r_x) = 104.7 > 100 \rightarrow$ se hace análisis de segundo orden:

Desplazamiento máximo horizontal en columna empotrada en su base y libre en ext. superior sujeto a momento concentrado:

$$\Delta_h = \frac{3140 \text{ kg-cm} \times (210 \text{ cm})^2}{2 \times 126491 \text{ kg/cm}^2 \times 45572.9 \text{ cm}^4} = 1.201 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

$$M_{zo} = P \Delta_h = 3260.8 \text{ kg} \times 1.201 \times 10^{-2} \text{ cm} = 39.16 \text{ kg-cm}$$

$$M_{xtot} = 3140 + 39.16 = 3179.2 \text{ kg-cm} = 31.79 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_x = 1.1 \times 31.79 = 34.97 \text{ kg-m} < M_{cx} \rightarrow M_{ux} = 37.10 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{1035.28}{3586.9} = 0.29 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{37.10}{3586.9} = 0.010 \text{ m} < 0.02 \text{ m} \rightarrow M_{uy} = 0.02 \times 3586.9 = 71.74 \text{ kg-m}$$

Los elementos mecánicos de diseño finales son:

$$\begin{aligned} P_u &= 3586.9 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 1035.28 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 71.74 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.29 \text{ m} \\ e_y &= 0.02 \text{ m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección x:

$$\begin{aligned} e_x/h &= 29 / 35 = 0.83 \\ d/h &= 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9 \\ p &= 11.4 / (35 \times 25) = 1.30 \times 10^{-2} \\ q &= 1.30 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.32 \end{aligned}$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 0.27$; $R = 0.21$

$$\begin{aligned} \rightarrow PR_x &= 0.8 \times 0.27 \times 25 \times 35 \times 170 = 32130 \text{ kg} > P_u = 3586.9 \text{ kg} \\ \rightarrow MR_y &= 0.8 \times 0.21 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 8746.5 \text{ kg-m} > M_{uy} = 1035.28 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección y:

$$\begin{aligned} e_y/h &= 2 / 25 = 0.08 \\ d/h &= 22.5 / 25 = 0.9 \\ p &= 1.30 \times 10^{-2} \\ q &= 0.32 \end{aligned}$$

de los diagramas momento-carga axial: $K = 1.00$; $R = 0.08$

$$\begin{aligned} \rightarrow PR_y &= 0.8 \times 1.00 \times 35 \times 25 \times 170 = 119000 \text{ kg} > P_u = 3586.9 \text{ kg} \\ \rightarrow MR_x &= 0.8 \times 0.08 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 2380 \text{ kg-m} > M_{ux} = 71.74 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{32130} + \frac{1}{119000} - \frac{1}{157304}} = 30147.9 \text{ kg} > P_u = 3586.9 \text{ kg}$$

$$P_u/P_r = 3586.9 / 30147.9 = 0.119 > 0.1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2-C'

Revisión de cortantes sísmicos:

Dirección x:

COLUMNA	V _{s1s} x (Kg)	V _u (kg)
2-G	45.3	49.8
2-G'	490.5	539.6

$$V_{ux} = 539.6 \text{ kg}$$

Dirección y:

Para columna ancha eje G 1-2:

$$A_c/A_{col \text{ ancha}} = 875 \text{ cm}^2 / 6040 \text{ cm}^2 = 0.145$$

$$0.145 \times 3707 \text{ kg} = 537.5 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 1.1 \times 537.5 = 591.3 \text{ kg}$$

Resistencia a fuerza cortante (ambas direcciones):

como:

$$P_u = 3586.9 \text{ kg} < 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s = 145300 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow V_{cr} = [1 + 0.007 (P_u/A_g)] V_{cr}'$$

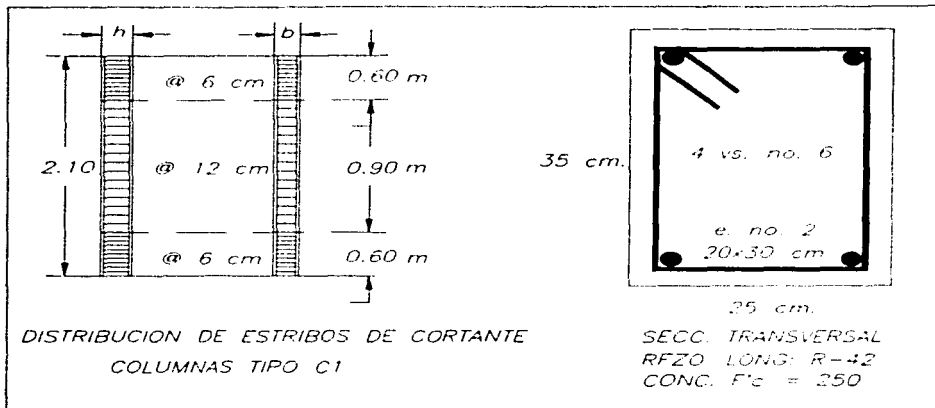
$$V_{cr}' = 4949.7 \text{ kg} \text{ (misma para columnas 2-B', 2-E y 2-E')}$$

$$V_{cr} = [1 + 0.007 \times (3586.9 / 875)] \times 4949.7 = 5091.7 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5091.7 \text{ kg} > V_{uy} = 591.3 \text{ kg} > V_{ux} = 539.6 \text{ kg}$$

∴ Las dimensiones y armado para columna tipo C1 resisten las acciones para todas las columnas de planta alta.

FIGURA 4.15: ARMADO COLUMNA TIPO C1 PARA PLANTA ALTA



4.1.10) Diseño Columnas de Planta baja:

Descripción:

Columnas rectangulares de concreto reforzado en planta baja, para recibir descarga de una trabe perimetral de losa de entrepiso; así como de confinamiento a los muros adyacentes con los que está colados. Sección transversal elegida: 25 × 35 cm (los 25 cm en dirección perpendicular al plano del marco formado por columnas y trabes). La altura libre es de 2.60 m. (distancia entre trabe de cerramiento y n.p.t. de losa de entrepiso).

Concreto: hecho en obra para resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, agregado pétreo máximo 19 mm, revenimiento 12 cm .

Refuerzo: longitudinal tipo R-42, refuerzo transversal: estribos alambazón $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$, la columna se considera empotrada en los cimientos en dirección de los marcos x (está ahogado 80 cm en cimientos de mampostería), y se considera articulada en la dirección normal y ; la sección y el armado se prolongan a través de las trabes hasta las columnas de planta alta.

Método de Diseño:

Para el análisis se considerará la columna con longitud libre de 2.60 m . Para diseño por combinación de C.M. y C.V. se considera sujeta a carga axial por la descarga de la trabe perimetral, así como a flexión por efecto del empotramiento de las mismas; mientras que para combinación sísmica se consideran los efectos anteriores con cargas vivas instantáneas más los efectos debidos al sismo. El dimensionamiento se hará según las N.T.C. Concreto del RCDF-87 (16). Debido a que estas columnas confinan muros, estos últimos absorben los momentos de volteo debidos a sismo y solo mandan a las columnas fuerzas axiales y porciones de fuerza cortante mismas para las que se revisará la columna.

Bajada de cargas combinación 1.4 (c.m. + c.v.)

Eligiendo un sistema de ejes cartesiano derecho:

- z : eje de columnas positivo hacia arriba
- x : eje horizontal contenido en el plano de marcos (columnas-trabes) positivo hacia la derecha
- y : eje horizontal perpendicular al plano de marcos positivo hacia adentro.

Carga de compresión normal en la base de columna:

Longitud: 2.60 m de columna libre + 0.40 m colada con trabe perimetral: = 3.00 m
 Peso columna: $0.35 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = P_c = 630 \text{ kg}$

4.1.10) Diseño Columnas de Planta baja:

Descripción:

Columnas rectangulares de concreto reforzado en planta baja, para recibir descarga de una trabe perimetral de losa de entrepiso; así como de confinamiento a los muros adyacentes con los que está colados. Sección transversal elegida: 25 × 35 cm (los 25 cm en dirección perpendicular al plano del marco formado por columnas y trabes). La altura libre es de 2.60 m, (distancia entre trabe de cerramiento y n.p.t. de losa de entrepiso).

Concreto: hecho en obra para resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, agregado pétreo máximo 19 mm, revenimiento 12 cm .

Refuerzo: longitudinal tipo R-42, refuerzo transversal: estribos alambazón $f_y = 2600 \text{ kg/cm}^2$, la columna se considera empotrada en los cimientos en dirección de los marcos x (está ahogado 80 cm en cimientos de mampostería), y se considera articulada en la dirección normal y ; la sección y el armado se prolongan a través de las trabes hasta las columnas de planta alta.

Método de Diseño:

Para el análisis se considerará la columna con longitud libre de 2.60 m . Para diseño por combinación de C.M. y C.V. se considera sujeta a carga axial por la descarga de la trabe perimetral, así como a flexión por efecto del empotramiento de las mismas; mientras que para combinación sísmica se consideran los efectos anteriores con cargas vivas instantáneas más los efectos debidos al sismo. El dimensionamiento se hará según las N.T.C. Concreto del RCDF-87 (116). Debido a que estas columnas confinan muros, estos últimos absorben los momentos de volteo debidos a sismo y solo mandan a las columnas fuerzas axiales y porciones de fuerza cortante mismas para las que se revisará la columna.

Bajada de cargas combinación 1.4 (c.m. + c.v.)

Eligiendo un sistema de ejes cartesiano derecho:

z : eje de columnas positivo hacia arriba

x : eje horizontal contenido en el plano de marcos (columnas-trabes) positivo hacia la derecha

y : eje horizontal perpendicular al plano de marcos positivo hacia adentro.

Carga de compresión normal en la base de columna:

Longitud: 2.60 m de columna libre + 0.40 m colada con trabe perimetral: = 3.00 m
Peso columna: $0.35 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = P_c = 630 \text{ kg}$

(1) Momento flexionante accidental:

$$M_{xacc.} = P_c \cdot e_{ymin} ; M_{yacc.} = P_c \cdot e_{xmin.}$$

donde:

$$e_{min} = 0.05h \geq 2 \text{ cm}$$

h = dimensión de la columna paralela a la flexión

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.3.a)

$$e_{xmin} = 0.05 \times 35 = 1.75 \rightarrow e_{xmin} = 2.0 \text{ cm}$$

$$e_{ymin} = 0.05 \times 25 = 1.25 \rightarrow e_{ymin} = 2.0 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_{yacc.} = M_{xacc.} = 630 \text{ kg} \times 0.02 \text{ m} = 12.6 \text{ kg-m}$$

CARGA:	FUERZA NORMAL [kg]	MOMENTO Y [kg-m]	MOMENTO X [kg-m]
T. PERIM. S/VOLAD	3844.5	1972.3	1120.8
T. PERIM. C/VOLAD	3971.0	1958.3	475.5
PESO COLUMNA	630.0	12.6	12.6

Las cargas de las trabes perimetrales, contienen la cargas correspondientes de losa de entrepiso, voladizo o muro.

COLUMNA	CARGA AXIAL [kg]	MOMENTO Y [kg-m]	MOMENTO X [kg-m]
2B',2E,2E',2G ext sup.	3971.0	1958.3	475.5
2B',2E,2E',2G ext inf.	4601.0	1970.9	488.1
2G',2K ext sup.	3844.5	1922.3	1120.8
2G',2K ext inf.	4474.5	1934.9	1133.4

Debido a la diferencia de restricciones se revisarán por separado las columnas 2B', 2E' y 2G' de 2E, 2G y 2K

4.1.10.a) Diseño Columnas tipo C2 planta baja: 2B', 2E' y 2G':

Columnas 2B' y 2E':

$$P_u = 1.4 \times 4601.0 = 6441.4 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección X:

Se considera que las columnas están restringidas lateralmente, debido a la unión con muros.

(2) Los efectos de esbeltez pueden desprejiciarse si se cumple:

$$H'/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

(2) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

Cálculo de la relación de esbeltez (H'/r_x):

Cálculo de los índices de rotación de nudos de columna ψ_i :

Trabe perimetral p.b. ($b \times h$) = 25×40 cm

$$I = 25 \times 40^3 / 12 = 133333.3 \text{ cm}^4$$

L = 300 cm

$$(I/L)_{\text{trabe inf}} = 133333.3/300 = 444.4$$

Trabe cerramiento p.b. ($b \times h$) = 25×35 cm

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89322.9 \text{ cm}^4$$

L = 300 cm

$$(I/L)_{\text{cerr inf}} = 89322.9/300 = 297.7$$

Columna p.a. ($b \times h$): 25×35 cm

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89323 \text{ cm}^4$$

L (promedio) = 275 cm

$$(I/L)_{\text{col.sup.}} = 89323/275 = 324.8$$

Columna p.b. ($b \times h$): 25×35 cm

$$I = 89323 \text{ cm}^4$$

L = 300 cm

$$(I/L)_{\text{col.inf.}} = 89323/300 = 297.7$$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{324.8 + 297.7}{444.4 + 297.7} = 0.84 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = 0 \text{ (empotramiento)}$$

de donde $k = 0.62$

$$\rightarrow H' = 0.62 \times 260 = 161.2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{89323}{875}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r_y} = \frac{161.2}{10.10} = 15.96$$

$$M_1 = 1958.3 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1970.9 \text{ kg-m}$$

$$15.96 < 34 - 12 \frac{1958.3}{1970.9} = 22.08$$

\therefore se desprecia el efecto de esbeltez en direcc. x

$$M_{uy} = 1.4 \times 1970.9 = 2759.26 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

Por la falta de muros en esta dirección no se considera restringida lateralmente.

(1) Para poder desprestigiar los efectos de esbeltez causados por deformaciones debidas a cargas verticales, se verificarán las dos condiciones siguientes dadas para miembros no restringidos lateralmente, siendo en este caso: M_1 y M_2 los momentos menor y mayor en los extremos del miembro debidos solo a cargas verticales:

- a) $H'/r < 34 - 12 M_1/M_2$
- b) $H'/r < 22$

(1) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

Cálculo de la relación de esbeltez (H'/r_x)

Índices de rotación: (nomograma para columnas con extremos no restringidos 1.1.b (R16))

franja losa entrepiso. (b×h): 35 × 15 cm
 $I = 35 \times 15^3 / 12 = 9843.4 \text{ cm}^4$
 $L = 400 \text{ cm}$
 $(I/L)_{\text{losa entrep.}} = 9843.4/400 = 24.6$

Columna p.a. (b×h): 35 × 25 cm
 $I = 35 \times 25^3 / 12 = 45572.9 \text{ cm}^4$
 L (promedio) = 275 cm
 $(I/L)_{\text{col. sup.}} = 45572.9/275 = 165.7$

Columna p.b. (b×h): 35 × 25 cm
 $I = 45572.9 \text{ cm}^4$
 $L = 300 \text{ cm}$
 $(I/L)_{\text{col. inf.}} = 45572.9/300 = 151.9$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{165.7 + 151.9}{24.6} = 12.91 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = 1 \text{ (articulación)}$$

de donde $k = 1.9$

$$\Rightarrow H' = 1.9 \times 260 \text{ cm} = 494 \text{ cm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{45572.9}{25 \times 35}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r_x} = \frac{494}{7.22} = 68.42 > 22$$

∴ se aplican factores de amplificación a los momentos M_x

Momento torsionante debido a carga muerta en trabe:
 $(963.33/2646.67) \times 475.5 \text{ kg-m} = 173.07 \text{ kg-m}$

Momento máximo dirección y, por carga muerta: $12.6 \text{ col} + 173.07 \text{ trabe} = 185.67 \text{ kg-m}$

Momento máximo total en dirección y en columna: 488.10 kg-m

$$u = 185.67 / 488.1 = 0.38$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.38} = 1670888059 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1670888059}{494^2} = 54060.9 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (475.5/488.1) = 0.99$$

$$F_{ab} = \frac{0.99}{1 - \frac{6441.4}{54060.9}} = 1.12$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 488.1 = 683.34$$

$$\rightarrow M_{cx} = 1.12 \times 683.34 \text{ kg-m} = 765.34 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{2759.26}{6441.1} = 0.43 > 0.02$$

$$e_y = \frac{765.34}{6441.1} = 0.12 > 0.02$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$\begin{aligned} P_u &= 6441.1 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 2759.26 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 765.34 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.43 \text{ m} \\ e_y &= 0.12 \text{ m} \end{aligned}$$

(1) La carga axial resistente P_R aplicada con excentricidades e_x y e_y se determina como:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}}$$

cuando: $P_u/P_R \geq 0.1$

(1) Si $P_u/PR < 0.1$, deberá además verificarse:

$$\frac{M_{ux}}{M_{R_x}} + \frac{M_{uy}}{M_{R_y}} \leq 1.0$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.3.b)

Se emplearán los diagramas de interacción carga-momento para secciones a flexocompresión (R24).

(2) Cantidad mínima de refuerzo: el empleado en columnas de entrepiso superior además la relación de refuerzo longitudinal debe cumplir:

$$0.06 \geq A_s/A_t \geq 20/f_y$$

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.2.2

Para 6 vs. no. 8 tipo R-42: (3 vs. en cada lado corto de columna)

$$A_s = 6 \times 2.85 \text{ cm}^2 = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$p = 17.1 / (35 \times 25) = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$0.06 > 1.95 \times 10^{-2} > 20/4200 = 4.8 \times 10^{-3}$$

∴ La razón de refuerzo está permitida.

Carga axial resistente de columnas (R24):

$$P_{R0} = FR (b h f''c + A_s f_y)$$

$$P_{R0} = 0.8 \times (25 \times 35 \times 170 + 17.1 \times 4200) = 176456 \text{ kg}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 43 / 35 = 1.23$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.95 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.482$$

de los diagramas flexión-carga axial: $K = 0.25$; $R = 0.29$

$$\Rightarrow P_{R_x} = 0.8 \times 0.25 \times 25 \times 35 \times 170 = 29750 \text{ kg} > P_u = 6441.1 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow M_{R_y} = 0.8 \times 0.29 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 12078.5 \text{ kg-m} > M_{uy} = 2759.26 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 12 / 25 = 0.48$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.482$$

de los diagramas de interacción flexión carga axial con acero distribuido en todo el perímetro del estribo (R24):

$$K = 0.53 ; R = 0.25$$

$$\rightarrow P_{Ry} = 0.8 \times 0.53 \times 35 \times 25 \times 170 = 63070 \text{ kg} > P_u = 6441.1 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_{Rx} = 0.8 \times 0.25 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 7437.5 \text{ kg-m} > M_{ux} = 765.34 \text{ kg-m}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{29750} + \frac{1}{63070} - \frac{1}{176456.0}} = 22830.2 \text{ kg} > P_u = 6441.1 \text{ kg}$$

$$P_u/P_R = 6441.1 / 22830.2 = 0.28 > 0.1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columnas 2B' y 2E' para combinación 1.4 (c.m + c.v.).

Columna 2G':

$$P_u = 1.4 \times 4474.5 = 6264.3 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

mismo caso que columnas 2B' y 2E'

$$H' = 161.2 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.10 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1922.3 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1934.9 \text{ kg-m}$$

$$15.96 < 34 - 12 \frac{1922.3}{1934.9} = 22.08$$

→ No se aplica factor de amplificación en dirección x

$$M_{uy} = 1.4 \times 1934.9 = 2708.86 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

mismo caso que columnas 2B' y 2E'

$$H' = 494 \text{ cm}$$

Momento torsionante debido a carga muerta en trabe:

$$(1229.33/2562.67) \times 1120.8 \text{ kg-m} = 537.66 \text{ kg-m}$$

kg-m Momento máximo dirección y, por carga muerta. 12.6 col + 537.66 trabe = 550.26

Momento máximo total en dirección y en columna: 1133.4 kg-m

$$u = 550.26 / 1133.4 = 0.49$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.49} = 1547533341 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1547533341}{494^2} = 50069.8 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (1120.8/1133.4) = 1.00$$

$$F_{ab} = \frac{1.00}{1 - \frac{6264.3}{50069.8}} = 1.14$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 1133.4 = 1586.76$$

$$\rightarrow M_{cx} = 1.12 \times 1586.76 \text{ kg-m} = 1777.17 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{2708.86}{6264.3} = 0.43 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{1777.17}{6264.3} = 0.28 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 6264.3 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 2708.86 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 1777.17 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 0.43 \text{ m}$$

$$e_y = 0.28 \text{ m}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 43 / 35 = 1.23$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.95 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.482$$

de los diagramas de flexión-carga axial: $K = 0.25$; $R = 0.29$

$$\rightarrow P_{Rx} = 0.8 \times 0.25 \times 25 \times 35 \times 170 = 29750 \text{ kg} > P_u = 6264.3 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_{Ry} = 0.8 \times 0.29 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 12078.5 \text{ kg-m} > M_{uy} = 2708.86 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 28 / 25 = 1.12$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.95 \cdot 10^{-2}$$

$$q = 0.482$$

de los mismos diagramas (con acero distribuido en todo el perímetro del estribo):

$$K = 0.25 ; R = 0.25$$

$$\rightarrow P_{Py} = 0.8 \cdot 0.25 \cdot 35 \cdot 25 \cdot 170 = 29750 \text{ kg} > P_u = 6264.3 \text{ kg}$$

$$\rightarrow M_{Rx} = 0.8 \cdot 0.25 \cdot 35 \cdot 25^2 \cdot 170 = 7437.5 \text{ kg-m} > M_{ux} = 1777.17 \text{ kg-m}$$

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{29750} + \frac{1}{29750} - \frac{1}{176456.0}} = 16244.4 \text{ kg} > P_u = 6264.3 \text{ kg}$$

$$P_u/P_r = 6264.3 / 16244.4 = 0.39 > 0.1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2C' para combinación 1.4 (c.m. + c.v.).

Bajada de Cargas combinación 1.1 (c.m. + c.v. + sismo)

C. muerta trabe perim c/voladizo: 963.33 kg/m
 (1) C. viva inst. losa de entrepiso: $900 \text{ kg/m}^2 \times 4 \text{ m}^2 / 3 \text{ m} = 1200 \text{ kg/m}$
 (1) C. viva inst. voladizo: $150 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$
 C. total trabe perim. c/volaizo: $963.33 + 1200 + 150 = 2313.3 \text{ kg/m}$
 Cortante extremo de trabe: $2313.3 \cdot 3 / 2 = 3470 \text{ kg}$

C. muerta trabe perim. s/voladizo: 1229.33 kg/m
 C. total trabe perim. s/voladizo: $1229.33 + 1200 = 2429.3 \text{ kg/m}$
 Cortante extremo de trabe: $2429.3 \cdot 3 / 2 = 3644 \text{ kg}$
 (1) RCDF-87, tit.60.,cap. V, Tabla de cargas vivas unitarias

CARGA:	FUERZA NORMAL [kg]
T. PERIM. S/VOLAD	3644.0
T. PERIM. C/VOLAD	3470.0
PESO COLUMNA	630.0

Nota: Las cargas de las trabes perimetrales, contienen la cargas instantáneas correspondientes de losa de entrepiso, y voladizo o muro.

Carga axial sísmica directa P_{sis} para Columnas 2B', 2E' y 2G':

$Acol/Acol ancho = (11.1 \cdot 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 = 0.425$

2B': $0.425 \times 250.5 \text{ kg} = 106.5 \text{ kg}$

2E': $0.425 \times 471.5 \text{ kg} = 200.4 \text{ kg}$

2G': $0.425 \times 0 \text{ kg} = 0 \text{ kg}$

Carga axial (M_{sis}/d') debida a momentos de volteo:

2B': $7481.81 \text{ kg-m} / 3 \text{ m} = 2493.9$

2E': $7711.75 \text{ kg-m} / 3 \text{ m} = 2570.6$

2G': $2251.81 \text{ kg-m} / 3 \text{ m} = 750.6$

COLUMNA	Pvert [kg]	$M_{sis}/d' \times [kg]$	$P_{sis} \times [kg]$	Ptot [kg]	Pu [kg]
2B'	4100.0	2493.9	106.5	6700.4	7370.4
2E'	4100.0	2570.6	200.4	6871.0	7558.1
2G'	4274.0	750.6	0.0	5024.6	5527.1

Trabe perimetral c/voladizo:

Momento flexionante de empotramiento: $2313.3 \times 3^2 / 12 = 1735.0$

Momento torsionante en empotramiento: $(2313.3/2646.67) \times 475.5 \text{ kg-m} = 415.6 \text{ kg-m}$

Trabe perimetral s/voladizo:

Mmto. flexionante de empotramiento: $2429.3 \times 3^2 / 12 = 1822.0$

Mmto. torsionante en empotramiento: $(2429.3/2562.7) \times 1120.8 \text{ kg-m} = 1062.5 \text{ kg-m}$

CARGA:	MOMENTO Y [Kg-m]	MOMENTO X [Kg-m]
T. PERIM. S/VOLAD	1822.0	1062.5
T. PERIM. C/VOLAD	1735.0	415.6
PESO COLUMNA	12.6	12.6

Momentos totales en extremos de columnas:

COLUMNA:	MOMENTO Y [Kg-m]	MOMENTO X [Kg-m]
2B' ext.sup.	1735.0	415.6
2B' ext.inf.	1747.6	428.2
2E' ext.sup.	1735.0	415.6
2E' ext.inf.	1747.6	428.2
2G' ext.sup.	1822.0	1062.5
2G' ext.inf.	1834.6	1075.1

Debido a que no se tiene una columna con todos los elementos mecánicos máximos, se revisarán por separado las columnas 2B' y 2E' de la 2G'.

Columnas 2B' y 2E':

$$P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

Se consideran restringidas lateralmente debido a la unión con muros.

$$H' = 161.2 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1735.0 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1747.6 \text{ kg-m}$$

$$\frac{161.2}{10.1} = 15.96 < 34 - 12 \times \frac{1735.0}{1747.6} = 22.09$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez en dirección x

$$\Rightarrow M_{uy} = 1.1 \times 1747.6 = 1922.4 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

No se consideran restringidas lateralmente por la falta de muros.

Condición para despreciar los efectos de esbeltez debidos a deformaciones causadas por cargas verticales en estructuras sujetas a cargas laterales y verticales:

$$H' = 494 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$\frac{494}{7.22} = 68.42 > 22$$

∴ se aplican factores de amplificación F_{ab} a los momentos debidos a cargas verticales

Momento máximo en dirección y debido a carga muerta : 185.67 kg-m

Momento máximo total en dirección y: 1747.6 kg-m

$$u = 185.67 / 428.2 = 0.43$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.43} = 1612464809 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1612464809}{494^2} = 52170.6 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (415.6/428.2) = 0.99$$

$$F_{ab} = \frac{0.99}{1 - \frac{7558.1}{52170.6}} = 1.16$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 428.2 = 471.02$$

Como no hay momento flexionante debido a sismo $\Rightarrow M_{2a} = 0$ y $M_c = F_{ab} M_{2b}$

$$\Rightarrow M_{cx} = 1.16 \times 471.02 \text{ kg-m} = 546.38 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{1922.40}{7558.1} = 0.25 > 0.02$$

$$e_y = \frac{546.38}{7558.1} = 0.07 > 0.02$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 1922.40 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 546.38 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 0.25 \text{ m}$$

$$e_y = 0.07 \text{ m}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 25 / 35 = 0.71$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 1.95 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.482$$

de los diagramas flexión-carga axial: $K = 0.45$; $R = 0.31$

$$\Rightarrow PR_x = 0.8 \times 0.45 \times 25 \times 35 \times 170 = 53550 \text{ kg} > P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_y = 0.8 \times 0.31 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 12911.5 \text{ kg-m} > M_{uy} = 1922.4 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 7 / 25 = 0.28$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.482$$

de los diagramas flexión-carga axial con acero distribuido en todo el perímetro del estribo:

$$K = 0.75$$
 ; $R = 0.22$

$$\Rightarrow PR_y = 0.8 \times 0.75 \times 35 \times 25 \times 170 = 89250 \text{ kg} > P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.22 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 6545.0 \text{ kg-m} > M_{ux} = 546.38 \text{ kg-m}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{53550} + \frac{1}{89250} - \frac{1}{176456.0}} = 41302.7 \text{ kg} > P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

$$P_u/P_R = 7558.1 / 41302.7 = 0.18 > 0.1$$

→ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columnas 2B' y 2E' para combinación 1.1 (c.m + c.v. + sismo).

Columna 2G':

$$P_u = 5527.1 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

Se considera restringida lateralmente debido a la unión con muros.

$$H' = 161.2 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1822.0 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1834.6 \text{ kg-m}$$

$$\frac{161.2}{10.1} = 15.96 < 34 - 12 \times \frac{1822.0}{1834.6} = 22.08$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez en dirección x

$$\Rightarrow M_{uy} = 1.1 \times 1834.6 = 2018.1 \text{ kg-m}$$

Dirección y:

No se consideran restringidas lateralmente por la falta de muros.

Condición para despreciar los efectos de esbeltez debidos a deformaciones causadas por cargas verticales en estructuras sujetas a cargas laterales y verticales:

$$H' = 494 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$\frac{494}{7.22} = 68.42 > 22$$

∴ se aplican factores de amplificación F_{ab} a los momentos debidos a cargas verticales

Momento máximo en dir. y debido a carga muerta : 550.26 kg-m

Momento máximo total en dir. y: 1075.1 kg-m

$$u = 550.26 / 1075.1 = 0.51$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.51} = 1527036210 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1527036210}{494^2} = 49406.6 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (1062.5/1075.1) = 0.99$$

$$F_{ab} = \frac{0.99}{1 - \frac{5527.1}{49406.6}} = 1.11$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 1075.1 = 1182.61$$

Como no hay momento flexionante debido a sismo $\Rightarrow M_{2a} = 0$ y $M_c = F_{ab} M_{2b}$

$$\Rightarrow M_{cx} = 1.11 \times 1182.61 \text{ kg-m} = 1312.70 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{2018.10}{5527.1} = 0.37 > 0.02$$

$$e_y = \frac{1312.70}{5527.1} = 0.24 > 0.02$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$\begin{aligned} P_u &= 5527.1 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 2018.10 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 1312.70 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.37 \text{ m} \\ e_y &= 0.24 \text{ m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección x:

$$\begin{aligned} e_x/h &= 37 / 35 = 1.06 \\ d/h &= 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9 \\ p &= 1.95 \times 10^{-2} \\ q &= 1.95 \times 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.482 \end{aligned}$$

de los diagramas flexión-carga axial: $K = 0.30$; $R = 0.30$

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_{Rx} &= 0.8 \times 0.30 \times 25 \times 35 \times 170 = 35700 \text{ kg} > P_u = 5527.1 \text{ kg} \\ \Rightarrow M_{Ry} &= 0.8 \times 0.30 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 12495.0 \text{ kg-m} > M_{uy} = 2018.1 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 24 / 25 = 0.96$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.95 \times 10^{-2}$$

$$q = 0.482$$

de los diagramas de interacción flexión-carga axial con acero distribuido en todo el perímetro del estribo:

$$K = 0.27 ; R = 0.25$$

$$\Rightarrow PR_y = 0.8 \times 0.27 \times 35 \times 25 \times 170 = 32130 \text{ kg} > P_u = 5527.1 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.25 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 7437.5 \text{ kg-m} > M_{ux} = 1312.7 \text{ kg-m}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{35700} + \frac{1}{32130} - \frac{1}{176456.0}} = 18702.9 \text{ kg} > P_u = 5527.1 \text{ kg}$$

$$P_u/PR = 5527.1 / 18702.9 = 0.30 > 0.1$$

⇒ Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2G' para combinación 1.1 (c.m. + c.v. + sismo).

Revisión de cortantes sísmicos:

Dirección X: (única dirección sismo)

$$A_{col} / A_{col \text{ ancha}} = (11.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 = 0.425$$

$$2B': 0.425 \times 8206 = 3488 \text{ kg}$$

$$2E': 0.425 \times 8830 = 3753 \text{ kg}$$

$$2G': 0.425 \times 3489 = 1483 \text{ kg}$$

COLUMNA	V _{sism} [kg]	V _u [kg]
2B'	3488	3837
2E'	3753	4128
2G'	1483	1631

$$\Rightarrow V_u = 4128 \text{ kg}$$

Resistencia a fuerza cortante :

$$(1) \text{ Si: } P_u < 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$$

$$\Rightarrow V_{CR} = [1 + 0.007 (P_u/A_g)] V_{CR}'$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).III

$$P_u = 7558.1 \text{ kg} < 0.7 \times 200 \times 25 \times 35 + 2000 \times 17.1 = 156700 \text{ kg}$$

$$(1) \text{ como } p = 1.95 \times 10^{-2} > 0.01 \rightarrow V_{cr}' = 0.5 F_r b d \sqrt{f_r' c}$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).1

$$V_{cr}' = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 35 \times \sqrt{200} = 4949.7 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = [1 + 0.007 \times (7558.1 / 875)] \times 4949.7 = 5249.0 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5249.0 \text{ kg} > V_u = 4128 \text{ kg}$$

∴ Las columnas resisten los cortantes sísmicos

4.1.10.b) Diseño Columnas tipo C2 planta baja: 2E, 2G y 2K:

Columnas 2E y 2G:

Combinación 1.4 (c.m. + c.v.):

$$P_u = 1.4 \times 4601.0 = 6441.4 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección X:

(mismo caso que columnas 2B' y 2E')

$$M_{uy} = 2759.26 \text{ kg-m}$$

Dirección Y:

Se considera restringida lateralmente debido a la presencia de muros.

Cálculo de la relación de esbeltez (H'/r_x)

Índices de rotación de nudos de columna:

trabe perimetral de losa entrepiso ($b \times h$): $25 \times 35 \text{ cm}$

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89322.9 \text{ cm}^4$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{trab}} = 223.3$$

Columna p.a. ($b \times h$): $35 \times 25 \text{ cm}$

$$I = 35 \times 25^3 / 12 = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$L \text{ (promedio)} = 275 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col.sup.}} = 165.7$$

Columna p.b. ($b \times h$): $35 \times 25 \text{ cm}$

$$I = 35 \times 25^3 / 12 = 45572.9 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col.inf.}} = 151.9$$

$$\psi_{sup.} = \frac{151.9 + 165.7}{223.3} = 1.42 \quad ; \quad \psi_{inf} = 0 \text{ (empotramiento por cruce de cimientos)}$$

Del nomograma para columnas con extremos restringidos lateralmente (ψ):

$$k = 0.64$$

$$\rightarrow H' = 0.64 \times 260 \text{ cm} = 166.4 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 475.5 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 488.1 \text{ kg-m}$$

$$\frac{166.4}{7.22} = 23.05 > 34 - 12 \times \frac{475.5}{488.1} = 22.31$$

→ Se amplifican momentos en dirección y:

$$M_{ex} = F_{2b} M_{2b} \text{ (mismo que para cols. 2B' y 2E')}$$

$$\rightarrow M_{ex} = 765.34 \text{ kg-m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son los mismos que para las columnas 2B' y 2E', por lo que las dimensiones y el armado de columna revisado resisten también la combinación 1.4 (c.m. + c.v.) para cols. 2E y 2G.

Columna 2K:

Combinación 1.4 (c.m. + c.v.):

$$P_u = 1.4 \times 4474.5 = 6264.3 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección x:

No se considera restringida lateralmente debido a la falta de muro en esta dirección.

Cálculo de la relación de esbeltez:

Índices de rotación de nudos extremos de columna:

Trabe perimetral p.b. (b×h) = 25 × 40 cm

$$I = 25 \times 40^3 / 12 = 133333.3 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{trabe inf} = 133333.3/300 = 444.4$$

Columna p.a. (b×h): 25 × 35 cm

$$I = 25 \times 35^3 / 12 = 89323 \text{ cm}^4$$

$$L \text{ (promedio)} = 275 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{col.sup.} = 89323/275 = 324.8$$

Columna p.b. (b×h): 25 × 35 cm

$$I = 89323 \text{ cm}^4$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$(I/L)_{\text{col. inf.}} = 89323/300 = 297.7$$

$$\psi_{\text{sup}} = \frac{324.8 + 297.7}{444.4} = 1.40 \quad ; \quad \psi_{\text{inf}} = 0 \text{ (empotramiento)}$$

del diagrama para extremos no restringidos lateralmente: $k = 0.64$

$$\Rightarrow H' = 0.64 \times 260 = 166.4$$

$$r_y = 10.10 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1922.3 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1934.9 \text{ kg-m}$$

se cumple:

$$\frac{166.4}{10.1} = 16.48 < 22$$

y además

$$16.48 < 34 - 12 \times \frac{1922.3}{1934.9} = 22.08$$

∴ se desprecian los efectos de esbeltez en esta dirección.

$$\Rightarrow M_{uy} = 1.4 \times 1934.9 = 2708.86 \text{ kg-m}$$

Dirección Y:

Se considera restringida lateralmente debido a la unión con muro.

Mismo caso que columnas 2E y 2G.

$$H' = 166.4 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1120.8 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1133.4 \text{ kg-m}$$

$$\frac{166.4}{7.22} = 23.04 < 34 - 12 \times \frac{1120.8}{1133.4} = 22.13$$

∴ Se aplican factores de amplificación a los momentos M_x

$$u = 0.49 \text{ (misma que columna 2G')}$$

$$EI = 1547533341 \text{ kg-cm}^2 \text{ (col. 2G')}$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1547533341}{166.4^2} = 441289.0 \text{ kg}$$

$$C_m = 1.00 \text{ (col 2G')}$$

$$F_{ab} = \frac{1.00}{1 - \frac{6264.3}{441289.0}} = 1.01$$

$$M_{2b} = 1.4 \times 1133.4 = 1586.76 \text{ kg-m}$$

$$\rightarrow M_{cx} = 1.01 \times 1586.76 = 1602.6 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{2708.86}{6264.3} = 0.43 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{1602.60}{6264.3} = 0.26 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$\begin{aligned} P_u &= 6264.3 \text{ kg} \\ M_{uy} &= 2708.86 \text{ kg-m} \\ M_{ux} &= 1602.60 \text{ kg-m} \\ e_x &= 0.43 \text{ m} \\ e_y &= 0.26 \text{ m} \end{aligned}$$

Como estos valores son los mismos que para el diseño de la columna 2G', excepto el valor de M_{ux} que en este caso es ligeramente menor, se deduce que las dimensiones y armado resisten la combinación 1.4 (c.m. + c.v.) para la col. 2K.

Bajada de Cargas combinación 1.1 (c.m. + c.v. + sismo)

CARGA:	FUERZA NORMAL (kg)
T. PERIM. S/VOLAD	3644.0
T. PERIM. C/VOLAD	3470.0
PESO COLUMNA	630.0

Las cargas de las trabes perimetrales, contienen la cargas instantáneas correspondientes de losa de entrepiso, y voladizo o muro. Debido a que las acciones sísmicas en cada dirección no se consideran simultáneamente, se toma solo el caso más desfavorable: sismo en dirección x (ya incluye el 30% del efecto en la dirección ortogonal debida a la torsión de entrepiso).

Carga axial sísmica directa P_{s1x} para columnas 2E 2G y 2K:

$$A_{col} / A_{col \text{ ancha}} = (11.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 = 0.425$$

$$2E: 0.425 \times 471.5 \text{ kg} = 200.4 \text{ kg}$$

$$2G: 0.425 \times 0 \text{ kg} = 0 \text{ kg}$$

$$2K: 221.1 \text{ kg}$$

Carga axial (M_{slu}/d') debida a momentos de volteo:

2E: $7711.75 / 3.00 = 2570.58 \text{ kg}$

2G: $2251.81 / 3.00 = 750.60 \text{ kg}$

Cargas axiales totales:

COLUMNA	Pvert [kg]	$M_{slu}/d' \times$ [kg]	$P_{slu} \times$ [kg]	Ptot [kg]	P_u [kg]
2E	4100.0	2570.6	200.4	6871.0	7558.1
2G	4100.0	750.6	0.0	4850.6	5335.7
2K	4274.0	-	221.0	4495.0	4944.5

Momentos flexionantes en columnas por cargas verticales:

CARGA:	MOMENTO Y [Kg-m]	MOMENTO X [Kg-m]
T. PERIM. S/VOLAD	1822.0	1062.5
T. PERIM. C/VOLAD	1735.0	415.6
PESO COLUMNA	12.6	12.6

Momento flexionante $M_{y_{slu}}$: Para columna 2K (columna aislada)

extremo superior: -3284.73 kg-m

extremo inferior: $+3006.61 \text{ kg-m}$

Momentos totales en extremos de columnas:

COLUMNA:	MOMENTO Y [Kg-m]	MOMENTO X [Kg-m]
2E ext.sup.	1735.0	415.6
2E ext.inf.	1747.6	428.2
2G ext.sup.	1735.0	415.6
2G ext.inf.	1747.6	428.2
2K ext.sup.*	-1462.7	1062.5
2K ext.inf.*	4841.2	1075.1

(*) Caso más desfavorable para columna 2K (máximo valor absoluto de M_y en extremo inferior).

Debido a que no se tiene una columna con todos los elementos mecánicos máximos, se revisarán por separado las columnas 2E y 2G de la 2K.

Columnas 2E y 2G

$P_u = 7558.1 \text{ kg}$

Efectos de esbeltez:

Dirección X:

Se consideran restringidas lateralmente por la unión con muros.

$$H' = 161.2 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1735.0 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1747.6 \text{ kg-m}$$

$$\frac{161.2}{10.1} = 15.96 < 34 - 12 \times \frac{1735.0}{1747.6} = 22.09$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez en la direcc. x

$$M_{uy} = 1.1 \times 1747.6 = 1922.36 \text{ kg-m}$$

Dirección Y:

Se consideran restringidas lateralmente por la unión con muros.

$$H' = 166.4 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 415.6 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 428.2 \text{ kg-m}$$

$$\frac{166.4}{7.22} = 23.05 > 34 - 12 \times \frac{415.6}{428.2} = 22.35$$

∴ Se aplican factores de amplificación a los momentos M_x

Momento máximo en direcc. y debido a carga muerta: 185.67 kg-m

Momento máximo total en direcc. y: 428.2 kg-m

$$u = 185.67 / 428.2 = 0.43$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.43} = 1612464809 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1612464809}{166.4^2} = 459804.6 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (415.6/428.2) = 0.99$$

$$F_{ab} = \frac{0.99}{1 - \frac{7558.1}{459804.6}} = 1.01$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 428.2 = 471.02 \text{ kg-m}$$

Como no hay momento flexionante debido a sismo ⇒ $M_{2s} = 0$ y $M_c = F_{ab} M_{2b}$

$$\Rightarrow M_{cx} = 1.01 \times 471.02 = 475.73 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{1922.36}{7558.1} = 0.25 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{475.73}{7558.1} = 0.06 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 7558.1 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 1922.36 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 475.73 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 0.25 \text{ m}$$

$$e_y = 0.06 \text{ m}$$

Como los valores son iguales a los del diseño de las cols. 2B' y 2E' excepto el valor M_{ux} que aquí es ligeramente menor, se deduce que las dimensiones y armado de columna resisten la combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo) para las cols. 2E y 2G.

Columna 2K:

$$P_u = 4944.5 \text{ kg}$$

Efectos de esbeltez:

Dirección X:

No se considera restringida lateralmente por falta de muros en esta dirección.

(1) Criterio para despreciar efectos de esbeltez debidos a deformaciones por cargas verticales en columna sujeta a cargas verticales y laterales:

(1) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

$$H' = 166.4 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1822.0 \text{ kg-m (mismo columna 2G')}$$

$$M_2 = 1834.6 \text{ kg-m (mismo columna 2G')}$$

se cumple:

$$\frac{166.4}{10.1} = 16.48 < 34 - 12 \times \frac{1822.0}{1834.6} = 22.08$$

y también

$$16.48 < 22$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez por carga vertical en direcc. X.

(i) Criterio para despreciar efectos de esbeltez debidos a deformaciones causadas por cargas laterales en columna sujeta a carga vertical y lateral:

(i) N.T.C. Concreto secc. 1.3.2.b)

$$\Delta_{ent} = 1.355 \times 10^{-2} \times 0.99 (Q') = 0.0134 \text{ cm}$$

$$h_{ent} = 300 \text{ cm}$$

$$V_{ent} = 26568 \text{ kg}$$

$$\sum F_c (c.m. + c.v.)_{ent} = 1.1 \times 190596 \text{ kg} = 209655.6 \text{ kg}$$

$$\frac{0.0134}{300} = 4.467 \times 10^{-5} \leq 0.08 \times \frac{26568}{209655.6} = 0.01014$$

∴ Se desprecia el efecto de esbeltez por carga lateral en direcc. X.

$$\rightarrow M_{uy} = 1.1 \times 4841.2 = 5325.32 \text{ kg-m}$$

Dirección Y:

Se considera restringida lateralmente por la unión con muro en esta dirección.

$$H' = 166.4 \text{ cm}$$

$$r_x = 7.22 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1062.5 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1075.1 \text{ kg-m}$$

$$\frac{166.4}{7.22} = 23.04 > 34 - 12 \times \frac{1062.5}{1075.1} = 22.14 > 22$$

∴ Se aplican factores de amplificación a los momentos M_x

Momento máximo en dirección y debido a carga muerta: 550.26 kg-m (mismo col 2G')

Momento máximo total en dirección y: 1075.1 kg-m

$$u = 550.26 / 1075.1 = 0.51$$

$$EI = 0.4 \times \frac{126491 \times 45572.9}{1 + 0.51} = 1527036210 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.8 \times \pi^2 \times 1527036210}{166.4^2} = 435444.1 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (1062.5/1075.1) = 0.99$$

$$F_{ab} = \frac{0.99}{1 - \frac{4944.5}{435444.1}} = 1.00$$

$$M_{2b} = 1.1 \times 1075.1 = 1182.61$$

Como no hay momento flexionante debido a sismo $\Rightarrow M2s = 0$ y $Mc = F_{ab} M2b$

$$\Rightarrow M_{cx} = 1.00 \times 1182.61 \text{ kg-m} = 1182.61 \text{ kg-m}$$

$$e_x = \frac{5325.32}{4944.5} = 1.08 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{1182.61}{4944.5} = 0.24 \text{ m} > 0.02 \text{ m}$$

Los elementos mecánicos finales de diseño son:

$$P_u = 4944.5 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 5325.32 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} = 1182.61 \text{ kg-m}$$

$$e_x = 1.08 \text{ m}$$

$$e_y = 0.24 \text{ m}$$

Flexión en dirección x:

$$e_x/h = 108 / 35 = 3.09$$

$$d/h = 32 / 35 = 0.91 \approx 0.9$$

$$p = 1.95 \cdot 10^{-2}$$

$$q = 1.95 \cdot 10^{-2} \times 4200 / 170 = 0.482$$

de los diagramas de interacción flexión-carga axial: $K = 0.08$; $R = 0.24$

$$\Rightarrow PR_x = 0.8 \times 0.08 \times 25 \times 35 \times 170 = 9520 \text{ kg} > P_u = 4944.5 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_y = 0.8 \times 0.24 \times 25 \times 35^2 \times 170 = 9996.0 \text{ kg-m} > M_{uy} = 5325.32 \text{ kg-m}$$

Flexión en dirección y:

$$e_y/h = 24 / 25 = 0.96$$

$$d/h = 22.5 / 25 = 0.9$$

$$p = 1.95 \cdot 10^{-2}$$

$$q = 0.482$$

de los mismos diagramas (con A_s en el perímetro del estribo):

$$K = 0.27$$
 ; $R = 0.25$

$$\Rightarrow PR_y = 0.8 \times 0.27 \times 35 \times 25 \times 170 = 32130 \text{ kg} > P_u = 4944.5 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow MR_x = 0.8 \times 0.25 \times 35 \times 25^2 \times 170 = 7437.5 \text{ kg-m} > M_{ux} = 1182.61 \text{ kg-m}$$

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{9520} + \frac{1}{32130} - \frac{1}{176456.0}} = 7662.9 \text{ kg} > P_u = 4944.5 \text{ kg}$$

$$P_u/PR = 4944.5 / 7662.9 = 0.65 > 0.1$$

\Rightarrow Se aceptan las dimensiones y armado longitudinal para columna 2K para combinación I.1 (c.m + c.v. + sismo).

Revisión Cortantes sísmicos:

Dirección X:

Cols. 2E y 2G: $Acol / Acol\ ancha = (1.1 \times 875) \text{ cm}^2 / 22870 \text{ cm}^2 = 0.425$

2E: $0.425 \times 8830 = 3753 \text{ kg}$

2G: $0.425 \times 3489 = 1483 \text{ kg}$

Columna 2K: 2097 kg

COLUMNA	V _{s1s} [kg]	V _u [kg]
2E	3753	4128
2G	1483	1631
2K	2097	2307

Dirección Y:

Cols. 2E, 2G y 2K: $Acol / Acol\ ancha = 875 \text{ cm}^2 / 6040 \text{ cm}^2 = 0.145$

2E: $0.145 \times 8526 = 1236 \text{ kg}$

2G: $0.145 \times 8526 = 1236 \text{ kg}$

2K: $0.145 \times 10330 = 1498 \text{ kg}$

COLUMNA	V _{s1s} [kg]	V _u [kg]
2E	1236	1360
2G	1236	1360
2K	1498	1648

De ambas direcciones (no simultáneas) $V_u = 4128 \text{ kg}$

Resistencia a fuerza cortante :

(1) Si: $P_u < 0.7 f^*c A_g + 2000 A_s$

$$\Rightarrow V_{CR} = [1 + 0.007 (P_u/A_g)] V_{CR}'$$

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).III

$$P_u = 7558.1 \text{ kg} < 0.7 \times 200 \times 25 \times 35 + 2000 \times 17.1 = 156700 \text{ kg}$$

(2) como $p = 1.95 \times 10^{-2} > 0.01 \Rightarrow V_{CR}' = 0.5 FR b d \sqrt{f^*c}$

(2) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.a).I

$$V_{CR}' = 0.5 \times 0.8 \times 25 \times 35 \times \sqrt{200} = 4949.7 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = [1 + 0.007 \times (7558.1 / 875)] \times 4949.7 = 5249.0 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 5249.0 \text{ kg} > V_u = 4128 \text{ kg}$$

∴ Las columnas resisten los cortantes sísmicos

Refuerzo transversal:

$$(1) \text{ separación estribos: } s \leq \begin{cases} (850 / \sqrt{f_{yv}}) d_b \\ 48 d_{be} \\ b/2 \end{cases}$$

donde:

d_{be} = diámetro de la barra del estribo

d_b = diámetro más pequeño de las varillas de armado longitudinal

b = ancho de columna

Para estribos alambroón no. 2

$$\left(850 / \sqrt{f_{yv}} \right) d_b = \left(850 / \sqrt{4200} \right) \cdot 1.9 = 24.9 \text{ cm}$$

$$48 d_{be} = 48 \times 0.317 = 15.2 \text{ cm}$$

$$b/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

⇒ separación máxima de estribos $s = 12.5 \text{ cm}$

(1) La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la calculada en una longitud L_0 no menor que la mayor de las siguientes: h , $L/6$ o 60 cm , a partir del plano de intersección con traveses, vigas losas etc.

donde:

h = máxima dimensión transversal de columna

L = longitud libre de columna

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.2.3

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$L/6 = 260/6 = 43 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 60 \text{ cm}$$

⇒ 10 estribos @ 6 cm a partir del plano inferior de traveses y del plano superior de piso p.b.

Estribos rectangulares rematados con dobleces a 135° de 8 cm c/u. en alambroón no. 2 $f_{yv} = 2600 \text{ kg/cm}^2$ para soportar 4 vs. no. 6 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en esquinas,

(2) Debido a que las 2 vs. no. 6 restantes están a más de 15 cm de las vs. de esquina, se colocan grasas de alambroón para unir ambas varillas y restringirlas.

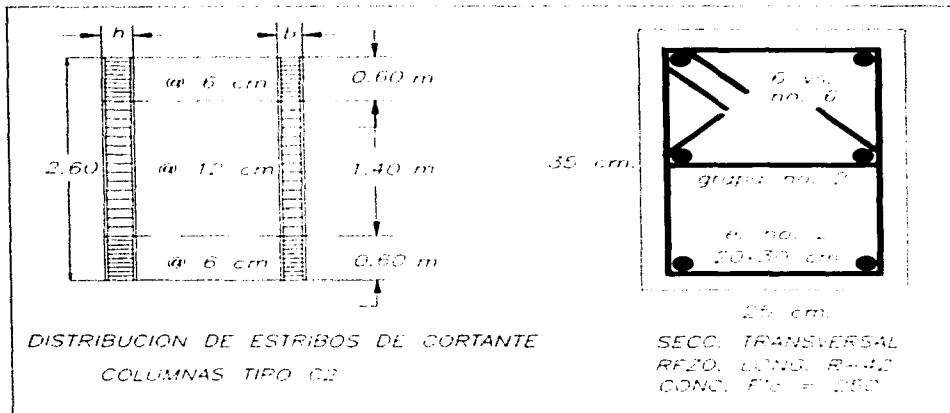
(2) Además deberá verificarse que la fuerza de fluencia de la barra de estribo no sea menor a 0.06 veces la fuerza de fluencia de la barra longitudinal.

(2) N.T.C. Concreto secc. 4.2.3

$$2600 \text{ kg/cm}^2 \times 0.317 \text{ cm}^2 = 824.2 \text{ kg} \geq 0.06 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 2.85 \text{ cm}^2 = 718.2 \text{ kg}$$

⇒ el refuerzo transversal es adecuado.

FIGURA 4.16: ARMADO COLUMNA TIPO C2 PARA PLANTA BAJA



4.1.11) Diseño Cimentación edificio de talleres:

Descripción:

Cimientos de mampostería para recibir descarga de muros y columnas (empotradas 80 cm en cimiento). Debido a la necesidad de elevar el edificio a la altura de andenes, se determinó desplantar la cimentación al nivel de despalme: 0.35 m abajo del nivel del terreno natural (sobre plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor) dándole una altura (distancia de base a corona) de 1.25 m, y ancho de corona de 0.30 m. El peso volumétrico máximo de la mampostería se determinó en 2200 kg/m³.

Mampostería: a base de piedra rosa (tipo Sta. Cecilia) juntada con mortero cemento-arena 1:2.5 (f'c = 100 kg/cm²)

Método de Diseño:

De acuerdo al RCDF-87 (R19) y sus NTC de Mampostería y de Cimentaciones (R16).

4.1.11.a) Investigación del subsuelo:

Tipo de cimentación:

(i) Se clasifica a una cimentación como somera si cumple las sig. condiciones:

- a) Peso unitario medio de estructura: $w \leq 5 \text{ t/m}^2$
- b) Perímetro de construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en zonas I y II
- c) Profundidad de desplante: $D_r \leq 2.5 \text{ m}$

(ii) N.T.C. Cimentaciones secc. 2.2 Tabla 1

a) El peso unitario medio de la estructura, se determina como la suma de carga muerta y carga viva con intensidad media al nivel de desplante de la cimentación, dividida entre el área de cimentación:

EJE	TRAMO	C.TOT.MED.P.A. (*) [kg]	C.MED. P.B. (**) [kg]	C.TOT.MED.P.B. [kg]
1	A-E	6931	14766	21697
1	E-G	6724	14766	21490
1	G-K	6517	14766	21283
2	A-B'	3674	7227	10901
2	E-E'	3569	8187	11756
2	G-G'	-	8187	8187
A	1-2	4284	8244	12528
E	1-2	5088	13044	18132
G	1-2	5088	13044	18132
K	1-2	3868	8244	12112
			$\Sigma =$	156218

(*) Incluye c.v. med. losa azot. = 15 kg/m²

(**) Incluye c.v. med. losa ent. = 800 kg/m² y c.v. med. volad. = 40 kg/m²

RCDF-87 Tit 6o., cap V, Tabla Cargas vivas unitarias

(i) En todo cimiento, deberán colocarse dalas de concreto reforzado, para distribuir uniformemente las descargas de muros sobre la cimentación.

dala: $b = 15 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$ armado mínimo: 4 vs. no. 3 R-42
 peso dala: $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} = 72 \text{ kg/m}$
 Longitud total de dalas: $2 \times 18 \text{ m} + 4 \times 4 \text{ m} = 52 \text{ m}$

Peso total de dalas: $72 \text{ kg/m} \times 52 \text{ m} = 3744 \text{ kg}$

(ii) En cimientos de piedra, la pendiente de las caras inclinadas medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) :1 (horizontal)

(i) N.T.C. Mampostería secc. 6.5

→ base máx cimiento lindero: $H / 1.5 + \text{corona} = 1.25 \text{ m} / 1.5 + 0.3 \text{ m} = 1.13 \text{ m}$
 → base máx cimiento intermedio: $2H / 1.5 + \text{corona} = 2.50 / 1.5 + 0.3 = 1.97 \text{ m}$

Peso máx. cimiento lindero: $2.2 \text{ kg/m}^3 \times (1.13 + 0.30) \times 1.25 / 2 = 1966 \text{ kg/m}$

Peso máx. cimiento intermedio: $2.2 \times (1.97 + 0.30) \times 1.25 / 2 = 3121 \text{ kg/m}$

Peso total de cimentación:

Cimientos linderos: (ejes I, A y K)

$1966 \text{ kg/m} \{[(18 + 8) - (2 \times 1.13)] \text{ m}\} = 46673 \text{ kg}$

Cimientos intermedios: (demás ejes)

$3121 \text{ kg/m} \{[(18 + 8) - (2 \times 1.97 + 4 \times 1.55)] \text{ m}\} = 49499 \text{ kg}$

Carga total media estructura: $156218 + 3744 + 46673 + 49499 = 256134 \text{ kg}$

Área base de cimentación:

Cimientos linderos:

$1.13 \text{ m} \times [(18 + 8) - (2 \times 1.13)] \text{ m} = 26.826 \text{ m}^2$

Cimientos intermedios:

$1.97 \text{ m} \times [(18 + 8) - (2 \times 1.97 + 4 \times 1.55)] \text{ m} = 31.244 \text{ m}^2$

Área base total de cimentación: 58.070 m^2

Peso unitario medio de estructura:

$$w = \frac{256.134 \text{ ton}}{58.07 \text{ m}^2} = 4.411 \text{ ton/m}^2 < 5 \text{ ton/m}^2$$

b) Perímetro: $2 \times (18 \text{ m} + 4 \text{ m}) = 44 \text{ m} < 80 \text{ m}$

c) Profundidad de desplante: $D_r = 0.35 \text{ m} < 2.50 \text{ m}$

∴ Se trata de edificación ligera de poca extensión y excavación somera

(1) De acuerdo a lo anterior, la investigación mínima del subsuelo en zona tipo II será la siguiente:

(1) N.T.C. Cimentaciones secc. 2.2

1.- Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas:

No hubo rellenos ni grietas presentes en el suelo natural del predio.

2.- Se hará un mínimo de 1 exploración (pozo a cielo abierto o sondeo) por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción, para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo (pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante salvo si se encuentra roca sana) y definir la profundidad de desplante.

$P = 44 \text{ m}$; $44/80 = 0.55$ por lo que se realizó un pozo a cielo abierto (hasta una profundidad de 2.00 m, encontrando que el estrato de suelo (0-2.00 m) está formado por arcilla orgánica, de alto peso volumétrico $\gamma_{prom} = 1.78 \text{ ton/m}^3$, y a partir de los 2.00 m, una lente de toba volcánica compacta (tepetate) de un espesor mínimo de 0.20 m

3.- En caso de considerarse en el diseño del cimiento, un incremento neto de presión mayor de 5 ton/m^2 , bajo zapatas o de 2 ton/m^2 a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas. (Estudio de mecánica de suelos)

Determinación de propiedades

(2) La selección de las pruebas necesarias del estudio de mecánica de suelos para la determinación de sus propiedades índice y mecánicas serán de acuerdo a lo siguiente:

(2) N.T.C. Cimentaciones secc. 2.3

Las propiedades índice relevantes de las muestras se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados.

En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos (arcillas y limos) ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad se realizarán pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante el tipo de pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desean evaluar. Cuando se requiera las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, cargas cíclicas y otros factores sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán al menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado.

4.1.1.1.b) Estudio de Mecánica de Suelos:

Para el diseño de casi cualquier cimentación, es indispensable el conocimiento de las propiedades mecánicas (son útiles también las propiedades índice) del suelo que va a soportar la estructura de la edificación. De esta manera el diseño de la cimentación será congruente con las propiedades que resulten del estudio del suelo, obteniendo la denominada *capacidad de carga*, la cual es relación no solo de sus propiedades mecánicas, sino además de otras variables; de tal manera que para evaluar la capacidad de carga de un suelo, se requieran conocer tipo y geometría de cimentación, la profundidad de desplante, descargas a cimentación (elementos mecánicos transmitidos de la cimentación al suelo), y por supuesto las propiedades mecánicas del propio suelo.

Debido a que como resultado de la exploración, el suelo de apoyo es netamente cohesivo (arcilla y/o limo), se procedió a realizar la extracción de una muestra inalterada de un pozo a cielo abierto. La muestra extraída fue de forma cúbica y de aproximadamente 0.30 m de arista, cuya cara superior estaba al nivel de desplante de la cimentación, y tenía un peso aproximado de 50 kg, misma que se trasladó a un laboratorio de mecánica de suelos para a su vez extraer probetas que fueran sometidas a ensayos en cámara triaxial. Cabe indicar que aunque en realidad las condiciones representativas estaban dadas por una prueba tipo L (drenada consolidada) debido a que la construcción completa del edificio se realizaría en dos años permitiendo con ello la consolidación del suelo, las ecuaciones de diseño establecidas en las N.T.C. de Cimentaciones del RCDF-87, demanda el conocimiento del valor de la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial tipo R (UU :no drenada no consolidada), ya que este representa un valor conservador de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

A continuación se presenta el estudio de mecánica de suelos, con muestras ensayadas a prueba triaxial de tipo R (rápida) o UU (no drenada no consolidada), bajo deformación controlada.

FIGURA 4.17: RESULTADOS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
DEPARTAMENTO DE TALLERES Y LABORATORIOS

COMPRESION TRIAXIAL

Deformación controlada

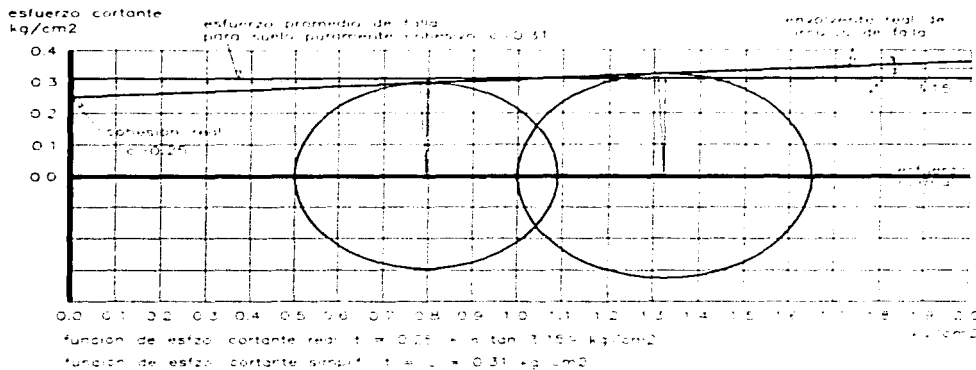
PROCEDECIA QUIMICA ESCORPIO, S.A. C.V.						BORBOBO, P.O. BOX 1000, BORBOBO, Tlaxcala, Tlax.		PROY. 1.ª. Fase, Fase 1 de 1.ª. Etapa, Octubre 1935			
LEC. MICRO.	LEC. AMILLO	CARRA EG	DEF. UNITARIA x 10 ⁻¹	AREA CORRESPONDA	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	LEC. MICRO.	LEC. AMILLO	CARRA EG	DEF. UNITARIA x 10 ⁻¹	AREA CORRESPONDA	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
0.2	0.012	0.42	0.25	11.21	0.04	0.20	0.010	0.35	0.27	10.85	0.03
0.4	0.02	0.7	0.51	11.24	0.050	0.40	0.030	1.04	0.53	10.89	0.09
0.6	0.02	0.7	0.76	11.26	0.065	0.60	0.060	2.09	0.80	10.91	0.19
0.8	0.021	0.73	1.02	11.29	0.080	0.80	0.070	2.44	1.07	10.95	0.22
1.0	0.026	0.90	1.27	11.32	0.090	1.00	0.080	2.79	1.34	10.98	0.25
1.2	0.030	1.04	1.52	11.35	0.120	1.20	0.092	3.21	1.61	11.01	0.29
1.4	0.038	1.32	1.77	11.38	0.160	1.40	0.103	3.59	1.87	11.04	0.32
1.6	0.062	1.81	2.03	11.41	0.220	1.60	0.112	3.90	2.14	11.06	0.35
1.8	0.074	2.67	2.28	11.44	0.300	1.80	0.125	4.36	2.41	11.10	0.39
2.0	0.100	3.48	2.54	11.47	0.360	2.00	0.139	4.84	2.68	11.13	0.43
2.2	0.120	4.18	2.79	11.50	0.390	2.20	0.148	5.16	2.94	11.16	0.46
2.4	0.130	4.53	3.05	11.53	0.420	2.40	0.152	5.30	3.22	11.19	0.47
2.6	0.141	4.91	3.30	11.56	0.440	2.60	0.160	5.67	3.48	11.22	0.50
2.8	0.147	5.12	3.56	11.59	0.460	2.80	0.166	5.78	3.75	11.25	0.51
3.0	0.164	6.37	3.81	11.62	0.480	3.00	0.174	6.06	4.02	11.28	0.54
3.2	0.160	5.57	4.07	11.65	0.500	3.20	0.180	6.27	4.29	11.31	0.55
3.4	0.167	5.82	4.52	11.69	0.530	3.40	0.184	6.41	4.56	11.35	0.56
3.6	0.177	6.17	4.57	11.71	0.550	3.60	0.190	6.62	4.82	11.38	0.58
3.8	0.184	6.41	4.83	11.74	0.560	3.80	0.195	6.79	5.09	11.42	0.59
4.0	0.190	6.62	5.08	11.78	0.570	4.00	0.200	6.97	5.36	11.44	0.60
4.2	0.193	6.72	5.34	11.81	0.570	4.20	0.208	7.25	5.63	11.48	0.63
4.4	0.194	6.76	5.59	11.84	0.570	4.40	0.212	7.38	5.89	11.51	0.64
4.6	0.200	6.96	5.84	11.87	0.590	4.60	0.216	7.53	6.16	11.54	0.65

PROBETA N°1 $\sigma_1 = 0.5$ kg/cm²						PROBETA N°2 $\sigma_1 = 1.0$ kg/cm²					
K ANILLO	_____ gr	d ₁	_____ cm	d ₂	_____ cm	K ANILLO	_____ gr	d ₁	_____ cm	d ₂	_____ cm
Wm	149.36	gr	d ₃	_____ cm	_____ cm	Wm	149.97	gr	d ₃	_____ cm	_____ cm
Wm	116.42	gr	h	_____ cm	_____ cm	Wm	_____ gr	h	_____ cm	_____ cm	_____ cm
Wd+T	_____ gr	h ₁	_____ cm	_____ cm	_____ cm	Wd+T	_____ gr	h ₁	_____ cm	_____ cm	_____ cm
TN*	_____ gr	h ₂	_____ cm	_____ cm	_____ cm	TN*	_____ gr	h ₂	_____ cm	_____ cm	_____ cm
W	29.12	%	v _m	87.99	cm ³	W	28.9	%	v _m	80.79	cm ³
γ _m	1.700	TON/m ³	γ _d	_____	TON/m ³	γ _m	1.860	TON/m ³	γ _d	_____	TON/m ³
S _w	2.610		e	0.95		S _w	2.61		e	0.93	

CONTENIDO NADE DE AGUA (TESTIGO)		OBSERVACIONES	
Wm+T	_____ gr	Arcilla con alto contenido	
Wd+T	_____ gr	de materia orgánica	
W	_____ %		

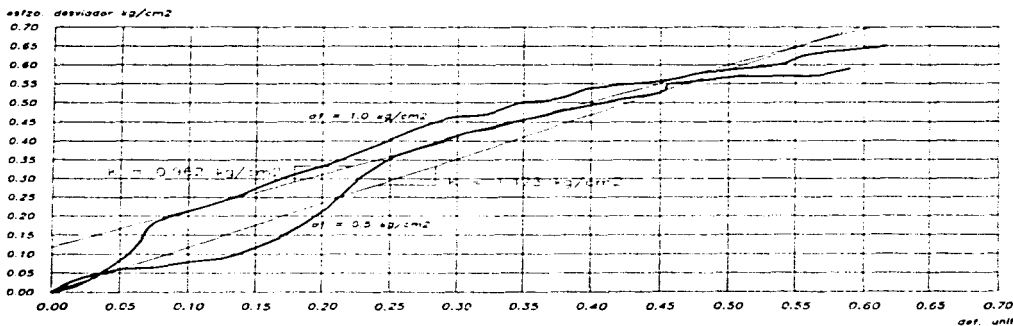
FIGURA 4.18: GRÁFICAS DE RESISTENCIA Y DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNIT. DEL SUELO:

DIAGRAMA DE CIRCULOS DE MOHR PARA FALLA DE SUELO DETERMINADA EN PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA NO CONSOLIDADA (UU) en un suelo saturado de la Planta Química Escorpio-Grupo ESPROD, Ixtitlan Edo. Mex.



Gráfica E. Javier Espino Rodríguez

GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR-DEFORMACION UNITARIA



4.1.11.c) Revisión del estado límite de falla:

(1) Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

donde:

$\sum Q F_c$: suma de acciones verticales [ton] a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas por su respectivo factor de carga.

p_v : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo [ton/m²]

c_u : cohesión aparente [ton/m²] determinada en ensaye triaxial UU

D_r : profundidad de desplante [m]

B : ancho de la cimentación [m]. En el caso de cargas excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

A : área efectiva del cimiento [m²]

L : largo de la cimentación [m]

N_c : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{D_r}{B'} + 0.25 \frac{B'}{L'} \right] \text{ para } \frac{D_r}{B'} < 2 \text{ y } \frac{B'}{L'} < 1$$

en caso de no cumplirse las últimas relaciones, se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.

(1) N.T.C. Cimentaciones secc. 3.3.1

(2) Factores de carga y resistencia:

$F_R = 0.7$ (muros trapezoidales de mampostería)

F_c peso y empuje lateral del suelo = 1.1 (todas las combinaciones)

demás factores de carga establecidos en RCDF-87 tít. 6o., capít. III art.194:

combinación establecida en art. 188 I) (C. Muerta + C. Viva) $F_c = 1.4$

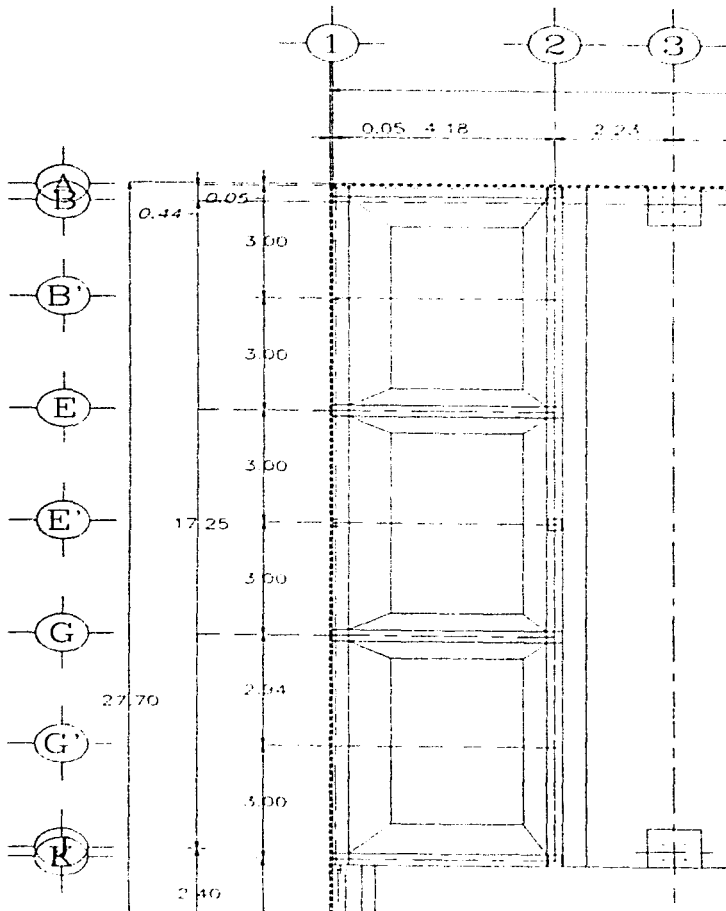
combinación establecida en art. 188 II) (C.M. + C.V. + Sismo) $F_c = 1.1$

además del art. 194 III) si alguna acción es favorable a la resistencia $F_c = 0.9$

(2) N.T.C. Cimentaciones secc. 3.2

Eligiendo para los cimientos linderos (ejes A, K y 1) un ancho de base de 1.10 m (el máximo es de 1.13 m); y para los cimientos intermedios (ejes E, G y 2) un ancho de 1.2 m (el máximo es de 1.97 m), se obtiene el siguiente esquema:

FIGURA 4.19: PLANO DE CIMENTACIÓN PARA EDIFICIO DE TALLERES:



Revisión combinación 1.4 (c.m. + c.v.)

Bajada de Cargas:

Tabla de descargas máximas a cimentación:

EJE	TRAMO	LONG	C. MURO P.B. [KG]	P. DALA [KG]	C.TOT UNIT [KG/M]	C.FACT.
1	A-E	6.00	23977	432	4068.2	5695.5
1	E-G	6.00	23770	432	4033.7	5647.2
1	G-K	6.00	23563	432	3999.2	5598.9
2	A-B'	3.00	12041	216	4085.7	5720.0
2	E-E'	3.00	13826	216	4680.7	6553.0
2	G-G'	3.00	9917	216	3377.7	4728.8
A	1-2	4.00	13668	288	3489.0	4884.6
E	1-2	4.00	20412	288	5175.0	7245.0
G	1-2	4.00	20412	288	5175.0	7245.0
K	1-2	4.00	13252	288	3385.0	4739.0

Capacidad de carga para cimiento lindero:

Consideramos la descarga máxima factorizada a cimentación: eje 1 A-E:

$$5.696 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso cemento: } 2.2 \text{ ton/m}^3 \times (0.30 + 1.10) \text{ m} \times \frac{1.25 \text{ m}}{2} = 1.925 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso factorizado de cemento: } 1.4 \times 1.925 = 2.695 \text{ ton/m}$$

Peso relleno (tepetate peso volumétrico compactado: 1.5 ton/m²)

$$1.5 \text{ ton/m}^3 \times (1.1 - 0.3) \text{ m} \times \frac{1.25 \text{ m}}{2} = 0.750 \text{ ton/m}$$

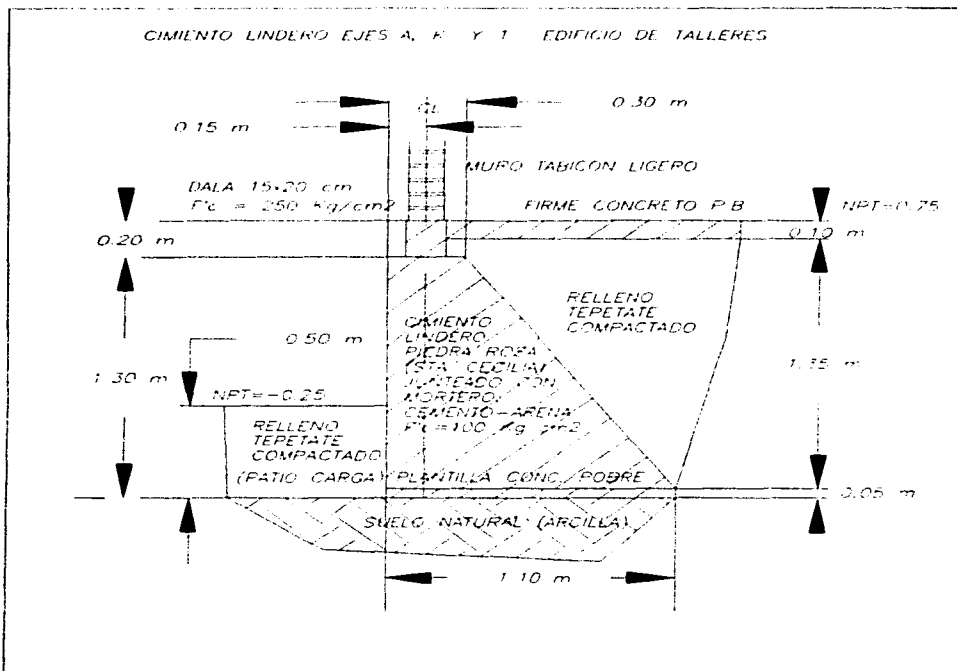
$$\text{Peso factorizado de relleno: } 0.9 \text{ (favorable a estabilidad)} \times 0.750 = 0.675 \text{ ton/m}$$

Peso sobrecarga firme 0.10 m de espesor y c.v. = 0.5 ton/m² sobre relleno de cemento:

$$(2.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.1 \text{ m} + 0.5 \text{ ton/m}^2) \times 0.875 \text{ m} = 0.630 \text{ ton/m}$$

Peso factorizado de sobrecarga: 0.9 (favorable a estabilidad) \times 0.63 = 0.567 ton/m

FIGURA 4.20: CIMIENTO LINDERO TIPO, EDIFICIO DE TALLERES:



Empuje lateral relleno:

De acuerdo al Método semiempírico de Terzaghi para cálculo de empuje contra un muro de retención (R29) (A4):

Tipo de relleno I: suelo granular grueso sin finos

Caso de relleno 3: Superficie de relleno horizontal con sobrecarga uniformemente distribuida.

Carga distribuida: firme 10 cm concreto además la carga viva máxima de 0.5 ton/m²

$$q_{int} = 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.1 \text{ m} + 0.5 \text{ ton/m}^2 = 0.72 \text{ ton/m}^2$$

Empujes localizados en el plano vertical que pasa por el extremo inferior del muro en el lado de relleno (vértice agudo):

$$\text{Empuje horizontal: } E_h = \frac{1}{2} K_h H^2 + C q$$

de las gráficas para obtener los coeficientes de este método (R29):

$$K_h = 0.450 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

$$C = 0.27$$

$$\text{relleno int. } E_{h1} = \frac{1}{2} \times 0.450 \times 1.25^2 + 0.27 \times 0.72 = 0.546 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{relleno ext. } E_{h2} = \frac{1}{2} \times 0.450 \times 0.45^2 = 0.046 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Empuje factorizado } E_{h1}: 1.1 \times 0.546 \times 1.0 = 0.601 \text{ ton/m}$$

brazo de palanca de E_{h1} a partir del vértice recto inferior del cimiento

$$0.05 + H/3 = 0.05 + 1.25 / 3 = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Empuje factorizado } E_{h2} \text{ (favorable a estabilidad): } 0.9 \times 0.046 \times 1.0 = 0.041 \text{ ton/m}$$

brazo de palanca de E_{h2} a partir del vértice recto inferior del cimiento

$$0.05 + 0.45 / 3 = 0.20 \text{ m}$$

Peso de plantilla concreto pobre de 5 cm de espesor:

$$2.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.05 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} = 0.121 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso factorizado de plantilla: } 1.4 \times 0.121 = 0.169 \text{ ton/m}$$

$$\Rightarrow \sum O F_c = 5.696 + 2.695 + 0.675 + 0.567 + 0.169 = 9.802 \text{ ton (largo unitario)}$$

Cálculo de la excentricidad de la carga total factorizada $\sum Q F_c$:

(1) excentricidad total con que se transmiten las cargas de losas a los muros extremos: (la excentricidad accidental se resta por ser así más desfavorable)

$$e_c = t/2 - b/3$$

(1) N.T.C. Mampostería secc. 4.1.2

$$e_c = 13/2 - 13/3 = 2.17 \text{ cm.}$$

excentricidad de cargas verticales en muro p.b. l A-E, con respecto su eje vertical:

$$\frac{3120 \text{ kg} \times 0.0217 \text{ m} + 11200 \text{ kg} \times 0.0217 \text{ m}}{23977 \text{ kg}} = 0.0130 \text{ m}$$

brazo de palanca del centroide de la secc. transversal del cimiento con respecto a su vértice recto:

$$\frac{1.25 \times 0.3 \times 0.15 + 0.566 \times 1.25 \times 0.8 / 2}{1.25 \times (0.3 + 0.8 / 2)} = 0.388 \text{ m}$$

brazo de palanca del centroide de la secc. de relleno de tepetate a partir del vértice recto del cimiento:

$$1.10 - 0.267 = 0.833 \text{ m}$$

SUBESTRUCTURA	CARGA UNIT.FACT. [ton/m]	BRAZO. PALANCA [m]	MOMENTO.(ton-m/m)
MURO	5.595	0.163	0.9120
DALA	0.101	0.15	0.0152
CIMIENTO	2.695	0.388	1.0457
C.V.RELLENO	0.675	0.833	0.5623
SOBRECARGA	0.567	0.663	0.3759
C.H.RELLENO Int	*0.601	-0.47	-0.2823
C.H.RELLENO ext	*0.041	0.20	0.0084
PLANTILLA	0.169	0.55	0.0930
Σ	9.802		2.7302

brazo de palanca de $\sum Q F_c$ a partir del vértice recto inf. = $\frac{2.7302}{9.802} = 0.28 \text{ m.}$

excentricidad de $\sum Q F_c$ con respecto al centro de la base del cimiento:

$$e = 0.55 \text{ m} - 0.28 \text{ m} = 0.27 \text{ m} \text{ (del centro hacia la cara vertical)}$$

B = 1.10 m.

$$\Rightarrow B' = 1.10 - 2 \times 0.27 = 0.56 \text{ m}$$

$$A = B' \times 1.0 \text{ m} = 0.56 \times 1.0 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$D_r = 0.35 \text{ m (profundidad de desplante en el suelo soportante)}$$

$$L = 4.00 \text{ m}$$

$$D_r/B' = 0.35/0.56 = 0.63 < 2.0$$

$$B'/L = 0.56/6.00 = 0.09 < 1.0$$

$$\rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.63 + 0.25 \times 0.14) = 6.07$$

$$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2 \text{ (del estudio de mecánica de suelos)}$$

Debido a que la carga excéntrica provoca el volteo del cimiento hundiendo el vértice recto y levantando el vértice agudo, la superficie de falla se forma hacia dentro del edificio; por lo que la presión que ejerce el relleno de tepetate ayudará a la resistencia del suelo y se considera dentro del término p_v .

$$p_v = 1.40 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 \text{ (tepetate)} = 2.100 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente:

$$\frac{9.802 \text{ ton}}{0.56 \text{ m}^2} = 17.504 \text{ ton/m}^2 > 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 6.07 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 15.272 \text{ ton/m}^2$$

Sin embargo, considerando el valor de esfuerzo cortante de falla correspondiente a un esfzo. principal mayor de 1.75 kg/cm^2 tenemos:

$$\tau = R \cos \phi$$

$$s = 1.75 - R - R \sin \phi$$

y la ec. de la envolvente de falla:

$$\tau = c + s \tan \phi$$

$$R \cos \phi = [1.75 - R(1 + \sin \phi)] \tan \phi$$

como:

$$c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 3.15^\circ$$

$$0.998 R = 0.25 + (1.75 - 1.055 R) \times 0.055$$

de donde:

$$R = 0.328 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \tau = 0.328 \times 0.998 = 0.327 \text{ kg/cm}^2 = 3.27 \text{ ton/m}^2$$

$$17.504 \text{ ton/m}^2 > 3.27 \text{ ton/m}^2 \times 6.07 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 15.994 \text{ ton/m}^2$$

En la expresión de p_v se considerará el peso del firme (10 cm de espesor = 0.22 ton/m²) más la carga viva media en planta baja (0.8 × 0.5 = 0.4 ton/m²), pues de acuerdo a la teoría de Skempton las cargas uniformemente repartidas que actúan junto al peso propio del suelo para aumentar la capacidad de carga del suelo bajo la cimentación; además de que estas cargas se incluyeron en las acciones $\sum Q F_c$ (R29) (A4).

$$\Rightarrow \text{haciendo: } p_v^* = 2.10 + 0.22 + 0.4 = 2.72 \text{ ton/m}^2$$

$$17.504 \text{ ton/m}^2 < 3.27 \text{ ton/m}^2 \times 6.07 \times 0.7 + 2.72 \text{ ton/m}^2 = 16.614 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{16.614 - 17.504}{17.504} \times 100 = 5.08 \% \text{ abajo de la resistencia}$$

Cabe señalar que el valor del esfuerzo tangencial considerado (en vez del valor de cohesión aparente), no toma en cuenta el hecho de que la aplicación de la carga se completó en dos años y por lo tanto hubo consolidación del suelo que incrementó su valor de cohesión aparente y con esto su capacidad de carga.

Sin embargo, debido a la poca diferencia entre la resistencia y las acciones, no quiere decir que el suelo vaya a fallar, sino que el factor de seguridad es menor al exigido por el RCDF-87 y sus N.T.C. de Cimentaciones.

$$F.S. = F_c / F_R$$

$$F_c = \frac{1.4 \times (5.595 + 0.101 + 2.695) + 0.9 \times (0.675 + 0.567 + 0.601 + 0.062)}{10.296} = 1.31$$

$$F_R \text{ Reglamento} = 0.7$$

$$F_R \text{ real} = \frac{17.504 - 2.72}{3.27 \times 6.07} = 0.74$$

$$\Rightarrow F.S. \text{ exigido} = 1.31/0.7 = 1.87 > F.S. \text{ real} = 1.31/0.74 = 1.77$$

$$\frac{1.87 - 1.77}{1.87} \times 100 = 5.3\% \text{ menor F.S. que el exigido}$$

Dado que ambas diferencias son del orden del 5 %, se puede aceptar el diseño

Capacidad de carga para cimiento intermedio:

La descarga máxima factorizada al cimiento intermedio, ejes E y G es de:

$$7.245 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso cimiento: } 2.2 \text{ ton/m}^3 \times (0.3 + 1.2) \text{ m} \times 1.25 \text{ m} / 2 = 2.063 \text{ ton/m}$$

Peso factorizado cemento: $1.4 \times 2.063 = 2.888 \text{ ton/m}$

Peso relleno: $1.5 \text{ ton/m}^3 \times 0.45 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} = 0.844 \text{ ton/m}$

Peso factorizado relleno: $1.1 \times 0.844 = 0.928 \text{ ton/m}$

Sobrecarga firme concreto de 10 cm y carga viva: = 500 kg/m^2 en p.b.

$(0.22 \text{ ton/m}^2 + 0.5 \text{ ton/m}^2) \times 1.05 \text{ m} = 0.756 \text{ ton/m}$

Sobrecarga factorizada: $1.4 \times 0.756 = 1.058 \text{ ton/m}^2$

Peso plantilla concreto pobre: $0.05 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2.2 \text{ ton/m}^3 = 0.132 \text{ ton/m}$

Peso factorizado de plantilla: $1.4 \times 0.132 = 0.185 \text{ ton/m}$

$\sum Q F_c = 7.245 + 2.888 + 0.928 + 1.058 + 0.185 = 12.304 \text{ ton}$

$B = 1.20 \text{ m}$

En este caso todas las cargas son centradas; sin embargo consideramos una excentricidad accidental para la carga del muro: $e_a = t/24 = 0.054 \text{ m}$

$$e_x = \frac{7.245 \text{ ton} \times 0.054 \text{ m}}{12.304 \text{ ton}} = 0.032 \text{ m}$$

$B' = 1.20 - 2 \times 0.032 = 1.14 \text{ m}$

$A = B' \times 1.0 = 1.14 \times 1.0 = 1.14 \text{ m}^2$

$D_r = 0.35 \text{ m}$

$L = 4.00 \text{ m}$

$D_r/B' = 0.35/1.14 = 0.31 < 2.0$

$B'/L = 1.14/4.00 = 0.29 < 1.0$

$$\Rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.31 + 0.25 \times 0.29) = 5.91$$

$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2$ (del estudio de mecánica de suelos)

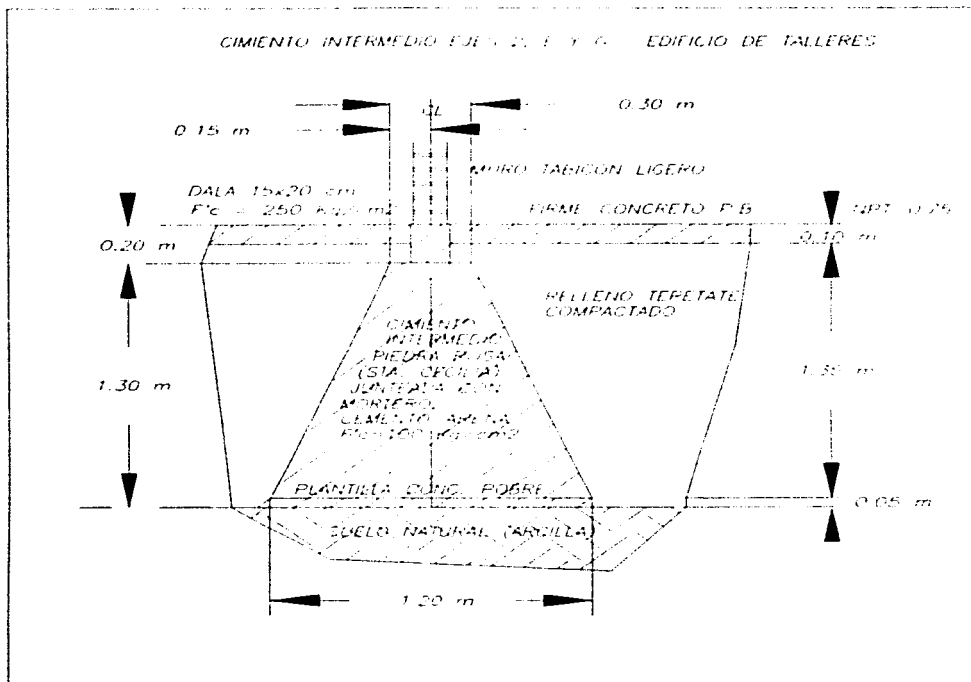
$p_v = 1.40 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 + = 2.100 \text{ ton/m}^2$

Finalmente:

$$\frac{12.304}{1.14} = 10.793 \text{ ton/m}^2 < 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 5.91 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 14.925 \text{ ton/m}^2$$

∴ La capacidad de carga del suelo para cemento Intermedio es mayor a la descarga que recibe.

FIGURA 4.21: CIMIENTO INTERMEDIO EDIFICIO DE TALLERES



Capacidad de carga en zona de columnas:

Debido a que las columnas están unidas a muros, se considera el caso más desfavorable de columna de intersección de muros, con las descargas de columna y porción de muros en cada dirección, correspondientes al área tributaria de cimentación.

Caso más desfavorable: columna 2E :

Considerando que la columna descarga en un área cuadrada de arista igual al ancho de la base: 1.20 m: (cimientos intermedios)

Long. tributaria muro E: 1-2: $(1.2 - 0.25)/2 = 0.475 \text{ m}$

Carga tributaria factorizada muro c/ dala: $0.475 \text{ m} \times 7.245 \text{ ton/m} = 3.441 \text{ ton}$

Long. tributaria muro 2: E-E': $(1.2 - 0.35)/2 = 0.425 \text{ m}$

Carga tributaria factorizada muro c/ dala: $= 0.425 \text{ m} \times 6.553 \text{ ton/m} = 2.785 \text{ ton}$

(i) excentricidad accidental muro: $t/24$

(ii) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.2

Vol cimiento: 1.2 m de cimiento 2 E-E' + 0.6 m de cimiento E 1-2 - intersección:

$$((1.2+0.6) \times (0.30+1.20) \times 1.25/2 - 0.5 \times [0.3^2 + 1.2^2 + \sqrt{1.2^2 \times 0.3^2}] \times 1.25/3)$$

$$V \text{ cim.} = 1.294 \text{ m}^3$$

Peso factorizado cimiento: $1.4 \times 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 1.294 \text{ m}^3 = 3.986 \text{ ton}$

excentricidad e_y del cimiento con respecto al centro de columna:

Volumen excéntrico:

$$0.6 \times (0.30+1.20) \times 1.25/2 - 0.5 \times [0.3^2 + 1.2^2 + \sqrt{1.2^2 \times 0.3^2}] \times 1.25/3 = 0.169$$

$$e_y = \frac{0.169 \text{ m}^3 \times 0.45 \text{ m}}{1.294 \text{ m}^3} = 0.059 \text{ m}$$

Volumen relleno:

$$1.2^2 \times 1.25 - 1.294 = 0.506 \text{ m}^3$$

Peso factorizado relleno: $1.1 \times 1.5 \text{ ton/m}^3 \times 0.506 \text{ m}^3 = 0.835 \text{ ton}$

excentricidad e_y del relleno con respecto al centro de columna:

$$e_y = \frac{2 \times 0.084 \text{ m}^3 \times -0.45 \text{ m} + 0.338 \text{ m}^3 \times 0.45 \text{ m}}{0.506 \text{ m}^3} = 0.151$$

Peso factorizado plantilla: $1.4 \times 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.072 \text{ m}^3 = 0.222 \text{ ton}$

DESCARGA	Fu. [ton]	e _x . [m]	My. [ton-m]	e _y . [m]	Mx. [ton-m]
COLUMNA 2E	6.264	0.43	2.694	-0.26	-1.629
MURO C/DALA 2:E-E'	2.785	-0.39	-1.086	-0.005	-0.015
MURO C/DALA E:1-2	3.441	0.005	0.019	-0.36	-1.239
CIMIENTO	3.986	0.0	0.0	-0.059	-0.235
FIRME	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0
C.V. P.B.	0.852	0.0	0.0	0.0	0.0
RELLENO	0.835	0.0	0.0	0.151	0.126
PLANTILLA	0.222	0.0	0.0	0.0	0.0
Σ	18.760	0.009	1.627	-0.159	-2.992

B = 1.20 m (en dirección y)
 B' = 1.20 - 2 × 0.159 = 0.882 m

L = 1.20 m (en dirección x)
 L' = 1.20 - 2 × 0.009 = 1.182 m

A = 0.882 × 1.182 = 1.043 m²
 Dr = 0.35 m.

Dr/B' = 0.35/0.882 = 0.40 < 2.0
 B'/L' = 0.882/1.182 = 0.75 < 1.0

$$\Rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.40 + 0.25 \times 0.75) = 6.62$$

cu = 0.31 ton/m² (del estudio de mecánica de suelos)

pv = 1.40 m × 1.5 ton/m³ = 2.100 ton/m²

De donde:

$$\frac{18.760}{1.043} = 17.987 \text{ ton/m}^2 > 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 6.62 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 16.563 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el valor del esfuerzo cortante de falla del suelo para un esfuerzo principal mayor de 2.015 kg/cm²:

$$R \cos \phi = [2.015 - R(1 + \sin \phi)] \tan \phi$$

como:

c = 0.25 kg/cm²

φ = 3.15°

de donde:

$$0.998 R = 0.25 + [2.015 - 1.055 R] \times 0.055$$

$$R = 0.342 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau = 0.342 \times 0.998 = 0.341 \text{ kg/cm}^2 = 3.41 \text{ ton/m}^2$$

$$17.987 \text{ ton/m}^2 < 3.41 \text{ ton/m}^2 \times 6.62 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 17.902 \text{ ton/m}^2$$

Considerando en p_v la sobrecarga uniformemente repartida:

$$p_v^* = 2.100 \text{ ton/m}^2 + 0.22 \text{ (firme)} + 0.4 \text{ (c.v. media de p.b.)} = 2.720 \text{ ton/m}^2$$

$$17.987 \text{ ton/m}^2 < 3.41 \text{ ton/m}^2 \times 6.62 \times 0.7 + 2.720 \text{ ton/m}^2 = 18.522 \text{ ton/m}^2$$

∴ El suelo soporta la descarga de columna, porciones de muro, firme p.b., carga viva de p.b., cimiento, relleno y plantilla.

Revisión de combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo):

Bajada de cargas:

Tabla de descargas a cimentación:

EJE	TRAMO	LONG	C. MURO P.B. (KG)	P. DALA (KG)	C.TOT UNIT (KG/M)	C.FACT.
1	A-E	6.00	24694	432	4187.7	4606.4
1	E-G	6.00	22732	432	3860.7	4246.7
1	G-K	6.00	24280	432	4118.7	4530.5
2	A-B'	3.00	11562	216	3926.0	4318.6
2	E-E'	3.00	12808	216	4341.3	4775.5
2	G-G'	3.00	8917	216	3044.3	3348.8
A	1-2	4.00	13148	288	3359.0	3694.9
E	1-2	4.00	19372	288	4915.0	5406.5
G	1-2	4.00	19372	288	4915.0	5406.5
K	1-2	4.00	12732	288	3255.0	3580.5

Capacidad de carga para cimiento lindero:

Considerando la descarga máxima factorizada a cimentación: eje 1 A-E:

$$4.606 \text{ ton/m}$$

Peso factorizado de cimiento: $1.1 \times 1.925 \text{ ton/m} = 2.118 \text{ ton/m}$

Peso factorizado de relleno (favorable a la estabilidad): $0.9 \times 0.75 = 0.675 \text{ ton/m}$

Peso factorizado de firme (favorable a estabilidad): $0.9 \times 0.22 = 0.198 \text{ ton/m}$

factorización de carga viva Inst. firme (favorable a la estabilidad): $0.9 \times (0.9 \times 0.5 \text{ ton/m}^2) = 0.405 \text{ t/m}$

Empuje lat. int. factorizado de relleno y sobrecarga (firme y c.v.)

$$q = 0.22 \text{ ton/m}^2 + (0.9 \times 0.5 \text{ ton/m}^2) = 0.67 \text{ ton/m}^2$$

$$C = 0.27$$

$$K_h = 0.450 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

$$E_{h1} = \frac{1}{2} K_h H^2 + C q = \frac{1}{2} \times 0.450 \times 1.25^2 + 0.27 \times 0.67 = 0.532 \text{ ton/m}^2$$

Empuje interior factorizado: $1.1 \times 0.532 \times 1.0 = 0.585 \text{ ton/m}$

Empuje lateral exterior factorizado de relleno:

$$E_{h2} = \frac{1}{2} \times 0.450 \times 0.45^2 = 0.046 \text{ ton/m}^2$$

t/m Empuje exterior factorizado (favorable a estabilidad) $0.9 \times 0.046 \times 1.0 = 0.041$

Peso factorizado de plantilla: $1.1 \times 0.121 \text{ ton/m} = 0.133 \text{ ton/m}$

SUBESTRUCTURA	CARGA UNIT.FACT. (ton/m)	BRAZO. PALANCA (m)	MOMENTO.(ton-m/m)
MURO	4.527	0.163	0.738
DALA	0.079	0.15	0.012
CIMIENTO	2.118	0.388	0.822
C.V.RELLENO	0.675	0.833	0.562
SOBRECARGA	0.567	0.663	0.376
C.H.RELLENO int	*0.585	0.47	-0.275
C.H.RELLENO ext	*0.041	0.20	0.008
PLANTILLA	0.133	0.55	0.073
Σ	8.099		2.316

brazo de palanca de $\Sigma Q F_c$ a partir del vértice inferior recto = $\frac{2.316}{8.099} = 0.29 \text{ m}$

excentricidad de $\Sigma Q F_c$ con respecto al centro de la base del cimiento:

$$e = 0.55 \text{ m} - 0.29 \text{ m} = 0.26 \text{ m} \text{ (del centro hacia la cara vertical)}$$

$$B = 1.10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B' = 1.10 - 2 \times 0.26 = 0.58 \text{ m}$$

$$A = B' \times 1.0 = 0.58 \times 1.0 = 0.58 \text{ m}^2$$

$$D_r = 0.35 \text{ m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$D_r/B' = 0.35/0.58 = 0.60 < 2.0$$

$$B'/L = 0.58/6.00 = 0.10 < 1.0$$

$$\rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.60 + 0.25 \times 0.10) = 6.04$$

$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2$ (del estudio de mecánica de suelos)

Debido a que la carga excéntrica provoca el volteo del cimiento hundiendo el vértice recto y levantando el vértice agudo, la superficie de falla se forma hacia dentro del edificio; por lo que la presión que ejerce el relleno de tepetate ayudará a la resistencia del suelo y se considera dentro del término p_v .

$$p_v = 1.40 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 2.100 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente:

$$\frac{8.099 \text{ ton}}{0.58 \text{ m}^2} = 13.964 \text{ ton/m}^2 < 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 6.04 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 15.207 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga del suelo para cimiento lindero es mayor que la descarga que recibe para combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo).

Capacidad de carga para cimiento intermedio:

La descarga máxima factorizada a cimiento intermedio es ejes: E y G: 5.407 ton/m

Peso factorizado de cimiento: $1.1 \times 2.063 = 2.269 \text{ ton/m}$

Peso factorizado de relleno: $1.1 \times 0.844 = 0.928 \text{ ton/m}$

Peso factorizado firme: $1.1 \times 0.22 \text{ ton/m}^2 \times 1.05 \text{ m} = 0.254 \text{ ton/m}$

c.v. inst. p.b. factorizada: $1.1 \times (0.9 \times 0.5 \text{ ton/m}^2) \times 1.05 \text{ m} = 0.520 \text{ ton/m}$

Peso factorizado plantilla: $1.1 \times 0.132 = 0.145 \text{ ton/m}$

excentricidad de carga de muro: $e_{acc} = t/24 = 0.0054 \text{ m}$

SUBESTRUCTURA	CARGA UNIT.FACT. (ton/m)	BRAZO. PALANCA (m)	MOMENTO.(ton-m/m)
MURO	5.328	0.005	0.0288
DALA	0.079	0.0	0.0
CIMIENTO	2.269	0.0	0.0
RELLENO	0.928	0.0	0.0
C.V. P.B.	0.520	0.0	0.0
FIRME	0.254	0.0	0.0
PLANTILLA	0.145	0.0	0.0
Σ	9.523	0.003	0.0288

$$\rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.60 + 0.25 \times 0.10) = 6.04$$

$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2$ (del estudio de mecánica de suelos)

Debido a que la carga excéntrica provoca el volteo del cimiento hundiendo el vértice recto y levantando el vértice agudo, la superficie de falla se forma hacia dentro del edificio; por lo que la presión que ejerce el relleno de tepetate ayudará a la resistencia del suelo y se considera dentro del término p_v .

$$p_v = 1.40 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 2.100 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente:

$$\frac{8.099 \text{ ton}}{0.58 \text{ m}^2} = 13.964 \text{ ton/m}^2 < 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 6.04 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 15.207 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga del suelo para cimiento lindero es mayor que la descarga que recibe para combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo).

Capacidad de carga para cimiento intermedio:

La descarga máxima factorizada a cimiento intermedio es ejes: E y G: 5.407 ton/m

Peso factorizado de cimiento: $1.1 \times 2.063 = 2.269 \text{ ton/m}$

Peso factorizado de relleno: $1.1 \times 0.844 = 0.928 \text{ ton/m}$

Peso factorizado firme: $1.1 \times 0.22 \text{ ton/m}^2 \times 1.05 \text{ m} = 0.254 \text{ ton/m}$

c.v. inst. p.b. factorizada: $1.1 \times (0.9 \times 0.5 \text{ ton/m}^2) \times 1.05 \text{ m} = 0.520 \text{ ton/m}$

Peso factorizado plantilla: $1.1 \times 0.132 = 0.145 \text{ ton/m}$

excentricidad de carga de muro: $e_{ecc} = t/24 = 0.0054 \text{ m}$

SUBESTRUCTURA	CARGA UNIT.FACT. [ton/m]	BRAZO. PALANCA [m]	MOMENTO.[ton-m/m]
MURO	5.328	0.005	0.0288
DALA	0.079	0.0	0.0
CIMIENTO	2.269	0.0	0.0
RELLENO	0.928	0.0	0.0
C.V. P.B.	0.520	0.0	0.0
FIRME	0.254	0.0	0.0
PLANTILLA	0.145	0.0	0.0
Σ	9.523	0.003	0.0288

$$\begin{aligned}
 B' &= 1.20 - 2 \times 0.003 = 1.19 \text{ m} \\
 A &= B' \times 1.0 = 1.19 \times 1.0 = 1.19 \text{ m}^2 \\
 D_r &= 0.35 \text{ m} \\
 L &= 4.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_r/B' &= 0.35/1.19 = 0.29 < 2.0 \\
 B'/L &= 1.19/4.00 = 0.30 > 1.0 \rightarrow B'/L = 1.0
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow N_c = 5.14 \times \left(1 + 0.25 \times 0.29 + 0.25 \times 0.30 \right) = 5.90$$

$$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2 \text{ (del estudio de mecánica de suelos)}$$

$$p_v = 1.40 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 2.100 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente:

$$\frac{9.523}{1.19} = 8.003 \text{ ton/m}^2 < 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 5.90 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 14.903 \text{ ton/m}^2$$

- ∴ La capacidad de carga del suelo para cimiento intermedio es mayor a la descarga que recibe para combinación 1.1(c.m. + c.v. + sismo).

Capacidad de carga para zona de columnas:

Debido a que las columnas están unidas a muros, se considera el caso más desfavorable de columna de intersección de muros, con las descargas de columna y porción de muros en cada dirección, correspondientes al área tributaria de cimentación.

Caso más desfavorable para carga axial: columna 2E :

Considerando que la columna descarga en un área cuadrada de arista igual al ancho de la base: 1.20 m: (cimientos intermedios)

Long. tributaria muro E: 1-2: $(1.2 - 0.25)/2 = 0.475$ m

Carga tributaria factorizada muro c/ dala: $0.475 \text{ m} \times 5.407 \text{ ton/m} = 2.568 \text{ ton}$

Long. tributaria muro 2: E-E': $(1.2 - 0.35)/2 = 0.425$ m

Carga tributaria factorizada muro c/ dala: $= 0.425 \text{ m} \times 4.776 \text{ ton/m} = 2.030 \text{ ton}$

(i) excentricidad accidental muro: $t/24$

(ii) N.T.C. Mampostería secc. 4.2.2

Volumen de cemento: 1.2 m de cim. 2 E-E' + 0.6 m de cim. E 1-2 - intersecc.:

$$\{(1.2+0.6) \times (0.30+1.20) \times 1.25/2 - 0.5 \times [0.3^2 + 1.2^2 + \sqrt{1.2^2 \times 0.3^2}] \times 1.25/3\} \times 1.294 \text{ m}^3$$

Peso factorizado cemento: $1.1 \times 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 1.294 \text{ m}^3 = 3.131 \text{ ton}$

excentricidad e_y del cemento con respecto al centro de columna:

Volumen excéntrico:

$$0.6 \times (0.30+1.20) \times 1.25/2 - 0.5 \times [0.3^2 + 1.2^2 + \sqrt{1.2^2 \times 0.3^2}] \times 1.25/3 = 0.169$$

$$e_y = \frac{0.169 \text{ m}^3 \times 0.45 \text{ m}}{1.294 \text{ m}^3} = 0.059 \text{ m}$$

Volumen relleno:

$$1.2^2 \times 1.25 - 1.294 = 0.506 \text{ m}^3$$

Peso factorizado relleno: $1.1 \times 1.5 \text{ ton/m}^3 \times 0.506 \text{ m}^3 = 0.835 \text{ ton}$

excentricidad e_y del relleno con respecto al centro de columna:

$$e_y = \frac{2 \times 0.084 \text{ m}^3 \times -0.45 \text{ m} + 0.338 \text{ m}^3 \times 0.45 \text{ m}}{0.506 \text{ m}^3} = 0.151$$

Peso factorizado firme: $1.1 \times 0.22 \text{ ton/m}^3 \times 1.218 \text{ m}^2 = 0.295 \text{ ton}$

Carga viva factorizada de planta b.: $1.1 \times (0.9 \times 0.5 \text{ ton/m}^2) \times 1.218 \text{ m}^2 = 0.603$

Peso factorizado plantilla: $1.1 \times 2.2 \text{ ton/m}^3 \times 0.072 \text{ m}^3 = 0.174 \text{ ton}$

DESCARGA	Pu. (ton)	e _x . (m)	My. (ton-m)	e _y . (m)	Mx. (ton-m)
COLUMNA ZE	7.558	0.25	1.922	-0.06	-0.476
MURO C/DALA ZE-E'	2.030	-0.39	-0.792	-0.005	-0.010
MURO C/DALA E1-2	2.568	0.005	0.013	-0.36	-0.924
CIMIENTO	3.131	0.0	0.0	-0.059	-0.185
FIRME	0.295	0.0	0.0	0.0	0.0
C.V. P.B.	0.603	0.0	0.0	0.0	0.0
RELLENO	0.835	0.0	0.0	0.151	0.126
PLANTILLA	0.174	0.0	0.0	0.0	0.0
Σ	17.194	0.066	1.143	-0.085	-1.469

B = 1.20 m (en dirección y)
 B' = 1.20 - 2 × 0.085 = 1.030 m

L = 1.20 m (en dirección x)
 L' = 1.20 - 2 × 0.066 = 1.068 m

A = 1.030 × 1.068 = 1.100 m²
 Dr = 0.35 m.

Dr/B' = 0.35/1.030 = 0.34 < 2.0
 B'/L' = 1.030/1.068 = 0.96 < 1.0

$$\rightarrow N_c = 5.14 \times (1 + 0.25 \times 0.34 + 0.25 \times 0.96) = 6.81$$

c_u = 0.31 ton/m² (del estudio de mecánica de suelos)
 p_v = 1.40 m × 1.5 ton/m³ = 2.100 ton/m²

De donde:

$$\frac{17.194}{1.100} = 15.631 \text{ ton/m}^2 < 3.1 \text{ ton/m}^2 \times 6.81 \times 0.7 + 2.100 \text{ ton/m}^2 = 16.878 \text{ ton/m}^2$$

∴ El suelo soporta la descarga de columna, porciones de muro, firme y carga viva de planta baja, cimiento, relleno y plantilla.

4.1.11.d) Revisión de Cimientos:

Combinación más desfavorable: 1.4(c.m. + c.v.)

Para mampostería de piedras naturales, el esfuerzo resistente de diseño a compresión f^*m y en cortante v^* , se tomarán como:

(1) Si se emplea mortero para juntear con resistencia a compresión $\geq 50 \text{ kg/cm}^2$ (mortero empleado: cemento-arena 1:2.5 $f^*c = 100 \text{ kg/cm}^2$):

$$\rightarrow f^*m = 20 \text{ kg/cm}^2, v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

(1) N.T.C. Mampostería secc. 6.3.1

(2) La Fuerza resistente a compresión está dada como:

Si $H/t \leq 5$:

$$Pr = (1 - 2 e/t) At f^*m$$

donde:

H = altura del elemento

t = peralte de la sección (ancho de la base del cimiento)

At = área de la sección

e = excentricidad con que actúa la carga

cuando $5 < H/t < 10$: la resistencia se tomará como 0.8 Pr

si $H/t > 10$: se considerarán los efectos de esbeltez.

(2) N.T.C. Mampostería secc. 6.3.2

Cimiento lindero:

H = 125 cm

t = 110 cm

$$H/t = 125/110 = 1.136 < 5$$

$$Pr = \left(1 - 2 \times \frac{27}{110} \right) \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} \times 20 \text{ kg/cm}^2 = 112000 \text{ kg} > Pu = 9802 \text{ kg}$$

Cimiento intermedio:

H = 125 cm

t = 120 cm

$$H/t = 125/120 = 1.042 < 5$$

$$Pr = \left(1 - 2 \times \frac{3.2}{120} \right) \times 100 \text{ cm} \times 120 \text{ cm} \times 20 \text{ kg/cm}^2 = 227200 \text{ kg} > Pu = 12304 \text{ kg}$$

(1) En cimientos de mampostería de tipo lindero, deberá verificarse la estabilidad a torsión. De no realizarse deberán existir cimientos perpendiculares a ellos a separaciones no mayores de las siguientes:

PRESIÓN DE CONTACTO (T/m ²)	CLARO LIBRE MÁXIMO (m)
3.0 < P ≤ 4.0	6.0
4.0 < P ≤ 5.0	4.5

(1) N.T.C. Cimientos secc. 6.5

La presión de contacto se considera como el cociente de la suma de cargas muertas y vivas con intensidad media sin factorizar, hasta el nivel de desplante, dividida entre el área total de longitud de cimiento correspondiente:

Caso más desfavorable : eje 1 A-E:

$$\sum c.m. + c.v.med. = 6.955 \text{ ton/m}$$

$$\text{Presión de contacto} = \frac{6.955 \text{ ton/m}}{1.10 \text{ m}} = 6.322 \text{ ton/m}^2$$

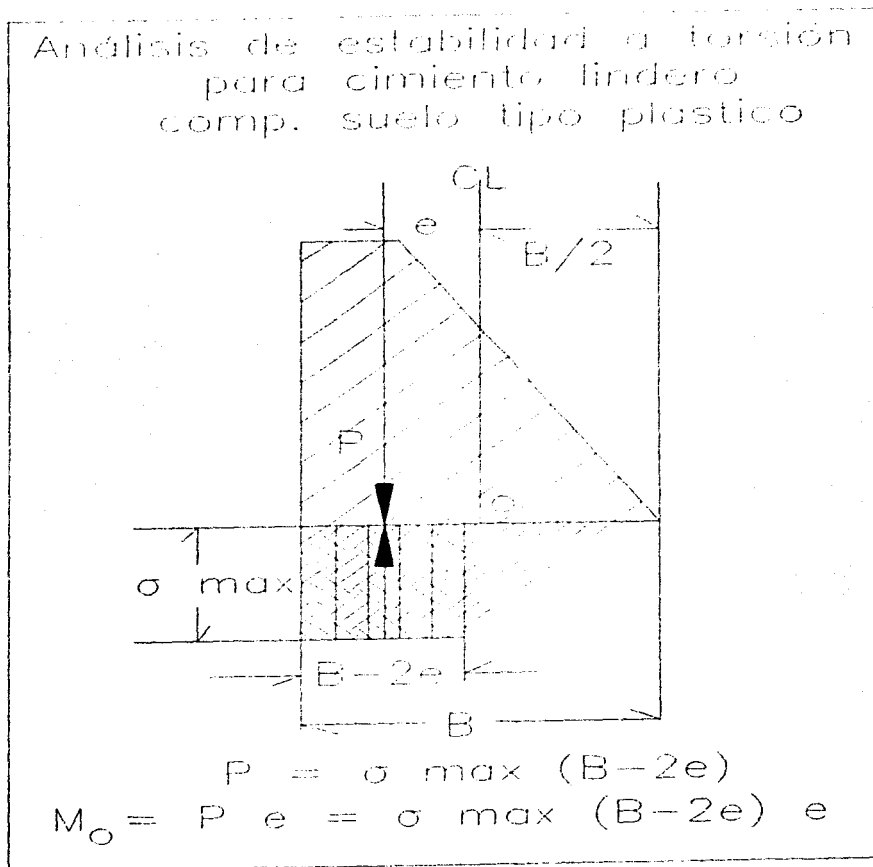
extrapolando para $P = 6.32 \rightarrow L_{max} = 2.52 \text{ m}$

$L = 6.00 - (1.2 + 0.3)/2 = 5.25 \text{ m} > 2.52 \text{ m} \rightarrow$ hacer análisis de estabilidad:

Análisis de estabilidad por torsión:

Nota: Para un análisis de estabilidad a torsión en vigas (en especial para secciones abiertas de pared delgada), se calcularía la posición del centro de cortante en la sección transversal aunque en secciones llenas (regiones simplemente conexas) el centro de cortante está muy cerca del centroide y se acepta hacer el análisis con respecto a este último; sin embargo la estabilidad de un cimiento depende además de las descargas, de la geometría (ancho) de la base del cimiento, pues se supone que el suelo actúa ejerciendo una presión uniforme sobre su área (teoría plástica) (R30), y por ello el punto de referencia obligado está en el eje centroidal de la base del cimiento, normal al lado (ancho) que se analiza, pues la estabilidad del cimiento al volteo, depende de la presión excéntrica a dicho eje que el suelo pueda aportar, dada la descarga a recibir. Cabe mencionar que es común el suponer para ello que el suelo reacciona con un diagrama de esfuerzos lineal y de comportamiento elástico, aunque se ha comprobado que el comportamiento plástico se acerca más al verdadero comportamiento del suelo, mismo que a continuación se emplea.

FIGURA 4.22: ESQUEMA DE ANÁLISIS POR TORSIÓN DE CIMENTO LINDERO:



Carga máxima excéntrica factorizada: 9.802 ton/m

La carga máxima que puede aplicarse al cimiento $P_{m\acute{a}x}$, en función de la presión máxima que soporta el suelo $\sigma_{m\acute{a}x}$ bajo comportamiento plástico es (R36):

$$P_{m\acute{a}x} = \sigma_{m\acute{a}x} (b - 2e)$$

donde:

b = ancho de la base del cimiento

e = excentricidad de la carga con respecto al centro de la base

b = 1.10 m

P_u (unitaria) = 9.802 ton/m ($F_c = 1.31$)

e = 0.27 m hacia el vértice recto

$\sigma_{m\acute{a}x} = 3.27 \text{ ton/m}^2 \times 6.07 \times 0.7 + 2.72 \text{ t/m}^2 = 16.614 \text{ ton/m}^2$

$P_{m\acute{a}x} = 16.614 \times (1.10 - 2 \times 0.27) = 9.304 \text{ ton/m} > P_u = 9.802 \text{ ton/m}$

$$\frac{9.304 - 9.802}{9.802} \cdot 100 = 5.1\% \text{ abajo del valor solicitado}$$

Lo anterior no implica que el cimiento se vaya a voltear pues la carga está factorizada y la resistencia reducida y la diferencia no es de magnitud importante; además haciendo una revisión para la descarga media en condiciones de servicio:

P = 6.955 ton/m

e = 0.27 m

$\sigma_{m\acute{a}x}$ de acuerdo a la teoría de Skempton (R29):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = c N_c + p_v$$

$D_r/B = 0.35/1.1 = 0.32 \Rightarrow$ de gráfica para cimiento largo: $N_c = 5.5$

$$\sigma = 3.1 \text{ t/m}^2 \times 5.5 + 2.72 \text{ t/m}^2 = 19.770 \text{ ton/m}^2$$

$P = 6.955 \text{ ton/m} < P_{m\acute{a}x} = 19.770 \text{ ton/m}^2 \times (1.10 - 2 \times 0.27) = 11.071 \text{ ton/m}$

en este caso:

$$F.S. \text{ real} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{P} = \frac{11.071}{6.955} = 1.59 < F.S. \text{ reglamento} = \frac{1.31}{0.7} = 1.87$$

\therefore Se acepta la cimentación como estable a volteo (torsión).

Debido a que la losa de azotea del edificio de talleres presentó agrietamientos debido al paso del tren a los pocos días de haberse colado, surgió la incertidumbre sobre la confiabilidad del método de diseño empleado (método de coeficientes); buscandose un método más conservador, ya que no se disponía de los valores máximos de carga generados por el paso del tren. A continuación se describe la Memoria de Diseño del edificio de oficinas; que por ser de tipo similar al edificio de talleres y debido a su extensión, solo se presentarán los análisis de losa de azotea y de la cisterna; omitiendo en su desarrollo las citas referentes al RCDF-87 y sus NTC correspondientes, salvo que se refiera a algún detalle distinto del edificio de talleres.

4.2) Memoria de Diseño Edificio de Oficinas.

El uso de la planta baja de este edificio será para baños, comedor, almacén de refacciones y laboratorio (lugar de prueba y reparación de equipos); mientras que la planta alta será ocupada totalmente para oficinas. Por lo cual, el edificio se clasifica como estructura tipo B. Considerando al predio ubicado en zona tipo II, tenemos que la altura máxima del edificio será de $6.00 \text{ m} < 30 \text{ m}$, y su área total de construcción de: $A = 2 \text{ pisos} \cdot 6 \text{ m ancho} \cdot 18 \text{ m largo} = 216 \text{ m}^2 < 6000 \text{ m}^2$; por lo tanto se clasifica dentro del subgrupo B2. Sin embargo debido a los inconvenientes efectos producidos por el paso del tren, como sentimiento de inseguridad, e inconvenientes en el desarrollo del trabajo por vibración excesiva, el factor de carga para diseño por cargas verticales (c.m. + c.v.) se tomará como 1.5 en vez de 1.4.

4.2.1) Diseño de Losa de azotea:

Descripción:

Losa maciza perimetralmente apoyada, hecha de concreto reforzado y colada in situ de forma monolítica con sus apoyos (trabes). Función: cubierta del edificio y soporte de dos depósitos para agua de 1000 lts. c/u. Geometría rectangular con pendiente uniforme en la dirección larga de $(0.5/18) = 2.7\%$ para evitar encharcamientos.

Concreto: premezclado con resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, de tipo estructural (agregado petreo: basáltico) clase 1 (1) (peso volumétrico en estado fresco mayor a 2.2 t/m^3), con aditivo superfluidificante para ser bombeado (revenimiento = 14").

(1) NTC-Concreto, secc. 1.4.1

Refuerzo: doble emparrillado con barras corrugadas no. 3 tipo R-42 ($F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

Método de Diseño:

Debido a la falta de un registro acelerográfico (envolvente), correspondiente a la componente vertical de la vibración provocada por el paso del tren, y de poder evaluar los momentos y cortantes máximos probables de diseño. El análisis se realizará con el método de Grashof (1945), el dimensionamiento se hará de acuerdo a las NTC-Concreto (116). Nota: se desprecia en el análisis la inclinación de la losa.

Bajada de Cargas: combinación 1.5 (c.m. + c.v.máx)

Cuadro de Cargas unitarias:

Espesor propuesto de losa: 11 cm

CARGA	MAGNITUD. (Kg/m ²)
C.M. LOSA 11 CM. ESPESOR	264
CARGA ADICIONAL RCDF-R7	20
PLAFOND LADRILLO	20
INSTALACIONES	15
IMPERMEABILIZACIÓN	10
CARGA MUEPTA TOTAL	329
CARGA VIVA MÁXIMA AZOTEA	100
CARGA TOTAL UNIT.	429

Carga unitaria de diseño: $1.5 \cdot 429 = 643.5 \text{ kg/m}^2$

Revisión del peralte de la losa de azotea:

Tablero más desfavorable: 5.50 m · 6.00 m, 2 lados discontinuos: 5.50 m

Perímetro* = $2 \cdot (600 \text{ cm} + 1.25 \cdot 550 \text{ cm}) = 2575 \text{ cm}$

$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 = 2520 \text{ kg/cm}^2$

$w = 429 \text{ kg/m}^2$

$$k = 0.034 \cdot (2520 \cdot 429)^{1/4} = 1.096$$

$$\rightarrow d_{\min} = \frac{2575}{300} \cdot 1.096 = 9.4 \text{ cm} > d_{\text{real}} = 11 - 2 = 9 \text{ cm}$$

∴ se deberán revisar deflexiones

Análisis por flexión:

El método de Grashof supone cada tablero formado por dos vigas (franjas de ancho unitario) centrales y ortogonales cuyas deflexiones se igualan en el punto de intersección, ver apéndice 9.

Debido a que la losa está formada por 4 tableros unidos por el lado largo, se supondrá a la franja central que pasa por todos ellos como una viga continua mientras que en la dirección normal se considerará la franja de cada tablero como una viga simple. Para determinar los máximos momentos positivos y negativos, se considerará para cada viga idealizada la envolvente de los dos casos siguientes:

- a) Viga con apoyos extremos simplemente apoyados
- b) Viga con apoyos extremos empotrados

Conforme al método de Grashof, para el caso de carga uniformemente repartida por unidad de área: w_t , y franjas ortogonales libremente apoyadas ó doblemente empotradas, las cargas unitarias longitudinales correspondientes a las franjas de longitudes a y b , se determinan como:

$$w_a = w_t \frac{L_b^4}{L_a^4 + L_b^4} ; w_b = w_t \frac{L_a^4}{L_a^4 + L_b^4} \text{ , respectivamente.}$$

donde:

$$w_a + w_b = w_t$$

Dirección de claros cortos:

Caso a) franja simplemente apoyada en extremos

Para el tablero I:

$$w_a = 429 \cdot \frac{6^4}{4,5^4 + 6^4} = 325.9 \text{ kg/m}$$

$$w_b = 429 \cdot \frac{4,5^4}{4,5^4 + 6^4} = 103.1 \text{ kg/m}$$

Para cada tablero obtenemos:

TABLERO	LADO CORTO L_a	w_a	LADO LARGO L_b	w_b
I	4.50	325.9	6.00	103.1
II	3.00	403.8	6.00	25.2
III	5.50	251.5	6.00	177.5
IV	5.00	289.4	6.00	139.6

Analizando la franja formada por los claros cortos como una viga continua en un programa basado en el método de las rigideces, ver apéndice 3.

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA COMO VIGA CONTINUA:

Analisis franja central continua de losa de azotea.
 (Metodo de Grashof) extremos simplemente apoyados. Edificio de oficinas
 4,5.S.221359
 450,1
 100,11
 300,1
 100,11
 550,1
 100,11
 500,1
 100,11
 1,1,0
 2,1,0
 3,1,0
 4,1,0
 5,1,0
 0,4
 1,1
 -3.259
 2,1
 -4.038
 3,1
 -2.515
 4,1
 -2.894

ARCHIVO DE RESULTADOS DE ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA:

***ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS**
 PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodríguez
 E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
 Maestria en Estructuras

DATOS DE LA ESTRUCTURA:

Analisis de franja central continua de losa de azotea (Metodo de Grashof)
 (extremos simplemente apoyados)
 edificio oficinas. unid: {kg-cm}

No.Barras=	4	No.Restr=	5	No.Nudos restr=	5	Mod.Elast.=.22136E+06
BARRA= 1	L= 450.00	Iz=11091.666667				
BARRA= 2	L= 300.00	Iz=11091.666667				
BARRA= 3	L= 550.00	Iz=11091.666667				
BARRA= 4	L= 500.00	Iz=11091.666667				

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 4 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 5 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-733.275	-54995.625	-733.275	54995.625
2	-605.700	-30285.000	-605.700	30285.000
3	-691.625	-63398.958	-691.625	63398.958
4	-723.500	-60291.667	-723.500	60291.667

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC. Y	GIRO Z	REACC. Y	REACC. Z
1	0.000E+00	-0.322E-02	600.873	0.000
2	0.000E+00	0.140E-02	1535.215	0.000
3	0.000E+00	-0.101E-02	1157.378	0.000
4	0.000E+00	-0.553E-03	1655.815	0.000
5	0.000E+00	0.335E-02	558.920	0.000

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	600.873	0.000	865.677	-59581.077
2	669.537	59581.077	541.863	-40429.926
3	615.515	40429.926	767.735	-82290.153
4	888.080	82290.153	558.920	0.000

Partiendo de los resultados anteriores, calculamos los máximos momentos flexionantes comprendidos en los claros, obteniendo los valores de x para los cuales

la función $V(x) = \frac{dM}{dx} = 0$ (Cálculo de máximos).

TABLERO	Wa [kg./m]	L (m)	V(x) [kg]	Mj [kg.m]	Mk [kg.m]	x [m]	Mm [kg.m]	Mm [kg.m]
I	-325.9	4.50	600.9 - 325.9x	0.0	-595.8	1.84	554.0	
II	-403.8	3.00	669.5 - 403.8x	-595.8	-404.3	1.66	-40.8	
III	-251.5	5.50	615.5 - 251.5x	-404.3	-822.9	2.45	348.9	
IV	-289.4	5.00	888.1 - 289.4x	-822.9	0.0	3.07	539.8	

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 4 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 5 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-733.275	-54995.625	-733.275	54995.625
2	-605.700	-30285.000	-605.700	30285.000
3	-691.625	-63398.958	-691.625	63398.958
4	-723.500	-60291.667	-723.500	60291.667

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC. Y	GIRO Z	REACC. Y	REACC. Z
1	0.000E+00	-0.322E-02	600.873	0.000
2	0.000E+00	0.140E-02	1535.215	0.000
3	0.000E+00	-0.101E-02	1157.378	0.000
4	0.000E+00	-0.553E-03	1655.815	0.000
5	0.000E+00	0.335E-02	558.920	0.000

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	600.873	0.000	865.677	-59581.077
2	669.537	59581.077	541.863	-40429.926
3	615.515	40429.926	767.735	-82290.153
4	888.080	82290.153	558.920	0.000

Partiendo de los resultados anteriores, calculamos los máximos momentos flexionantes comprendidos en los claros, obteniendo los valores de x para los cuales

la función $V(x) = \frac{dM}{dx} = 0$ (Cálculo de máximos).

TABLERO	Wa [kg./m]	L [m]	V(x) [kg]	Mj [kg.m]	Mk [kg.m]	x [Mm.(kg-m)]	Mm.[kgm]
I	-325.9	4.50	600.9 - 325.9x	0.0	-595.8	1.84	554.0
II	-403.8	3.00	669.5 - 403.8x	-595.8	-404.3	1.66	-40.8
III	-251.5	5.50	615.5 - 251.5x	-404.3	-822.9	2.45	348.9
IV	-289.4	5.00	888.1 - 289.4x	-822.9	0.0	3.07	539.8

caso b) Franja empotrada en extremos:

Analizando nuevamente la viga continua, empleando las mismas cargas longitudinales que corresponden a tableros con extremos empotrados, pero considerando los apoyos extremos de la viga continua empotrados, obtenemos los máximos momentos negativos:

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA COMO VIGA CONTINUA:

Analisis franja central continua de losa de azotea.
(Metodo de Grashof) extremos empotrados. Edificio de oficinas
4,7,5,221359

450,1
100,11
300,1
100,11
550,1
100,11
500,1
100,11
1,1,1
2,1,0
3,1,0
4,1,0
5,1,1
0,4
1,1
-3.259
2,1
-4.038
3,1
-2.515
4,1
-2.894

ARCHIVO DE RESULTADOS DE ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA:

●●ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS●●
●PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodriguez●
●E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.●
●●Maestría en Estructuras●●

Analisis de franja central continua de losa de azotea (Metodo de Grashof)
(extremos empotrados)
edificio oficinas unid.: [kg-cm]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:

No. Barras= 4 No. Restr= 7 No. Nudos restr= 5 Mod. Elast.= 22136E+06

BARRA= 1 L= 450.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 2 L= 300.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 3 L= 550.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 4 L= 500.00 Iz=11091.666667

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1
 NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 4 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 5 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-733.275	-54995.625	-733.275	54995.625
2	-605.700	-30285.000	-605.700	30285.000
3	-691.625	-63398.958	-691.625	63398.958
4	-723.500	-60291.667	-723.500	60291.667

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC. Y	GIRO Z	REACC. Y	REACC. Z
1	0.000E+00	0.000E+00	786.900	63039.319
2	0.000E+00	0.737E-03	1250.927	0.000
3	0.000E+00	-0.947E-03	1300.630	0.000
4	0.000E+00	0.308E-03	1464.418	0.000
5	0.000E+00	0.000E+00	705.325	-57262.446

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	786.900	63039.319	679.650	-38908.237
2	571.277	38908.237	640.123	-49235.147
3	660.507	49235.147	722.743	-66350.108
4	741.675	66350.108	705.325	-57262.446

Realizando el mismo procedimiento para determinar los máximos momentos tenemos:

TABLERO	Wa [kg./m]	L [m]	V(x) [kg]	Mj [kg.m]	Mk [kg.m]	x	Mm.[kg-m]	Mm.[kgm]
I	-325.9	4.50	786.9 - 325.9x	-630.4	-389.1	2.41	319.6	
II	-403.8	3.00	571.3 - 403.8x	-389.1	492.4	1.41	15.0	
III	-251.5	5.50	660.5 - 251.5x	492.4	-663.5	2.63	374.9	
IV	-289.4	5.00	741.7 - 289.4x	-663.5	-572.6	2.56	287.0	

Los depósitos se colocarán centrados sobre el muro eje D 8-9 y se considerará actuando cada uno en una franja continua de ancho unitario:

Carga depósito: 1000 kg; peso depósito c/instalación: 100 kg
 área de descarga: 1 m²

Carga unitaria lineal por franja: 1100 kg/m centrada en el 2do.apoyo: muro D 8-9

Analizando la viga continua obtenemos:

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA CON DEPÓSITOS:

Analisis franja central continua de losa de azotea.
 (Metodo de Grashof) extremos simplemente apoyados. Edificio de oficinas
 4.5.5.221359

450.1
 100.11
 300.1
 100.11
 550.1
 100.11
 500.1
 100.11
 1.1.0
 2.1.0
 3.1.0
 4.1.0
 5.1.0
 0.4
 1.0
 -6.413, -933.642, -543.587, 11797.84
 2.0
 -535.995, -10885.417, -14.005, 1336.806
 3.0
 0.0.0.0
 4.0
 0.0.0.0

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA CON DEPÓSITOS:

••ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS••

•PROGRAMA: Francisco Javier Espino Rodriguez•

E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.

••Maestria en Estructuras••

DATOS DE LA ESTRUCTURA:

Analisis de franja central continua de losa de azotea (Metodo de Grashof)

(extremos simplemente apoyados)

edificio oficinas. unid: [kg-cm]

No. Barras= 4 No. Restr= 5 No. Nudos restr= 5 Mod. Elast.=.22136E+06

BARRA= 1 L= 450.00 Iz=11091.666667

BARRA= 2 L= 300.00 Iz=11091.666667

BARRA= 3 L= 550.00 Iz=11091.666667

BARRA= 4 L= 500.00 Iz=11091.666667

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

NUDO= 4 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

NUDO= 5 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-6.413	-933.642	-543.587	11797.840
2	-535.995	-10885.417	-14.005	1336.806
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC. Y	GIRO Z	REACC. Y	REACC. Z
1	0.000E+00	-0.534E-04	4.073	0.000
2	0.000E+00	0.212E-04	1088.761	0.000
3	0.000E+00	0.205E-04	7.892	0.000
4	0.000E+00	-0.563E-05	-0.892	0.000
5	0.000E+00	0.281E-05	0.166	0.000

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	4.073	0.000	545.927	-11917.006
2	542.834	11917.006	7.166	-316.595
3	0.726	316.595	-0.726	82.918
4	-0.166	-82.918	0.166	0.000

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA CON DEPÓSITOS:

Analisis franja central continua de losa de azotea.
 (Metodo de Grashof) extremos empotrados. Edificio de oficinas
 4,7,5,221359
 450,1
 100,11
 300,1
 100,11
 550,1
 100,11
 500,1
 100,11
 1,1,1
 2,1,0
 3,1,0
 4,1,0
 5,1,1
 0,4
 1,0
 -6.413, -933.642, -543.587, 11797.84
 2,0
 -535.995, -10885.417, -14.005, 1336.806
 3,0
 0,0,0,0
 4,0
 0,0,0,0

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS DE VIGA CONTINUA CON DEPÓSITOS:

●●ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS●●
 ●PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodriguez●
 E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
 ●●Maestria en Estructuras●●

DATOS DE LA ESTRUCTURA:

Analisis de franja central continua de losa de azotea (Metodo de Grashof)
 (extremos empotrados)
 edificio oficinas. unid: [kg-cm]

No. Barras= 4 No. Restr= 7 No. Nudos restr= 5 Mod. Elast.=.22136E+06

BARRA= 1 L= 450.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 2 L= 300.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 3 L= 550.00 Iz=11091.666667
 BARRA= 4 L= 500.00 Iz=11091.666667

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1
 NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 4 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0
 NUDO= 5 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-6.413	-933.642	-543.587	11797.840
2	-535.995	-10885.417	-14.005	1336.806
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC.Y	GIRO Z	REACC.Y	REACC.Z
1	0.000E+00	0.000E+00	7.097	1036.227
2	0.000E+00	0.940E-05	1084.432	0.000
3	0.000E+00	0.244E-04	9.377	0.000
4	0.000E+00	-0.581E-05	-1.248	0.000
5	0.000E+00	0.000E+00	0.342	-57.071

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	7.097	1036.227	542.903	-11592.670
2	541.529	11592.670	8.471	-383.933
3	0.906	383.933	-0.906	114.142
4	-0.342	-114.142	0.342	-57.071

Dirección: claro largo:

Franja simplemente apoyada:

Momento extremo = 0

Momento al centro del claro = $w_b L^2 / 8$

Franja doblemente empotrada:

Momento extremo = $w_b L^2 / 12$

Momento al centro del claro = $w_b L^2 / 24$

TABLERO	LONG [m]	w_b [kg/m]	M cl (kg-m) apoyo simple	MJ = Mk (kg-m) dobl. empotrado	Mcl (kg-m) dobl. empotrado
I	6.00	103.1	464.0	309.3	154.7
II	6.00	25.2	113.4	75.6	37.8
III	6.00	177.5	798.8	532.5	266.3
IV	6.00	139.6	628.2	418.8	209.4

Nota: en esta dirección los depósitos están prácticamente apoyados sobre el muro por lo que no se considera su efecto sobre la losa.

En la figura 4.23 se muestran los diagramas factorizados de elementos mecánicos, superponiéndose los casos alviga simplemente apoyada y b) viga con extremos empotrados, correspondientes a cada franja de losa considerada.

Proponiendo para el refuerzo de la losa emparrillado doble con varilla del no. 3. Calculamos la cantidad mínima de refuerzo en cada dirección para resistir cambios volumétricos por temperatura:

$$a_s = \frac{660 \times 1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{660 \times 11}{4200 \times (100 + 11)} = 0.0156 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para elementos expuestos a la intemperie y para evitar agrietamientos excesivos (buen aspecto del concreto), el refuerzo no será menor a: $1.5 \times 1.5 \times a_s$

$$\Rightarrow A_s \text{ min} = 1.5 \times 1.5 \times 0.0156 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 \text{ cm} = 3.504 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{3.504 \text{ cm}^2/\text{m}}{2 \times 0.713 \text{ cm}^2/\text{vs.}} = 2.46 \text{ vs/m} = @ 40 \text{ cm cada emparrillado}$$

A continuación, tabulamos los momentos resistentes correspondientes a distintas separaciones de refuerzo para las franjas de ancho unitario:

$$M_R = F_R A_s F_y d [1 - 0.5 q]$$

donde:

$$F_R = 0.9$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = (0.8 \times 250 \text{ kg/cm}^2) \times 0.85 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

(se cuidará que el peralte efectivo para el emparrillado superior sea de 9 cm colocándole soportes suficientes que garanticen su posición, aun durante el colado)

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$p = A_s / (b d)$$

$$q = p \times F_y / f''c$$

SEPARACIÓN. (cm)	A_s . (cm ² /m)	MR .(kg-m/m)
40	1.783	591.7
30	2.377	782.3
20	3.565	1153.5
13.3	5.361	1689.6

De acuerdo a estos resultados, se propone el armado longitudinal de cada dirección analizada, de tal manera que en cualquier sección transversal, a la separación dada por varillas corridas y bastones, corresponda un momento resistente mayor al momento factorizado de la envolvente de tal sección. Ver figura 4.24 y para detalles apéndice 20.

FIGURA 4.23: DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y ARMADO PARA FRANJA LONGITUDINAL DE LOSA DE AZOTEA:

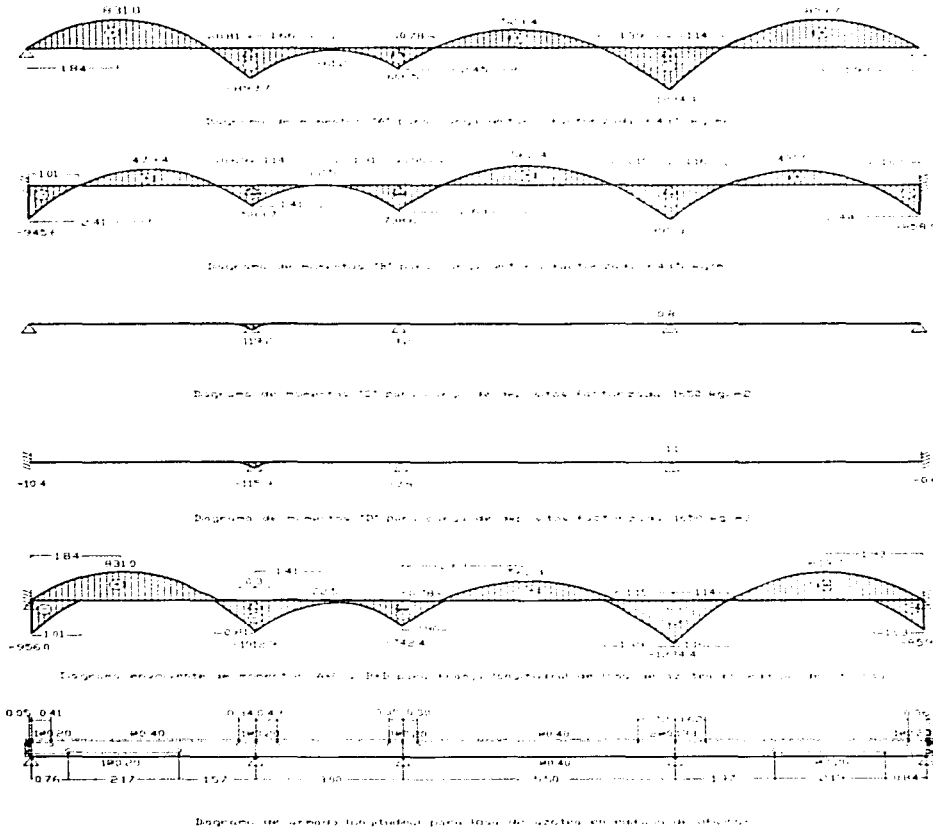
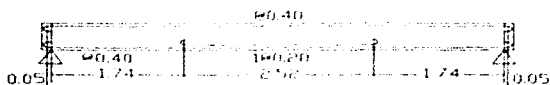


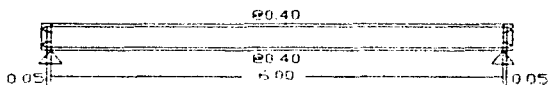
FIGURA 4.24: DIAGRAMAS DE ARMADO PARA FRANJA CLARO LARGO EN TABLEROS DE LOSA DE AZOTEA:

Diagramas de armado en franja clara largo de tableros para losa de azotea en edificios de oficinas.

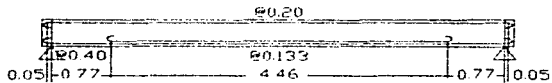
Tablero I



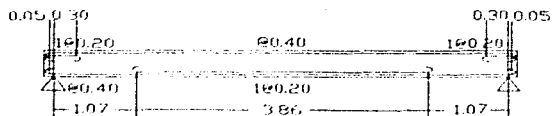
Tablero II



Tablero III



Tablero IV



Revisión por Cortante:

La fuerza cortante factorizada V_u por metro de ancho de losa en un tablero rectangular de lados a_1 (lado corto) y a_2 (lado largo) y peralte efectivo d , se obtiene como:

$$V_u \text{ [kg/m]} = \frac{(a_1/2 - d) w_u}{1 + (a_1/a_2)^6}$$

el valor anterior se incrementa en un 15% para el caso de bordes continuos y discontinuos.

Para el caso más desfavorable: tablero III:

$$V_u = 1.15 \cdot \frac{(5.5/2 - 0.09) \cdot 643.5}{1 + (5.5/6)^6} = 1235.5 \text{ kg/m}$$

El cortante resistente para un ancho de losa b , se supondrá como:

$$V_R \text{ [kg]} = 0.5 FR b d \sqrt{f^*c}$$

donde $FR = 0.8$:

$$V_R = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 9 \times \sqrt{200} = 5091.2 \text{ kg/m}$$

como $V_u < V_R \rightarrow$ la losa resiste la fuerza cortante.

Revisión del estado límite de servicio:

Se demuestra en Mecánica de materiales, que la ecuación que relaciona la curvatura κ de una viga (curva) plana, con la flexión a la que está sometida, está dada por (R22):

$$\frac{d^2y}{dx^2} \cong \kappa = \frac{M(x)}{EI(x)} \rightarrow 0$$

donde:

y = deflexión vertical (positiva hacia arriba) en la viga

$M(x)$ = función de momento flexionante de la viga

$EI(x)$ = función de rigidez a la flexión de la viga

de donde la deflexión se obtiene por el método de doble integración:

$$y(x_1) = \int_0^{x_1} \left(\int_0^{x_1} \frac{M(x)}{EI(x)} dx \right) dx$$

Para obtener la deflexión máxima, maximizamos la función anulando su derivada y despejando el correspondiente valor de x:

$$\theta(x_1) \cong \frac{dy}{dx} \Big|_{x_1} = \int_0^{x_1} \frac{M(x)}{EI(x)} dx$$

Cuadro de Cargas unitarias para revisión de deflexión:

CARGA	MAGNITUD. (Kg/m ²)
C.M. LOSA 11 CM. ESPESOR	264
CARGA ADICIONAL RCDF-87	20
PLAFOND LABRILLO	20
INSTALACIONES	15
IMPERMEABILIZACIÓN	10
CARGA MUERTA TOTAL	329
CARGA VIVA MEDIA AZOTEA	15
CARGA TOTAL UNIT.	344

Para el tablero I:

$$w_a = 344 \text{ kg/m}^2 \times \frac{6.0^4}{6.0^4 + 4.5^4} \times 1.0 \text{ m} = 261.3 \text{ kg/m}$$

$$w_b = 344 - 261.3 = 82.7 \text{ kg/m}^2$$

TABLERO	LADO CORTO La	Wa	LADO LARGO Lb	Wb
I	4.50	261.3	6.00	82.7
II	3.00	323.8	6.00	20.2
III	5.50	201.6	6.00	142.4
IV	5.00	232.1	6.00	111.9

Aunque la franja con extremos simplemente apoyados es el caso más desfavorable para el cálculo de deflexiones, la losa está colada monolíticamente con sus apoyos restringiendo en buena medida su deflexión, por lo que la franja continua se analizará con los apoyos extremos empotrados para las cargas obtenidas:

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE DEFLEXIONES EN FRANJA CONTINUA:
(EXTREMOS EMPOTRADOS)

4,7,5,221359
 450,1
 100,11
 300,1
 100,11
 550,1
 100,11
 500,1
 100,11
 1,1,1
 2,1,0
 3,1,0
 4,1,0
 5,1,1
 0,4
 1,1
 -2.613
 2,1
 -3.238
 3,1
 -2.016
 4,1
 -2.321

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE DEFLEXIONES EN FRANJA CONTINUA:

●●ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS●●

●PROGRAMA: Francisco Javier Espino Rodríguez●

E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.

Unidades: [kg-cm]

●●Maestría en Estructuras●●

No.Barras= 4 No.Restr= 7 No.Nudos restr= 5 Mod.Elast.=.22136E+06

BARRA= 1	L= 450.00	Iz=11091.666667
BARRA= 2	L= 300.00	Iz=11091.666667
BARRA= 3	L= 550.00	Iz=11091.666667
BARRA= 4	L= 500.00	Iz=11091.666667

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1
NUDO= 2	RESTR Y= 1	RESTR Z= 0
NUDO= 3	RESTR Y= 1	RESTR Z= 0
NUDO= 4	RESTR Y= 1	RESTR Z= 0
NUDO= 5	RESTR Y= 1	RESTR Z= 1

DATOS DE CARGA

No. Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 4

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-587.925	-44094.375	-587.925	44094.375
2	-485.700	-24285.000	-485.700	24285.000
3	-554.400	-50820.000	-554.400	50820.000
4	-580.250	-48354.167	-580.250	48354.167

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC. Y	GIRO Z	REACC. Y	REACC. Z
1	0.000E+00	0.000E+00	630.905	50541.363
2	0.000E+00	0.591E-03	1003.094	0.000
3	0.000E+00	-0.759E-03	1042.687	0.000
4	0.000E+00	0.247E-03	1174.140	0.000
5	0.000E+00	0.000E+00	565.725	-45933.272

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	630.905	50541.363	544.945	-31200.399
2	458.149	31200.399	513.251	-39465.650
3	529.436	39465.650	579.364	-53195.955
4	594.775	53195.955	565.725	-45933.272

Se elige el tablero III por resultar con el máximo momento positivo (curvatura positiva: cóncava hacia abajo) en ambas direcciones:

Para $0 \leq x \leq 5.5$

$$M(x) = -394.657x + 529.436x - 201.6x^2/2 \text{ kg-m}$$

$$EI \theta(x) = -394.657x + 264.718x^2 - 33.6x^3 + c_1$$

$$EI y(x) = -197.329x^2 + 88.239x^3 - 8.4x^4 + c_1 x + c_2$$

como $y(0) = 0 \Rightarrow c_2 = 0$

como $y(5.5) = 0 \Rightarrow c_1 = -186.370$

$\Rightarrow EI \theta(x) = -394.657x + 264.718x^2 - 33.6x^3 - 186.37 = 0 \Rightarrow x = 2.645$

$\Rightarrow EI y(2.645) = -197.329 \times 2.645^2 + 88.239 \times 2.645^3 - 8.4 \times 2.645^4 - 186.37 \times 2.645 = -651.783$

Cálculo del Momento de Inercia de la sección transformada agrietada:

Relación de transformación:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \cdot 10^6}{221359.4} = 9.035$$

Profundidad del eje neutro:

$$A_s = v_s \cdot \varnothing 40 \text{ cm} = 2.5 \times 0.713 = 1.783 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b x^2}{2} - n A_s (d-x) = 0 = \frac{100 x^2}{2} - 9.035 \times 1.783 \times (9-x)$$

$$\rightarrow x = 1.549 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección transformada agrietada:

$$I_a = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d-x)^2 = \frac{100 \cdot 1.549^3}{3} + 9.035 \times 1.783 \times (9-1.549)^2 = 1018.241 \text{ cm}^4$$

Deflexión inmediata:

$$y_i = \frac{-651.783 \text{ kg-m}^3}{2213594362 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.018 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4} = -2.892 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 2.892 \text{ cm hacia abajo}$$

Esta deflexión debería coincidir aproximadamente con la deflexión central de la franja ortogonal doblemente empotrada del mismo tablero III; sin embargo:

Cálculo del momento de inercia de la sección transf. agrietada (vs. no. 3 \varnothing 13.3 cm): $A_s = 5.361 \text{ cm}^2$

$$100x^2/2 - 9.035 \times 5.361 \times (9 - x) = 0 \rightarrow x = 2.418$$

$$I_a = \frac{100 \times 2.418^3}{3} + 9.035 \times 5.361 \times (9 - 2.418)^2 = 2569.7 \text{ cm}^4$$

Deflexión inmediata claro largo tablero III:

$$y_i = \frac{w_b L^4}{384 E I} = \frac{1.424 \times 600^4}{384 \times 221359.4 \times 2569.7} = 0.845 \text{ cm hacia abajo}$$

Debido a estas diferencias, se calcularán las deflexiones con otro método más aproximado; empleando la ecuación diferencial de Lagrange que gobierna la deflexión de placas de espesor medio (ver apéndice 9).

Se emplea el momento de inercia de la sección transformada agrietada correspondiente a un armado promedio con vs. no. 3 \varnothing 20 cm

ARCHIVO DE DATOS PARA CÁLCULO DE DEFLEXIONES ELÁSTICAS EN LOSA DE AZOTEA:
(PARA CARGA UNITARIA: 344 KG/M², CONSIDERANDO RIGIDEZ DE LA SECC. TRANSF. AGRIETADA)

LOSA DE AZOTEA DEL EDIFICIO DE OFICINAS. UNID: [KG. CM]

600.0.1800.1.50

221359.0.25.0.0.0344.0.1

18.422

0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0

0.0.0.1.1.1.1.1.1.1.1.1.0.0

0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0

0.00000	-0.02343	-0.06155	-0.09741	-0.12436	-0.14059	-0.14596
0.00000	-0.06116	-0.16210	-0.26019	-0.33622	-0.38305	-0.39876
0.00000	-0.09522	-0.25528	-0.41358	-0.53818	-0.61581	-0.64200
0.00000	-0.11737	-0.31724	-0.51698	-0.67554	-0.77492	-0.80856
0.00000	-0.12424	-0.33725	-0.55123	-0.72173	-0.82887	-0.86517
0.00000	-0.11467	-0.31229	-0.51123	-0.66970	-0.76917	-0.80286
0.00000	-0.08848	-0.24532	-0.40351	-0.52879	-0.60694	-0.63330
0.00000	-0.04713	-0.14766	-0.24883	-0.32719	-0.37518	-0.39122
0.00000	0.00000	-0.04720	-0.08972	-0.11968	-0.13706	-0.14273
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

MAXIMO VALOR EN PENULTIMA ITERACION: -1.04867

MAXIMO VALOR EN ULTIMA ITERACION: -1.04971

COORD DE MAXIMA DEFLEXION: (7, 17)

ULTIMA DIFERENCIA RELATIVA: 0.09964%

MAXIMA ITERACION ALCANZADA: 339

→ La Deflexión inmediata máxima es: 1.05 cm

Factor para deflexión diferida:

$$As' = vs. @ 40 \text{ cm} = 2.5 \times 0.713 = 1.783 \text{ cm}^2$$

$$pprom' = \frac{1.783}{100 \times 9} = 1.981 \times 10^{-3}$$

$$kd = \frac{2}{1 + 50 pprom'} \quad (\text{concreto clase I}) \quad kd = \frac{2}{1 + 50 \times 1.981 \times 10^{-3}} = 1.82$$

Deflexión diferida:

$$y_d = kd \ y_i = 1.82 \times 1.05 \text{ cm} = 1.911 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$y_t = y_i + y_d = 1.05 + 1.911 = 2.961 \text{ cm}$$

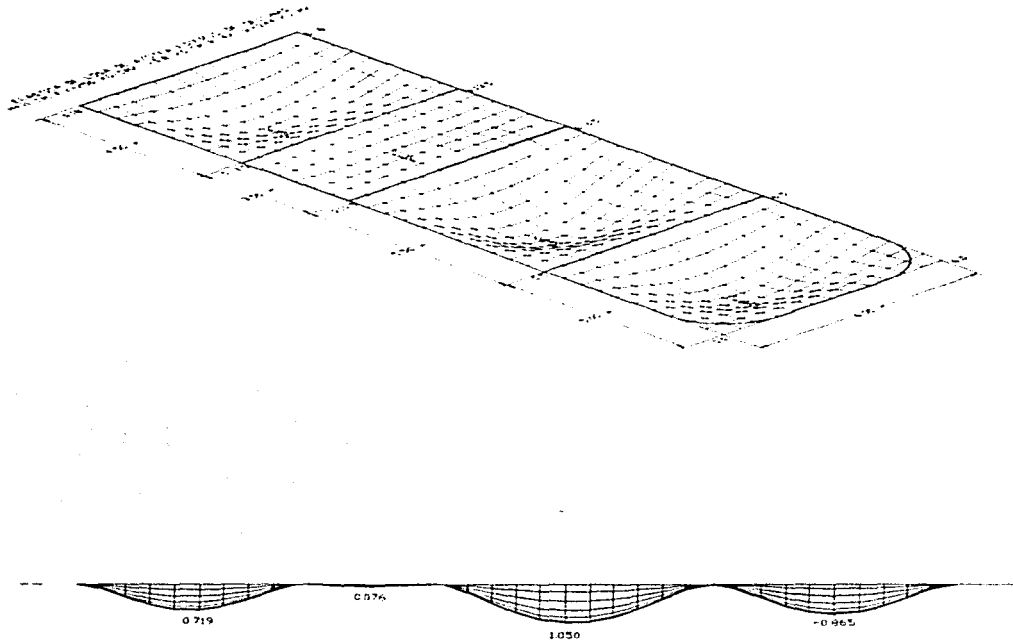
Deflexión permisible:

$$y_p = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{600}{240} + 0.5 = 3.0 \text{ cm} > y_t = 2.961 \text{ cm}$$

∴ Consideramos que no se rebasa el estado límite de servicio.

En la figura 4.25 se muestra un diagrama con las deflexiones elásticas inmediatas de la losa, amplificadas 100 veces:

FIGURA 4.25: DIAGRAMA DE DEFLESIONES INMEDIATAS CALCULADAS EN LOSA DE AZOTEA, EDIFICIO DE OFICINAS



ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE LOSA DE AZOTEA:

SOLUCION DE EC. DIF. BIARMONICA DE LAGRANGE
 (CALCULO DE DEFLEXIONES EN LOSA EMPOTRADA EN SU FRONTERA)
 POR EL METODO DE DIFERENCIAS FINITAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., I.P.N.
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ

TITULO:

LOSA DE AZOTEA DEL EDIFICIO DE OFICINAS. UNID: [KG, M]

LONG. DE LOSA EN DIR. X: 6.000 SIMETRICA EN X: 0
 LONG. DE LOSA EN DIR. Y: 18.000 SIMETRICA EN Y: 1
 INCREMENTO EN AMBAS DIR.: 0.500
 MOD. ELASTIC: .22136E+10
 RELAC. POISSON: 0.250
 ESPESOR LOSA: 0.110
 CARGA UNIF. REPARTIDA : 429.00000
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA: 0.100%

SOLUCION DE LA EC. BIARMONICA: $d^4W/dx^4 + 2d^4W/(dx^2 dy^2) + d^4W/dy^4 = Q/D$
 CONDICION: $dW/dx=0$ en $X=0$ y $X=N+1$, $dW/dy=0$ en $Y=0$ y $Y=M+1$

0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.00000	-0.00005	-0.00012	-0.00019	-0.00024	-0.00027	-0.00028
0.00000	-0.00012	-0.00032	-0.00050	-0.00064	-0.00073	-0.00075
0.00000	-0.00018	-0.00049	-0.00078	-0.00100	-0.00114	-0.00119
0.00000	-0.00022	-0.00059	-0.00095	-0.00123	-0.00140	-0.00146
0.00000	-0.00023	-0.00060	-0.00097	-0.00125	-0.00143	-0.00149
0.00000	-0.00020	-0.00052	-0.00084	-0.00108	-0.00123	-0.00128
0.00000	-0.00014	-0.00036	-0.00058	-0.00074	-0.00085	-0.00088
0.00000	-0.00006	-0.00016	-0.00026	-0.00033	-0.00038	-0.00039
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.00000	-0.00002	-0.00003	-0.00003	-0.00002	-0.00001	0.00000
0.00000	-0.00005	-0.00010	-0.00012	-0.00012	-0.00011	-0.00011
0.00000	-0.00007	-0.00013	-0.00016	-0.00017	-0.00016	-0.00016
0.00000	-0.00005	-0.00010	-0.00011	-0.00011	-0.00010	-0.00009
0.00000	-0.00002	-0.00003	-0.00002	0.00000	0.00001	0.00002
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.00000	-0.00007	-0.00018	-0.00029	-0.00038	-0.00044	-0.00046
0.00000	-0.00015	-0.00041	-0.00067	-0.00088	-0.00102	-0.00106
0.00000	-0.00022	-0.00061	-0.00101	-0.00133	-0.00154	-0.00161
0.00000	-0.00027	-0.00075	-0.00125	-0.00165	-0.00191	-0.00200
0.00000	-0.00029	-0.00082	-0.00136	-0.00180	-0.00208	-0.00217
0.00000	-0.00029	-0.00080	-0.00133	-0.00176	-0.00203	-0.00213
0.00000	-0.00026	-0.00071	-0.00117	-0.00154	-0.00178	-0.00186
0.00000	-0.00020	-0.00055	-0.00090	-0.00118	-0.00135	-0.00141
0.00000	-0.00012	-0.00034	-0.00055	-0.00071	-0.00082	-0.00085
0.00000	-0.00005	-0.00012	-0.00020	-0.00026	-0.00029	-0.00030
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.00000	-0.00005	-0.00013	-0.00020	-0.00026	-0.00029	-0.00030

0.00000	-0.00013	-0.00034	-0.00054	-0.00070	-0.00079	-0.00083
0.00000	-0.00020	-0.00053	-0.00086	-0.00111	-0.00128	-0.00133
0.00000	-0.00024	-0.00066	-0.00107	-0.00140	-0.00161	-0.00167
0.00000	-0.00026	-0.00070	-0.00114	-0.00149	-0.00172	-0.00179
0.00000	-0.00024	-0.00065	-0.00106	-0.00139	-0.00159	-0.00166
0.00000	-0.00018	-0.00051	-0.00084	-0.00110	-0.00126	-0.00131
0.00000	-0.00010	-0.00031	-0.00052	-0.00068	-0.00078	-0.00081
0.00000	0.00000	-0.00010	-0.00019	-0.00025	-0.00028	-0.00030
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

MAXIMO VALOR EN PENULTIMA ITERACION:-0.00217

MAXIMO VALOR EN ULTIMA ITERACION:-0.00217

COORD DE MAXIMA DEFLEXION:(7,17)

ULTIMA DIFERENCIA RELATIVA: 0.09964%

MAXIMA ITERACION ALCANZADA: 339

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE Y :

(causado por esfuerzos normales en dir. X)

MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.000	-24.700	-63.678	-99.570	-126.095	-141.877	-147.073
-98.801	-35.535	-12.712	-12.642	-20.183	-27.103	-29.742
-253.438	-74.161	15.811	54.309	67.078	69.563	69.615
-386.864	-116.084	28.566	98.849	128.861	139.554	141.999
-464.511	-143.403	32.714	121.718	162.177	178.007	181.987
-473.389	-146.766	32.773	124.066	166.113	182.920	187.237
-411.918	-125.061	29.264	106.139	140.840	154.449	157.900
-288.549	-85.335	18.533	67.100	87.390	94.638	96.336
-129.495	-43.237	-6.122	6.065	8.214	7.536	7.053
0.000	-21.518	-50.943	-75.261	-91.649	-100.729	-103.602
-42.648	4.781	7.103	-7.130	-22.580	-33.090	-36.731
-110.365	8.485	40.734	36.732	22.838	11.309	7.034
-137.374	7.839	51.383	51.165	37.673	25.568	20.972
-106.453	9.523	40.240	34.825	19.621	7.156	2.539
-37.747	5.932	5.795	-11.129	-29.130	-41.449	-45.744
0.000	-22.035	-53.925	-81.717	-101.458	-112.898	-116.617
-138.536	-54.112	-14.312	0.996	5.477	6.148	6.105
-316.201	-110.064	4.114	63.794	92.940	105.692	109.262
-468.874	-167.783	8.364	106.271	157.179	180.744	187.566
-571.900	-211.496	6.410	131.057	197.537	228.944	238.139
-617.938	-232.482	4.171	141.097	214.731	249.702	259.965
-606.173	-227.507	4.514	138.216	209.632	243.272	253.088
-538.277	-197.633	7.067	122.523	182.632	210.189	218.085
-418.896	-148.274	8.289	92.457	133.649	151.257	156.055
-260.791	-90.363	1.816	45.446	62.771	68.128	69.169
-96.689	-41.518	-20.450	-20.673	-28.424	-35.585	-38.321
0.000	-24.797	-65.833	-104.984	-134.788	-152.918	-158.962
-101.683	-39.622	-16.250	-16.140	-24.200	-31.719	-34.616
-265.395	-84.355	10.201	52.973	68.705	72.803	73.350
-413.239	-134.205	20.748	100.247	136.964	151.557	155.262
-509.333	-170.728	23.032	126.870	177.842	199.704	205.623

-539.156	-183.684	22.279	134.608	190.789	215.327	222.061
-497.603	-170.998	19.944	124.524	176.252	198.374	204.337
-383.969	-140.103	13.728	96.864	135.203	150.063	153.750
-204.512	-112.757	0.147	51.915	69.095	72.780	73.069
0.000	-127.969	-18.754	-10.406	-20.337	-29.406	-32.760
0.000	0.000	-51.202	-97.333	-129.843	-148.700	-154.851

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE X :
 (causado por esfuerzos normales en dir. Y)
MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.000	-98.801	-254.712	-398.278	-504.380	-567.506	-588.293
-24.700	-35.057	-73.995	-120.814	-161.314	-187.798	-196.922
-63.359	-8.598	25.725	43.858	51.711	54.322	54.844
-96.716	-2.874	75.654	134.270	173.506	195.661	202.789
-116.128	-3.616	96.444	175.242	230.447	262.708	273.285
-118.347	-3.715	98.823	179.950	237.020	270.482	281.475
-102.980	-2.250	84.322	150.544	195.941	222.106	230.629
-72.137	-4.606	44.886	77.812	97.998	108.777	112.160
-32.374	-24.665	-39.285	-60.222	-78.263	-89.679	-93.516
0.000	-86.071	-203.770	-301.045	-366.596	-402.915	-414.408
-10.662	-10.556	-33.383	-63.001	-88.824	-105.629	-111.395
-27.591	21.204	49.961	61.569	63.210	61.415	60.345
-34.343	29.114	73.717	98.398	109.021	112.247	112.766
-26.613	20.093	46.233	55.091	54.262	50.740	49.048
-9.437	-13.029	-41.454	-77.711	-109.785	-131.015	-138.377
0.000	-88.142	-215.702	-326.869	-405.832	-451.593	-466.467
-34.634	-31.870	-54.087	-83.589	-109.326	-126.022	-131.729
-79.050	-15.801	27.429	54.145	69.310	76.881	79.171
-117.218	-18.674	63.794	126.262	169.036	193.756	201.839
-142.975	-26.161	77.099	159.396	218.111	253.026	264.607
-154.484	-31.025	79.864	169.700	234.661	273.652	286.647
-151.543	-30.565	77.443	164.524	227.254	264.805	277.303
-134.569	-25.275	69.251	143.217	195.186	225.735	235.807
-104.724	-18.917	48.733	97.058	128.306	145.515	150.990
-65.198	-19.780	2.344	8.447	6.430	2.634	0.950
-24.172	-41.979	-91.683	-150.422	-201.573	-235.350	-247.056
0.000	-99.186	-263.333	-419.936	-539.153	-611.672	-635.843
-25.421	-38.981	-83.402	-137.028	-184.046	-215.172	-225.972
-66.349	-13.651	17.551	32.355	37.305	37.946	37.771
-103.310	-9.293	68.701	126.761	165.670	187.703	194.807
-127.333	-11.618	91.085	172.377	229.894	263.855	275.061
-134.789	-12.464	97.039	184.688	247.507	284.993	297.435
-124.401	-8.962	90.447	168.885	224.872	258.193	269.233
-95.992	-4.171	65.860	119.730	157.250	178.926	185.968
-51.128	-16.445	5.752	22.020	29.292	31.135	31.291
0.000	-127.857	-113.055	-143.780	-183.743	-212.916	-223.310
0.000	0.000	-204.810	-389.332	-519.371	-594.799	-619.405

**VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA**

0.000	254.712	299.478	249.668	169.228	83.913	0.000
0.000	-29.435	50.291	75.832	65.156	36.133	0.000
0.000	-286.667	-144.740	-61.802	-20.574	-4.536	0.000
0.000	-470.240	-281.662	-158.517	-81.676	-33.937	0.000
0.000	-567.837	-355.183	-210.773	-115.004	-50.119	0.000
0.000	-578.666	-363.598	-217.229	-119.509	-52.463	0.000
0.000	-502.787	-307.196	-178.556	-95.897	-41.399	0.000
0.000	-339.284	-187.882	-97.576	-46.802	-18.486	0.000
0.000	-93.170	-10.996	19.714	22.388	13.131	0.000
0.000	203.770	214.973	162.826	101.870	47.812	0.000
0.000	-21.624	51.485	68.099	54.870	29.378	0.000
0.000	-182.921	-54.890	3.717	20.462	14.935	0.000
0.000	-237.454	-90.088	-17.275	9.399	10.366	0.000
0.000	-175.632	-48.240	10.072	25.616	17.837	0.000
0.000	-9.220	65.395	82.605	66.899	36.165	0.000
0.000	215.702	238.728	190.130	124.724	60.635	0.000
0.000	-83.817	-2.711	28.360	29.825	17.420	0.000
0.000	-341.435	-195.043	-104.565	-51.708	-20.947	0.000
0.000	-526.600	-335.192	-203.245	-113.574	-50.552	0.000
0.000	-638.707	-422.487	-265.711	-153.214	-69.679	0.000
0.000	-685.165	-459.444	-292.286	-170.046	-77.776	0.000
0.000	-671.738	-448.649	-283.944	-164.270	-74.804	0.000
0.000	-599.332	-390.917	-241.200	-136.148	-60.860	0.000
0.000	-464.513	-285.365	-163.946	-85.805	-36.072	0.000
0.000	-264.118	-131.229	-52.034	-13.495	-0.733	0.000
0.000	-6.983	70.078	94.292	79.873	44.304	0.000
0.000	263.333	320.750	275.820	191.736	96.690	0.000
0.000	-21.962	59.652	86.875	74.978	41.874	0.000
0.000	-287.596	-146.668	-62.606	-20.337	-4.089	0.000
0.000	-484.798	-296.405	-170.549	-89.802	-37.948	0.000
0.000	-600.627	-385.274	-234.894	-131.450	-58.359	0.000
0.000	-634.609	-412.356	-255.183	-144.819	-64.960	0.000
0.000	-585.916	-378.694	-232.587	-130.527	-57.957	0.000
0.000	-447.639	-288.695	-170.293	-89.916	-37.812	0.000
0.000	-209.231	-162.510	-73.991	-23.985	-4.778	0.000
0.000	105.447	-81.312	57.817	70.509	41.591	0.000
0.000	204.810	389.332	314.561	205.467	100.034	0.000

FIGURA 4.26: GRÁFICA DE MOMENTOS FLEXIONANTES FACTORIZADOS EN TORNO AL EJE Y PARA LOSA DE AZOTEA, UNIDADES: (KG-M/M)

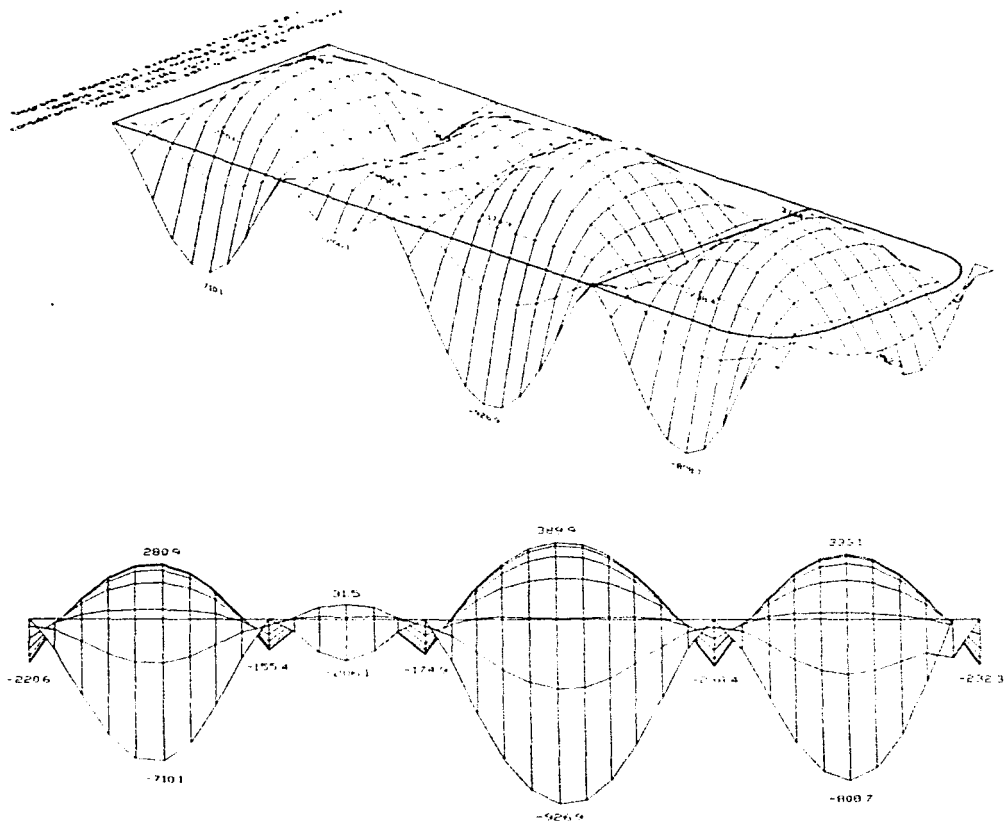


FIGURA 4.27: GRÁFICA DE MOMENTOS FLEXIONANTES FACTORIZADOS EN TORNO AL EJE X PARA LOSA DE AZOTEA, UNIDADES: (KG-M/M)

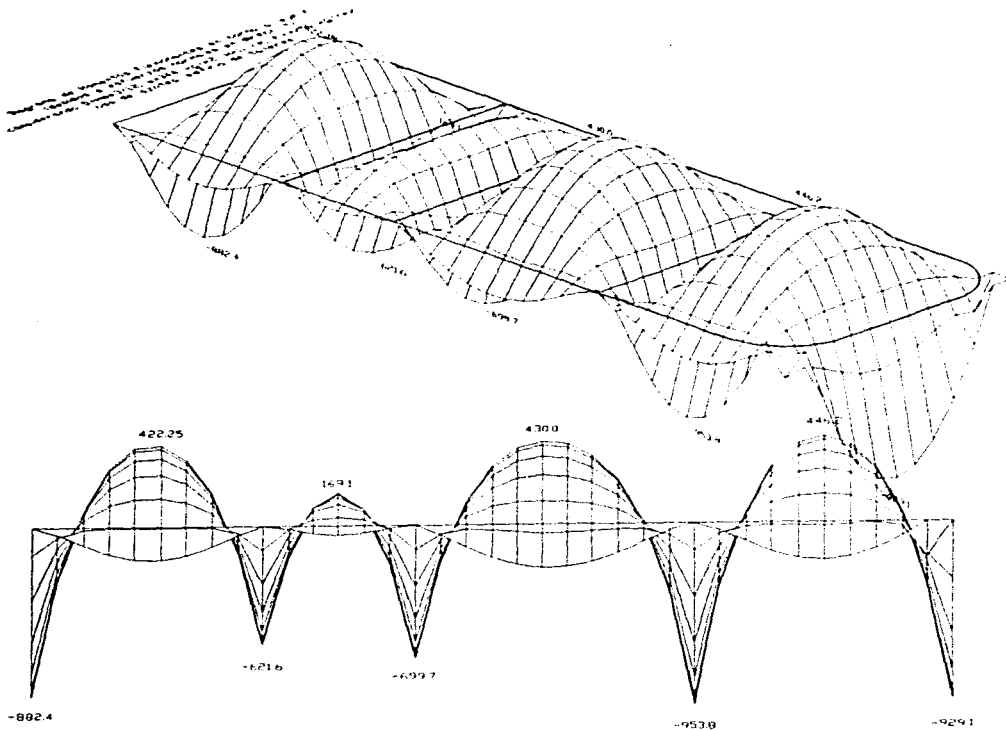


FIGURA 4.28: GRÁFICA DE MOMENTOS TORSIONANTES FACTORIZADOS A LOS EJES X Y Y PARA LOSA DE AZOTEA, UNIDADES: (KG-M/M)

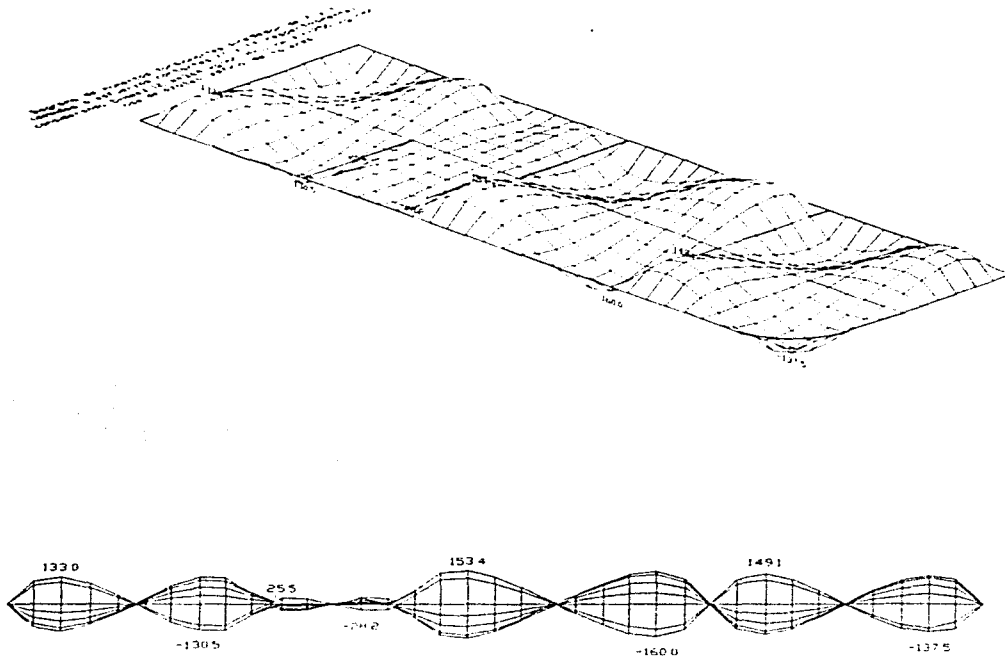


FIGURA 4.29: GRÁFICA DE FUERZAS CORTANTES FACTORIZADAS EN PLANOS NORMALES AL EJE X PARA LOSA DE AZOTEA. UNIDADES: (KG/M)

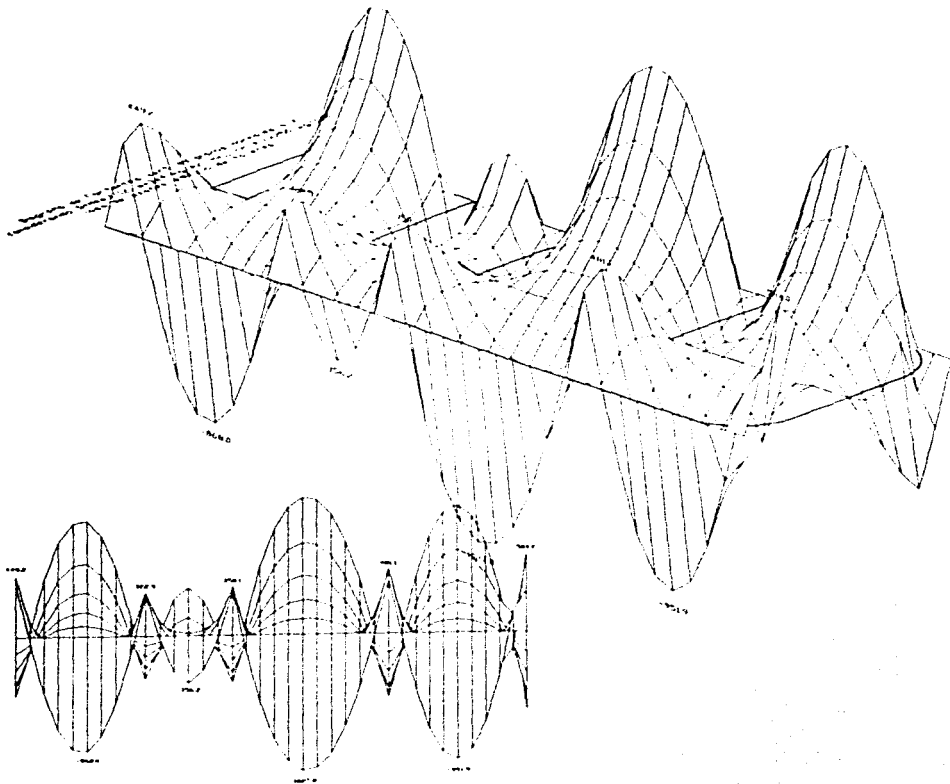
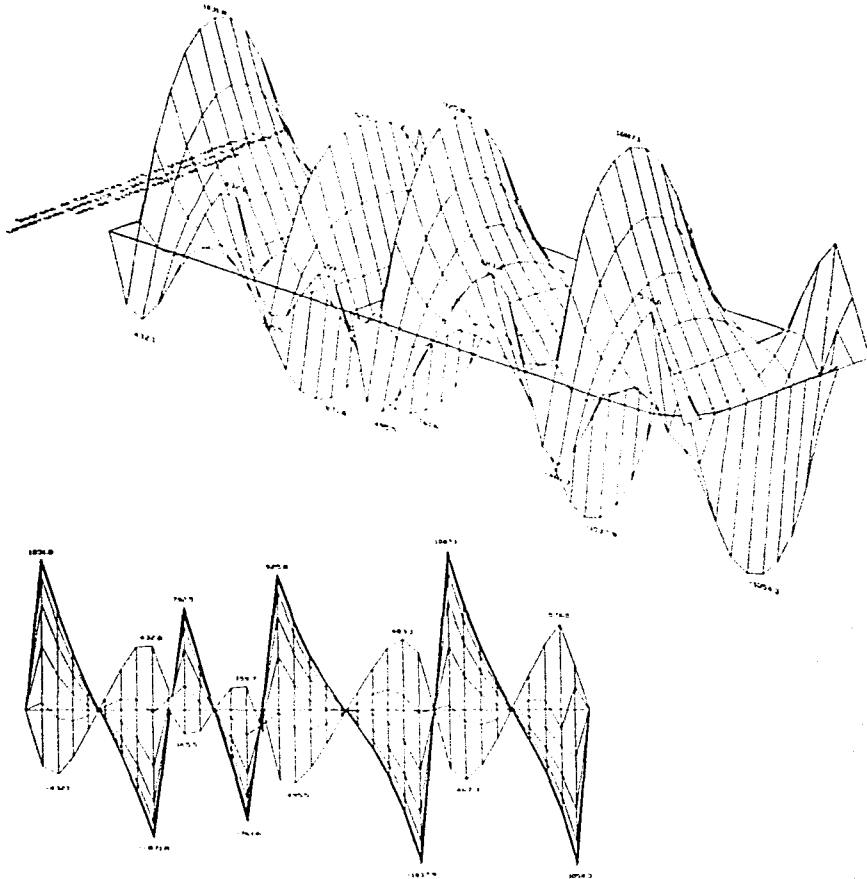


FIGURA 4.30: GRÁFICA DE FUERZAS CORTANTES FACTORIZADAS EN PLANOS NORMALES AL EJE Y PARA LOSA DE AZOTEA, UNIDADES: (KG/M)



Tabulando los Momentos factorizados de ambos métodos del caso para la losa empotrada:

Para las franjas largas de los tableros (momentos flexionantes en torno al eje Y:

TABLERO	Mu EXT. G	Mu EXT. E.L.	AS	MR.	Mu C.L. G.	Mu C.L. E.L.	AS	MR.
I	-464.0	-710.1	40	-591.7	232.0	280.9	20	1153.5
II	-113.4	-206.1	40	-591.7	56.7	31.5	40	591.7
III	-798.8	-926.9	20	-1153.5	399.4	389.9	13.3	1689.6
IV	-628.2	-808.7	20	-1153.5	314.1	333.1	20	1153.5

E.L.: Método de Ecuación de Lagrange

G.: Método de Grashof

AS: Acero de refuerzo a tensión

Se aprecia que los resultados obtenidos por la ecuación de Lagrange, rebasan ampliamente los valores para los momentos extremos (de empotramiento de las franjas) mientras que los momentos centrales son del mismo orden en ambos métodos excepto para los tableros extremos donde el método por la ecuación de Lagrange da valores mayores.

En este caso solo está desprotegido el extremo del tablero I en direcc. X, dado que el momento resistente $M_p = 591.7 \text{ kg-m} < M_u = 710.1 \text{ kg-m}$

Para la franja continua en direcc. Y:

ZONA	Mu. G	Mu. E.L.	AS	MR.
Y=0	-945.6	-882.4	20	-1153.5
I	479.4	422.3	20	1153.5
Y=4.5	-589.7	-621.6	20	-1153.5
II	22.5	169.1	40	591.7
Y=7.5	-783.6	-699.7	20	-1153.5
III	562.4	430.0	40	591.7
Y=13	-995.3	-953.8	13.3	-1689.6
IV	430.5	446.2	20	1153.5
Y=18	-858.9	-929.1	20	-1153.5

Se observa que en esta dirección los momentos por ambos métodos son más parecidos, siendo ligeramente mayores los valores del método de Grashof excepto los correspondientes a los tablero III y IV.

Para esta dirección los armados cubren todos los valores máximos

Para fuerzas cortantes tenemos:

En dirección X (cortantes en secciones normales al eje X):

Método de Grashof:

$$\text{Del tablero III: } V_{um\acute{a}x} = 1.5 \cdot \frac{177.5 \text{ kg/m/m} \times 6.0 \text{ m}}{2} = 798.8 \text{ kg/m}$$

Mientras que de la ecuación de Lagrange se obtiene:

$$\text{Del tablero III: } V_{um\acute{a}x} = 1027.8 \text{ kg/m}$$

En tanto que de acuerdo a las N.T.C. Concreto para losas perimetralmente apoyadas resulta:

$$\text{Del tablero III: } V_{um\acute{a}x} = 1.15 \cdot \frac{(5.5/2 - 0.09) \times 1.5 \times 429}{1 + (5.5/6)^b} = 1235.5 \text{ kg/m}$$

Siendo el cortante resistente:

$$V_R = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \sqrt{200} = 5091.2 \text{ kg/m}$$

En dirección Y:

Método de Grashof: del análisis de viga continua empotrada se obtiene:

$$\text{apoyo empotrado tablero I: } V_{um\acute{a}x} = 1.5 \times 786.9 \text{ kg/m} = 1180.4 \text{ kg/m}$$

Método de la ecuación de Lagrange:

$$\text{apoyo intermedio de tableros III y IV: } V_{um\acute{a}x} = 1087.1 \text{ kg/m}$$

Los cuales son superados por el cortante de diseño de las N.T.C. y este a su vez por el cortante resistente.

En cuanto a Momentos torsionantes, el método de Grashof no los considera, suponiendo solo momentos de flexión; mientras que con la ecuación de Lagrange el máximo valor (tablero III) fue:

$T_u^* = 160 \text{ kg-m/m}$, que se obtuvo del análisis considerando el valor de rigidez a cortante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.25)} = 0.4 E$$

(1) Dado que la losa aun se mantendría en equilibrio a falta de rigidez a la torsión, el momento torsionante de diseño se obtendrá considerando un módulo de rigidez a cortante igual a 0.5 G; siendo $G = 0.4 E$, de donde:

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.6.a)

$$T_u = 0.5 T_u^* = 0.5 \times 160 = 80 \text{ kg-m/m}$$

$$T_{OR} = 0.6 F_R \sum x^2 y \sqrt{f^*c}$$

$$F_R = 0.8$$

$$x = 11 \text{ cm}$$

$$y = 3 x = 33 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{OR} = 0.6 \times 0.8 \times 11^2 \times 33 \times \sqrt{200} = 27105.4 \text{ kg-cm/m} = 271.0 \text{ kg-m/m}$$

Comprobando la desigualdad para despreciar la torsión:

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{CR}^2} < 1.0$$

$$\frac{80^2}{271^2} + \frac{1235.5^2}{5091.2^2} = 0.1460 < 1.0$$

∴ Se desprecia el efecto de torsión en la losa de azotea.

Cabe señalar que los elementos mecánicos obtenidos del método de la ecuación de Lagrange, son finalmente independientes del momento de inercia empleado, ya que es constante para toda la placa; pues además se obtienen del equilibrio directo de la misma con la carga soportada (ver desarrollo en apéndice 9); mientras que para la relación de Poisson, el comportamiento de la placa varía ligeramente aumentando las deflexiones conforme ν tiende a cero, ya que mientras los momentos flexionantes disminuyen, los torsionantes aumentan a fin de lograr el equilibrio con la carga soportada. En estos análisis se empleó siempre el valor $\nu = 0.25$ correspondiente al módulo de rigidez a cortante que estipulan las N.T.C. de Concreto (R16): $G = 0.4 E_c$

Comparando las rigideces de placa:

$$\frac{D_{secc.bruta}}{D_{secc.transf.}} = \frac{E H^3 / [12(1-\nu^2)]}{E \times 18.422^*} = \frac{11^3 / [12(1-0.25^2)]}{18.422} = \frac{118.311 \text{ cm}^3}{18.422 \text{ cm}^3} = 6.422$$

* M. Inercia de la secc. transf. agrlet. para refzo. con vs. no. 3 # 20 cm.

Comparando las máximas deflexiones obtenidas con cada valor de rigidez:

$$\frac{W_{m\acute{a}x} | D_{s.t.}}{W_{m\acute{a}x} | D_{s.b.}} = \frac{-1.050 \text{ cm}}{-0.217 \text{ cm}} = 4.839$$

4.2.2 Diseño de Cimiento-Cisterna de dos cámaras:

Descripción:

Cisterna de dos cámaras para almacenar en una de ellas agua del suministro municipal y en la otra agua de recuperación pluvial, cada una de aproximadamente 10 m²; y que sirvan además como cimiento de la zona de laboratorio de oficinas. Hecha en concreto reforzado impermeable.

Concreto: Hecho en obra, con resistencia especificada $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, agregado pétreo riolítico (concreto clase 2) y aditivo festegral en mezcla dosificado según indicaciones del fabricante para disminuir su porosidad.

Reforzo: Losa de cisterna con doble emparrillado a base de varillas no. 3, para traves-muro acero longitudinal vs. no. 3 y 4 y estribos no. 3. Losa tapa: emparrillado doble vs. no. 3. En todos los casos el acero empleado será tipo R-42.

Método de diseño:

El Análisis se realizará considerando una adaptación del método de Grashof (franjas ortogonales del cajón de cisterna) para las condiciones vacía y llena; y diseñando para los valores más desfavorables y de acuerdo al RCDF-87; así mismo se presentará a manera de revisión un camino de análisis alternativo como cajón de cimentación.

Bajada de Cargas combinación 1.5 (c.m. + c.v.)

Carga unitaria total de losa de azotea: 429 kg/m^2 (c.v.máx = 100 kg/m^2)

Carga unitaria de saliente trabe de losa azotea 0.24×0.19 : 110 kg/m

Carga unitaria cadena cerramiento p.a. 0.15×0.25 : 90 kg/m

Carga unitaria total de losa de entrepiso: 822 kg/m^2 (c.v.máx = 300 kg/m^2)

Carga unitaria de saliente trabe de losa entrepiso 0.24×0.12 : 69 kg/m

Carga unitaria cadena cerramiento p.b. 0.15×0.25 : 90 kg/m

Carga unitaria muro tabique a soga (e = 12 cm): 227 kg/m^2

Carga unitaria muro tabique a tizón (e = 24 cm): 457 kg/m^2

Tabla de longitudes, áreas tributarias de losa y alturas efectivas de muros para cada eje perimetral de cisterna:

EJE	LONG. TOT [m]	A L. AZOT. [m ²]	H. MURO P.A. [m]	e M. [m]	A L. ENT. [m ²]	H. MURO P.B. [m]	e M. [m]
I 7-9	6.00	17.66R	2.06	0.12	13.25	2.63	0.24
L 7-9	5.36*	8.267	2.25	0.12	8.267	2.75	0.24
7 I-L	4.68*	6.009	2.25	0.12	6.009	2.75	0.24a
9 I-L	4.68*	6.009	2.25	0.12	6.009	2.75	0.24a

* Longitud real curva

a) espesor correspondiente a 3.18 m de long., los 1.5 m restantes tienen muro e=0.12

Tabla de descargas a ejes perimetrales de cisterna:

EJE	L AZOT. [m]	T LOSA. [kg]	C CERR. [kg]	MURO P.A. [kg]	L ENT. [kg]	T.LOSA [kg]	C.CERR. [kg]	MURO P.B. [kg]	C.TOT. [kg]
I 7-9	7580	660	540	2245a	10892	414	540	5769a	28640
L 7-9	3547	590	482	2738	6796	370	482	5985b	20990
7 I-L	2578	515	421	2390	4940	323	421	4933c	16521
9 I-L	2578	515	421	2390	4940	323	421	4933c	16521

a) carga de muro menos un claro de 1.2 m de entrada

b) carga de muro menos ventana tomada como muro e=0.12

c) carga de muros e=0.24 y e=0.12 para ventana

Tabla de descargas unitarias longitudinales y factorizadas:

EJE	DESCARGA UNIT. [KG/M]	DESCARGA FACT. [KG/M]
I 7-9	4773.3	7160.0
L 7-9	3916.0	5874.0
7 I-L	3530.1	5295.2
9 I-L	3530.1	5295.2

4.2.2.a) Diseño de Losa-tapa de cisterna:

La losa tapa de cisterna que servirá de piso al laboratorio para una carga viva solicitada de 500 kg/m^2 se propondrá de 10 cm de espesor y estará formada por dos tableros delimitados por traves de $24 \times 30 \text{ cm}$:

CARGA LOSA	VALOR. (KG/M ²)
LOSA 10 CM	240
C. RCDF-R7	40
MOSAICO MARMOL	100
MORTERO	20
C. MUERTA TOT	400
C. VIVA MÁX	500
C. TOTAL UNIT.	900

Debido a la magnitud de las descargas de los ejes I, L, 7 y 9 que restringen las traves perimetrales de la losa tapa, esta se considera empotrada en sus extremos y simplemente apoyada en la trabe intermedia de la cisterna; formando dos tableros semejantes (el delantero con las esquinas redondeadas) de $2.5 \times 6.0 \text{ m}$. Como la relación de lados en cada tablero es:

$$6.0/2.5 = 2.4 \text{ m} \approx 2.0$$

Se puede analizar como losa que trabaja en una sola dirección, analizando para una franja de ancho unitario con toda la carga 700 kg/m empotrada en sus extremos y simplemente apoyada en el centro y claros de 2.5 m :

ARCHIVO DE DATOS PARA ANALISIS DE LOSA TAPA DE CISTERNA COMO VIGA**ANALISIS LOSA TAPA CISTERNA OFICINAS UNID(KG-M)**

2.5,3,126491E4

2.5,1

1.0,1

2.5,1

1.0,1

1,1,1

2,1,0

3,1,1

0.2

1,1

-900

2,1

-900

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE LOSA TAPA CISTERNA COMO VIGA

••ANALISIS DE VIGAS CONTINUAS HASTA 100 BARRAS••

•PROGRAMA: Francisco Javier Espino Rodriguez•

E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.

••Maestria en Estructuras••

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS LOSA TAPA CISTERNA OFICINAS UNID[KG-M]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:

No.Barras= 2 No.Restr.= 5 No.Nudos restr= 3 Mod.Elast.=.12649E+10

BARRA= 1 L= 2.50 Iz= 0.000083

BARRA= 2 L= 2.50 Iz= 0.000083

RESTRICCIONES DE NUDO

SI=1, NO=0

NUDO= 1 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

NUDO= 2 RESTR Y= 1 RESTR Z= 0

NUDO= 3 RESTR Y= 1 RESTR Z= 1

DATOS DE CARGA

No.Nudos c/carga= 0 No. Barras c/carga= 2

ACCIONES EN EXTREMOS RESTRINGIDOS DEBIDO A CARGAS EN BARRAS

BARRA	Feyj	Mezj	Feyk	Mezk
1	-1125.000	-468.750	-1125.000	468.750
2	-1125.000	-468.750	-1125.000	468.750

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO Y REACCIONES DE APOYOS

NUDO	TRASLAC.Y	GIRO Z	REACC.Y	REACC.Z
1	0.000E+00	0.000E+00	1125.000	468.750
2	0.000E+00	0.000E+00	2250.000	0.000
3	0.000E+00	0.000E+00	1125.000	-468.750

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS

BARRA	Fuerza j	Momento j	Fuerza k	Momento k
1	1125.000	468.750	1125.000	-468.750
2	1125.000	468.750	1125.000	-468.750

Del Análisis obtenemos los siguientes momentos máximos:

$$V = 1125 - 900x$$

$$V = 0 \mid x = 1125/900 = 1.25 \text{ m}$$

$$M = -468.75 + 1125x - 900x^2/2$$

$$M_{m\acute{a}x} = -468.75 + 1125 \times 1.25 - 900 \times 1.25^2/2 = 234.375 \text{ kg-m}$$

De donde los Máximos elementos mecánicos factorizados son:

$$Mu(-) = 1.5 \times 468.750 \text{ kg-m/m} = 703.1 \text{ kg-m/m}$$

$$Mu(+) = 1.5 \times 234.375 \text{ kg-m/m} = 351.6 \text{ kg-m/m}$$

$$Vu = 1.5 \times 1125 \text{ kg/m} = 1688 \text{ kg/m}$$

Diseño por Flexión:

$$As_{m\acute{i}n} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} b d = \frac{0.7 \cdot \sqrt{250}}{4200} \times 100 \times 8 = 2.108 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \frac{f'c}{fy} \frac{4800}{fy + 6000} b d = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200+6000} \times 100 \times 8 = 11.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para refuerzo con vs. no. 3 $As = 0.713 \text{ cm}^2$

$$As_{m\acute{i}n} = \frac{2.108}{0.713} = 2.95 \text{ vs./m} \Rightarrow 100/2.95 = \text{vs. no. 3 @ 33 cm}$$

$$As_{m\acute{a}x} = \frac{11.43}{0.713} = 16.03 \text{ vs./m} \Rightarrow 100/16.03 = \text{vs. no. 3 @ 6.5 cm}$$

Tabulando los momentos resistentes para distintas separaciones:

$$M_R = F_R As Fy d (1 - 0.5q)$$

donde:

$$F_R = 0.9$$

$$q = \frac{As}{b d} \frac{fy}{f'c}$$

s [CM]	As. [CM ²]	M _R [KG.-M/M]
33	2.161	631.5
30	2.377	692.3
20	3.565	1018.7
15	4.753	1331.9

De la tabla anterior, para la dirección principal elegimos los emparrillados superior e inferior @ 60 cm y @ 33 respectivamente, cerrando con bastones intermedios el superior (ver diagrama de armados):

FIGURA 2.31: DIAGRAMA DE ARMADO PARA LOSA-TAPA DE CISTERNA OFICINAS:

Diagrama de Momentos Flexionantes factorizados

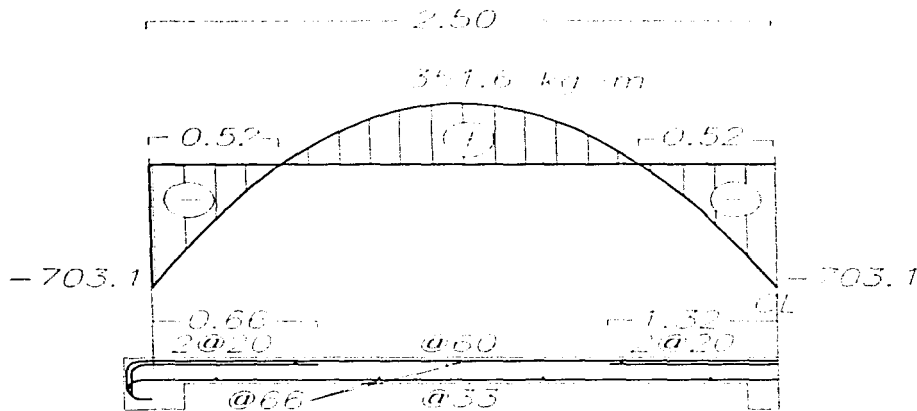


Diagrama de armado para losa-tapa de cisterna oficinas

NOTA: El armado para trapes de losa-tapa es el mínimo por flexión y cortante: 4 vs. no. 4 R-42, y estribos no. 2 # 13 cm.

s = 33 cm con MR = 631.5 kg-m/m > Mu(+) = 351.6 kg-m/m en lecho inferior
 s = 20 cm con MR = 1018.7 kg-m/m > Mu(-) = 703.1 kg-m/m en lecho superior

(ii) El refuerzo en la dirección larga se determinará de acuerdo al refuerzo mínimo por temperatura:

(1) N.T.C. Concreto secc. 4.3.2

$$a_s \text{ [cm}^2\text{/cm]} = \frac{660 \times x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{660 \times 10}{4200 \times (10 + 100)} = 1.429 \times 10^{-2} \text{ cm}^2\text{/cm}$$

En elementos expuestos a intemperie (en este caso estará sobre un ambiente húmedo), La cantidad anterior se multiplicará por 1.5:

$$a_s = 1.5 \times 1.429 \times 10^{-2} \text{ cm}^2\text{/cm} = 2.143 \times 10^{-2} \text{ cm}^2\text{/cm}$$

de donde:

$$A_{s\text{mín}} = 100 \text{ cm} \times 2.143 \times 10^{-2} \text{ cm}^2\text{/cm} = 2.143 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = \text{vs. no. 3} \ @ \ 33 \text{ cm}$$

Por lo que se colocarán dos emparrillados con vs. no. 3 @ 66 cm c/u

Revisión por Cortante:

(i) la relación en el extremo de la losa:

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.1.5.11

$$\frac{M}{Vd} = \frac{468.75 \text{ kg-m/m}}{1125 \text{ kg/m} \times 0.08 \text{ m}} = 5.208 > 2.0$$

∴ la resistencia a fuerza cortante de la losa se determina con las ecuaciones para vigas normales siendo L/h = 250/10 = 25 ≥ 5 :

$$p(-) = \frac{3.565}{100 \times 8} = 4.456 \times 10^{-3} < 0.01 \Rightarrow$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 8 \times (0.2 + 30 \times 0.00445) \times \sqrt{200} = 3020 \text{ kg/m} > V_u = 1688 \text{ kg/m}$$

∴ La losa resiste el cortante

Revisión de estado límite de servicio:

Bajada de Cargas: 1.0 (c.m. + c.v.med)

CARGA LOSA	VALOR. [KG/M ²]
LOSA 10 CM	240
C. PCDF-87	40
MOSAICO MARMOL	100
MOPTERO	20
C. MUERTA TOT	400
C. VIVA MED	400
C. TOTAL UNIT.	800

Cálculo del Momento de Inercia de la sección transformada agrietada:

$$E_c = 8000 \sqrt{250} = 126491 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 2 \times 10^6 / 126491 = 15.811$$

Cálculo de distancia al eje neutro para $A_s @ 33 \text{ cm}$:

$$b x^2/2 - n A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15.811 \times 2.161 \times (8 - x) = 0$$

$$x = 2.021 \text{ cm}$$

$$I_a = b x^3/3 + n A_s (d - x)^2$$

$$I_a = 100 \times 2.021^3/3 + 15.811 \times 2.161 \times (8 - 2.021)^2 = 1496.6 \text{ cm}^4$$

Repetiendo el cálculo para $A_s @ 20 \text{ cm}$ resulta:

$$x = 2.492 \text{ cm} \quad , \quad I_a = 2225.9 \text{ cm}^4$$

(1) Calculando el momento de inercia de la sección agrietada para cálculo de deflexión:

(1) N.T.C. Concreto secc. 2.2.2

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4}$$

donde los subíndices 1 y 2 corresponden a las sección extremas y el 3 a la central

$$I = \frac{2 \times 2225.9 + 2 \times 1496.6}{4} = 1861.2 \text{ cm}^4$$

Empleando el método de doble integración tenemos:

$$M(x) = -416.667 + 1000x - 400x^2$$

$$\text{El } \theta(x) = -416.667x + 500x^2 - 133.333x^3 + c_1$$

$$\text{Como } \theta(0) = 0 \rightarrow c_1 = 0$$

$$\text{El } y(x) = -208.333x^2 + 166.667x^3 - 33.333x^4 + c_2$$

$$\text{Como } y(0) = 0 \rightarrow c_2 = 0$$

Despejando la solución no trivial para $\theta=0$

$$x = 1.25$$

$$\text{El } y(1.25) = -208.333 \times 1.25^2 + 166.667 \times 1.25^3 - 33.333 \times 1.25^4 = -81.378 \text{ kg-m}^3$$

Deflexión inmediata:

$$y_{\max} = \frac{-81.378 \text{ kg-m}^3}{126491 \times 10^4 \text{ kg/m}^2 \times 18.612 \times 10^{-6} \text{ m}^4} = -3.456 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.346 \text{ cm}$$

Deflexión diferida:

$$As' = \text{vs. } \odot 60 \text{ cm}$$

$$p' = \frac{1.188}{100 \times 8} = 1.485 \times 10^{-3}$$

$$y_d = y_i \frac{4}{1 + 50p'} = 0.346 \times \frac{4}{1 + 50 \times 1.485 \times 10^{-3}} = 1.288 \text{ cm}$$

Deflexión total:

$$y_{\text{tot}} = y_i + y_d = 0.346 + 1.288 = 1.634 \text{ cm}$$

En este caso se considera que la flexión ocurre en la dirección de los dos claros de 2.50 m por lo que la deflexión permisible es:

$$y_{\text{perm}} = \frac{L^*}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{250}{240} + 0.5 = 1.542 \text{ cm}$$

$$\text{Contraflecha mínima: } 1.634 - 1.542 = 0.092 \text{ cm} \approx 1 \text{ mm}$$

∴ Se acepta la sección y armado de la losa.

MAXIMO VALOR EN PENULTIMA ITERACION: -0.39006
MAXIMO VALOR EN ULTIMA ITERACION: -0.39042
COORD DE MAXIMA DEFLEXION: (7, 4)
ULTIMA DIFERENCIA RELATIVA: 0.09272%
MAXIMA ITERACION ALCANZADA: 58

Del análisis por ecuación de Lagrange tenemos que la máxima deflexión inmediata es:

0.390 cm > 0.346 cm del análisis en una dirección

de acuerdo al primero la deflexión total será:

$y_t = 0.390 + 3.724 \cdot 0.390 = 1.842 \text{ cm} > 1.542 \text{ cm}$

∴ la contraflecha mínima sería de $1.842 - 1.542 = 0.3 \text{ cm}$

Calculando los elementos mecánicos para la carga máxima $w = 900 \text{ kg/m}^2$:

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE LOSA-TAPA DE CISTERNA:

LOSA TAPA DE CISTERNA. UNID: [KG, M]

6,0,5,1,0,50
 126491E4,0,25,0,10,900,0,1
 0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,0,1,1,1,1,1,1,1,1,1,0
 0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LOSA-TAPA DE CISTERNA:

SOLUCION DE EC. DIF. BIARMONICA DE LAGRANGE
(CALCULO DE DEFLEXIONES EN LOSA EMPOTRADA EN SU FRONTERA)
POR EL METODO DE DIFERENCIAS FINITAS
PROGRAMO: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ
TITULO: LOSA TAPA DE CISTERNA. UNID: [KG, M]
LONG. DE LOSA EN DIR. X: 6.000 SIMETRICA EN X: 0
LONG. DE LOSA EN DIR. Y: 5.000 SIMETRICA EN Y: 1
INCREMENTO EN AMBAS DIR.: 0.500
MOD.ELASTIC: .12649E+10
RELAC.POISSON: 0.250
ESPEJOR LOSA: 0.100
CARGA UNIF. REPARTIDA : 900.00000
TOLERANCIA DE CONVERGENCIA: 0.100%
RIGIDEZ DE PLACA: 0.11244E+06

**VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA**

0.000	282.505	231.335	132.765	62.152	22.754	0.000
0.000	-180.244	-24.607	19.456	21.041	11.267	0.000
0.000	-436.143	-169.239	-51.509	-8.771	1.274	0.000
0.000	-435.039	-167.724	-49.776	-7.327	2.061	0.000
0.000	-180.016	-22.000	23.408	24.551	13.210	0.000
0.000	276.865	231.792	137.180	66.459	25.112	0.000
0.000	-173.890	-23.920	18.265	20.264	11.038	0.000
0.000	-401.905	-171.522	-60.196	-14.529	-1.155	0.000
0.000	-338.701	-201.278	-73.945	-17.617	-1.325	0.000
0.000	-2.750	-223.760	-18.992	17.837	12.869	0.000
0.000	204.917	340.274	201.799	93.687	34.333	0.000

**VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE Y :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA**

0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-259.248	189.860	459.400	590.434	643.674	661.356	665.154
-119.076	40.938	135.719	184.055	204.951	212.423	214.157
119.453	-40.538	-136.674	-187.776	-211.591	-221.098	-223.527
258.952	-185.463	-452.953	-584.978	-639.909	-658.764	-662.960
8.291	2.753	2.165	4.672	7.308	8.959	9.480
-229.222	183.971	449.548	587.284	646.924	668.272	673.191
-50.847	0.946	113.964	178.303	206.175	216.184	218.538
229.222	-241.956	-169.933	-189.718	-211.137	-222.084	-225.161
182.351	-13.145	-361.267	-554.696	-637.011	-665.999	-672.668
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Mientras que haciendo una comparación de elementos mecánicos de diseño:

ELEMENTO MECÁNICO	A UNA. DIRECC.	M DIF. FIN.	UNIDADES
My(-) máx extremo	0.0	-388.9	kg-m/m
My(+). máx c.c	0.0	131.3	kg-m/m
Mx(-) máx extremo	-703.1	-661.6	kg-m/m
Mx(+). máx c.c	351.6	334.7	kg-m/m
Mxy* máx	0.0	37.8	kg-m/m
Vmáx \perp x	0.0	654.2	kg/m
Vmáx \perp y	1688.0	1009.8	kg/m

* Calculado con un valor de rigidez a cortante de 0.5 G = 0.2 E

De la tabla anterior se observa que los momentos obtenidos por ecuación de Lagrange en la dirección principal son similares a los del análisis en una dirección, por lo que el armado resiste los máximos valores de diseño; mientras que en la otra dirección el momento negativo máximo es del orden del máximo momento positivo ortogonal y el positivo una tercera parte de estos; haciendo una revisión del armado por temperatura para los de esta última dirección:

Para vs. no. 3 @ 66 cm (emparrillado superior) obtenemos:

$$M_{ry} = 321.2 \text{ kg-m/m} < M_{uy} = 388.9 \text{ kg-m/m}$$

• el armado en la dirección larga está abajo de la resistencia en un 17%.

El momento torsionante, es casi despreciable. En tanto que las fuerzas cortantes son de consideración en ambas direcciones superando la ocurrida en las secciones normales a la dirección principal y; sin embargo son menores a la calculada en el análisis de una dirección, y esta última es soportada por el cortante resistente de la losa.

4.2.2.b) Diseño de muros y losa de cimentación de cisterna:

Bajada de Cargas a muros en secciones de unión con losa de cimentación:

Tabla de longitudes, áreas tributarias de losa-tapa y alturas efectivas de muros de cisterna:

EJE	LONG. TOT [m]	A L. TAPA [m ²]	H.LIBRE MUPO [m]	e MURO. [m]
I 7-9	6.00	5.938	1.00	0.24
I' 7-9	6.00	11.875	1.00	0.24
L 7-9	5.36*	5.454	1.00	0.24
7 I-L	4.68*	2.884	1.00	0.24
9 I-L	4.68*	2.884	1.00	0.24

* Longitud real curva

Carga unitaria losa-tapa: 900 kg/m²

Carga unitaria saliente de trabes de losa tapa 0.24 x (0.3-0.10): 115 kg/m

Carga unitaria muro concreto cisterna h = 1m, e = 0.24 m: 576 kg/m

Tabla de descargas a secciones inferiores de muros de cisterna:

EJE	DESC A L.-TAPA [kg]	L TAPA [kg]	SAL TRABE. [kg]	MURO [kg]	CARGA. TOT [kg]
I 7-9	28640	5344	690	3456	38130
I' 7-9	-	10688	690	3456	14834
L 7-9	20990	4909	616	3087	29602
7 I-L	16521	2596	538	2696	22351
9 I-L	16521	2596	538	2696	22351

Cálculo del centroide de la descarga a losa de cimentación:

caso I) cisterna vacía:

Eligiendo un sistema cartesiano con origen en la esquina formada por los ejes 7 y L tenemos:

Por simetría: $x_c = 3.00$ m

$$y_c = \frac{[38130 \times 5 + 14834 \times 2.5 + 2 \times 22351 \times 2.5]}{127268} \text{ kg-m} = 2.67 \text{ m}$$

Eligiendo una losa de cimentación rectangular, con bordes al paño exterior de los muros en ejes: 7, 9 y L; tendría una saliente S, más allá del paño exterior del muro eje I cuya descarga debida al peso de suelo que soporta estaría dada como:

Con el fin de lograr una presión uniforme del suelo y con ello evitar en lo posible la inclinación del cimientto; el centroide de la losa de cimentación, deberá coincidir con el centroide de todas sus descargas.

Considerando el peso del suelo sobre la saliente:

$$\text{Descarga a saliente} = S \times 6.00 \times 1.30 \text{ (altura)} \times 1500 \text{ kg/m}^3 = 11700 S$$

debe cumplirse:

$$\frac{127268 \text{ kg} \times 2.67 \text{ m} + 11700 S \text{ kg} \times (5.12 + S/2) \text{ m}}{127268 + 11700 S} = \frac{(5.12 + S)}{2}$$

de donde:

$$S = 0.42 \text{ m}$$

por lo que la ampliación S a partir del paño exterior del muro I será: 0.42 m

caso II) cisterna llena:

$$\text{Volumen de agua en cámaras: } (13.018 \text{ m}^2 + 12.336 \text{ m}^2) \times 1 \text{ m} = 25.354 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de agua en cámaras } (\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3) = 25354 \text{ kg}$$

Centroide del peso de agua en cisterna (suponiendo al mismo nivel ambas cámaras)

$$\frac{13018 \text{ kg} \times 3.75 \text{ m} + 12336 \text{ kg} \times 1.243 \text{ m}}{25354 \text{ kg}} = 2.530 \text{ m}$$

Centroide de descargas en cisterna llena:

$$y_c = \frac{25354 \times 2.53 + 38130 \times 5 + 14834 \times 2.5 + 2 \times 22351 \times 2.5}{152622} = 2.64 \text{ m}$$

Considerando el peso de suelo sobre la saliente para que coincidan los centroides debe cumplirse:

$$\frac{152622 \text{ kg} \times 2.64 \text{ m} + 11700 S \text{ kg} \times (5.12 + S/2) \text{ m}}{152622 + 11700 S} = \frac{(5.12 + S)}{2}$$

de donde la saliente será:

$$S = 0.26 \text{ m}$$

En adelante, se considerará la saliente más desfavorable (cisterna vacía) $s = 0.42 \text{ m}$

- (i) Se elige un espesor de losa de cimentación de 20 cm Siendo el mínimo: 15 cm
 (i) N.T.C. Concreto secc. 4.4.3

El peso de la losa de cimentación será:

$$6.24 \text{ m} \times (5.24 + 0.42) \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 16953 \text{ kg}$$

Determinación del tipo de cimentación (somera ó profunda):

Peso medio de la parte de la estructura que descansa en la cisterna:

Peso unitario medio de losa azotea: 344 kg/m² (C.V. med. = 15 kg/m²)

Peso unitario medio de losa entrepiso: 762 kg/m² (C.V. med. = 240 kg/m²)

EJE	L AZOT. [kg]	LOSA. [kg]	C CERR. [kg]	MURO P.A. [kg]	L ENT. [kg]	T.LOSA [kg]	C.CEPR. [kg]	MURO P.B. [kg]	C.TOT.
I 7-9	6078	660	540	2245	10097	414	540	5769	26343
L 7-9	2844	590	482	2738	6300	370	482	5985	19791
7 I-L	2067	515	421	2390	4579	323	421	4933	15649
9 I-L	2067	515	421	2390	4579	323	421	4933	15649

Peso unitario medio de losa-tapa: 800 kg/m² (C.V. med. = 400 kg/m²)

EJE	DESC A L.-TAPA [kg]	L TAPA. [kg]	SAL TRABE. [kg]	MURO [kg]	CARGA. TOT [kg]
I 7-9	26343	2375	690	3456	32864
I' 7-9	-	4750	690	3456	8896
L 7-9	19791	2182	616	3087	25676
7 I-L	15649	1154	538	2696	20037
9 I-L	15649	1154	538	2696	20037

Carga Total media al suelo de cimentación:

CARGA	VALOR (KG).
BAJADA DE MUROS	107510
AGUA DE CIST.	25354
RELLENO SUELO	4914
LOSA CIMENT.	16953
TOTAL	154731

Área de cimentación: 5.66 × 6.24 = 35.3 m²

Condiciones para determinar si se trata de cimentación somera:

a) Peso unitario medio de la estructura:

$$\frac{154.731 \text{ ton}}{35.3 \text{ m}^2} = 4.38 \text{ ton/m}^2 < 5 \text{ ton/m}^2$$

b) Perímetro: 2 × (5.00 + 6.00) = 22 m < 80 m

c) Profundidad de desplante: Dr = 0.35 m < 2.5 m

∴ Se trata de una cimentación somera

Cálculo de la capacidad de carga del suelo para caso más desfavorable (cisterna llena):

Empuje lateral del suelo en saliente (no equilibrado; ya que el resto de los empujes laterales de agua y suelo, se anulan entre sí para muros opuestos).

De acuerdo al Método semiempírico de Terzaghi (R29):

Tipo de suelo de relleno: I (suelo granular grueso sin finos) (tepetate)

Caso I: relleno con superficie horizontal:

$$E_h = \frac{1}{2} K_h H^2$$

$$K_h = 450 \text{ kg/m}^2/\text{m}$$

$$E_h = \frac{1}{2} \times 450 \times 1.3^2 = 380.25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Empuje factorizado: } 1.1 \times 380.25 = 418.3 \text{ kg/m}$$

Empuje total:

$$418.3 \text{ kg/m} \times 6.0 \text{ m} = 2510 \text{ kg}$$

brazo de palanca del empuje lateral a partir de la base:

$$H/3 = 1.3/3 = 0.43 \text{ m}$$

Momento Resultante:

$$2510 \text{ kg} \times 0.43 \text{ m} = 1079.3 \text{ kg-m}$$

Cuadro de cargas factorizadas:

CARGA	Pu [KG].	ex. [M]	ey. [M]	Mx [KG-M].	My [KG-M].
RESUL. C.MUROS	190902	3.00	2.67	572706	509708
CARGA DE AGUA	38031	3.00	2.53	114093	96218
*C.SUELO SALIENTE	5405	3.00	5.33	16215	28809
EMPUJE LAT. SUELO	2510	3.00	-	7530	-1079
C. LOSA CIMENT.	25430	3.00	2.71	76290	68915
C.TOT. FACT.	259768	3.00	2.70	786834	702571

• Fc = 1.1

• Momento concentrado

NOTA: En todos los demás casos el factor de carga es 1.5

Siendo las coordenadas del centroide de la losa: (3.00,2.71) con respecto al sistema establecido:

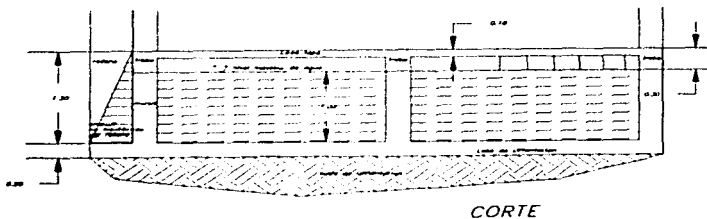
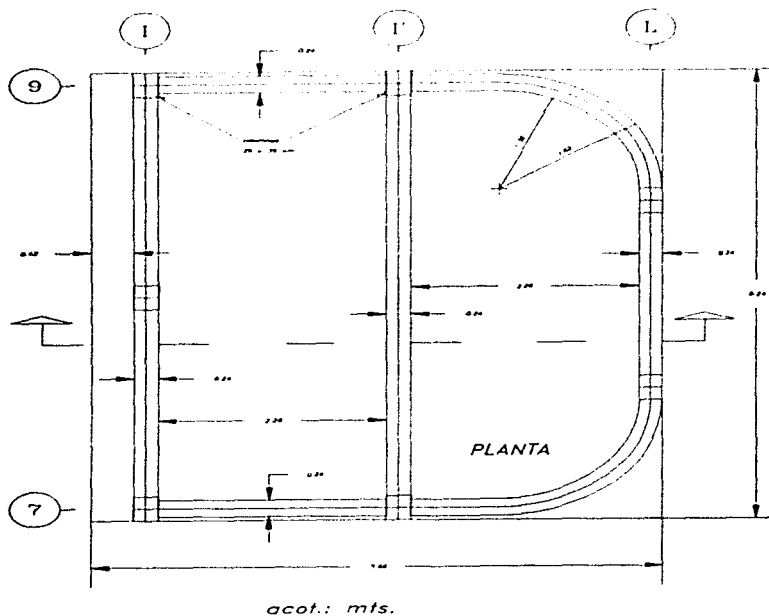
Las excentricidades son:

$$e_y = 2.71 - 2.70 = 0.01 \text{ m}$$

$$e_x = 0$$

FIGURA 4.32: DIAGRAMA DE LOSA DE CIMENTACIÓN PARA CISTERNA OFICINAS:

Diagrama de cisterna y cargas en losa de cimentación



(i) El suelo sobre el que se desplanta la cisterna es del tipo cohesivo analizado en la sección 4.1.11; por lo que la expresión para revisar la capacidad de carga del suelo es:

$$\frac{\sum Q F_c}{A'} < c_u N_c F_R + p_v$$

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{D_r}{B'} + 0.25 \frac{B'}{L'} \right] \text{ para } \frac{D_r}{B'} < 2 \text{ y } \frac{B'}{L'} < 1$$

en caso de no cumplirse las últimas dos relaciones, se tomarán como 2 y 1 respectivamente.

(i) N.T.C. Cimentaciones secc. 3.2

Siendo:

$$\sum Q F_c = 259.768 \text{ ton}$$

$$B = 5.66 \text{ m}$$

$$L = 6.24 \text{ m}$$

$$B' = B - 2 e_y = 5.66 - 2 \times 0.01 = 5.64 \text{ m}$$

$$A' = B' L = 5.64 \times 6.24 = 35.194 \text{ m}^2$$

$$D_r = 0.35 \text{ m}$$

$$D_r/B' = 0.35/5.64 = 0.133 < 2.0$$

$$B'/L = 5.64/6.24 = 0.904 < 1.0$$

$$\Rightarrow N_c = 5.14 \times \left[1 + 0.25 \times 0.133 + 0.25 \times 0.904 \right] = 6.473$$

$$h_s: (\text{lado más desfavorable} = \text{prof mín.}) = 0.5 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1.78 \text{ ton/m}^3$$

$$p_v = \gamma_s h_s$$

$$p_v = 0.5 \text{ m} \times 1.78 \text{ ton/m}^3 = 0.89 \text{ ton/m}^2$$

$$c_u = 0.31 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.7 \text{ (losa de cimentación en cimentación somera)}$$

$$\frac{259.768 \text{ ton}}{35.194 \text{ m}^2} = 7.381 \text{ t/m}^2 < 3.1 \text{ t/m}^2 \times 6.473 \times 0.7 + 0.89 \text{ t/m}^2 = 14.936 \text{ t/m}^2$$

∴ El suelo resiste la descarga factorizada para la combinación 1.5 (c.m. + c.v.)

Análisis de cisterna como depósito:

Para analizar el conjunto muros losa de cimentación, consideraremos las franjas ortogonales centrales (con ancho unitario) de la cisterna sujetas a las cargas correspondientes a dos condiciones diferentes: cisterna vacía y cisterna llena.

a) Cisterna llena:

muros: estarán sujetos a una carga triangular debido a la presión lateral del agua y del relleno ($kh = 450 \text{ kg/m}^2/\text{m}$):

Tomando como origen el extremo superior de la losa, las funciones de elementos mecánicos serán: (el signo menos para la fuerza normal indica compresión)

Muros de ejes 7 y 9:

$$\begin{aligned} N &= -4200 - 576 y \\ V &= 450 (y+0.3)^2/2 - 1000 y^2/2 \\ M &= 450 (y+0.3)^3/6 - 1000 y^3/6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N(1.00) &= -4776 \text{ kg/m} \\ V(1.00) &= -119.8 \text{ kg/m} \\ M(1.00) &= -1.892 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Muro eje I:

$$\begin{aligned} N &= -4774 - 576 y \\ V &= 450 (y+0.3)^2/2 - 1000 y^2/2 \\ M &= 450 (y+0.3)^3/6 - 1000 y^3/6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N(1.00) &= -5350 \text{ kg/m} \\ V(1.00) &= -119.8 \text{ kg/m} \\ M(1.00) &= -1.892 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Muro eje I':

$$\begin{aligned} N &= -1897 - 576 y \\ V &= 0 \\ M &= 0 \end{aligned}$$

$$N(1.00) = -2473 \text{ kg/m}$$

Muro eje L:

$$\begin{aligned} N &= -5523 - 576 y \\ V &= -1000 y^2/2 \\ M &= -1000 y^3/6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N(1.00) &= -6099 \text{ kg/m} \\ V(1.00) &= -500 \text{ kg/m} \\ M(1.00) &= -166.7 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Para las franjas de losa de cimentación, consideramos el peso del agua almacenada y el propio de la losa como uniformemente repartidos:

$$w_t = \frac{25354 \text{ kg} + 16953 \text{ kg}}{35.3 \text{ m}^2} = 1198.5 \text{ kg/m}^2$$

mientras que en la zona del relleno, la carga repartida sera:

$$w_r = 1198.5 \text{ kg/m}^2 + 1500 \text{ kg/m}^3 \times 1.3 \text{ m} = 3148.5 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que el espesor de los muros es mayor al de la losa, y a su unión entre sí, supondremos que esto proporciona la suficiente rigidez como para mantener la losa de cimentación empotrada en todos sus bordes; por lo tanto consideraremos que en cada tablero (2) de la losa, las deflexiones de las franjas ortogonales se igualan al centro de cada claro, y según el método de Grashof,:

$$\frac{w_a L_a^4}{384 EI} = \frac{w_b L_b^4}{384 EI} ; \text{ donde } w_a + w_b = w_t$$

por lo que:

$$w_a = w_t \frac{L_b^4}{L_a^4 + L_b^4} ; w_b = w_t \frac{L_a^4}{L_a^4 + L_b^4}$$

Para la dirección corta:

$$w_a = 1198.5 \times \frac{6.0^4}{2.5^4 + 6.0^4} = 1163.4 \text{ kg/m}$$

En dirección larga:

$$w_b = 1198.5 \times \frac{2.5^4}{2.5^4 + 6.0^4} = 35.1 \text{ kg/m}$$

La carga de la zona de relleno, se supondrá actuando totalmente en la dirección corta, ya que se apoya en el muro l como voladizo invertido.

En seguida, analizaremos las franjas de losa de cimentación, considerando la hipótesis de Winkler (R2b) (ver apéndice 10) la cual supone que la reacción del suelo F_{s1} en cualquier punto de la viga es directamente proporcional al hundimiento de la viga v_1 en el mismo punto.

$$F_{s1} = k_s v_1$$

donde k_s se conoce como el módulo de reacción del suelo y se supone constante para cada tipo de suelo. En nuestro caso tomaremos $k_s = 0.25 \text{ kg/cm}^3 = 250000 \text{ kg/m}^3$ *

* Estimado de (R3b)

La ecuación que representa el comportamiento de la viga bajo una carga uniformemente repartida de intensidad w soportada por un suelo elástico con módulo de reacción k_s es:

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} = w - b k_s v$$

para $w = w_0$ (cte.); la solución es:

$$v = \frac{w_0}{b k_s} + e^{\alpha x} [C_1 \operatorname{sen} \alpha x + C_2 \operatorname{cos} \alpha x] + e^{-\alpha x} [C_3 \operatorname{sen} \alpha x + C_4 \operatorname{cos} \alpha x]$$

$$\text{donde } \alpha = \left(\frac{b k_s}{4 EI} \right)^{1/4}$$

mientras que sus derivadas son:

$$\theta(x) = \frac{dv}{dx} = \alpha e^{\alpha x} [(C_1 - C_2) \operatorname{sen} \alpha x + (C_1 + C_2) \operatorname{cos} \alpha x] + \alpha e^{-\alpha x} [-(C_3 + C_4) \operatorname{sen} \alpha x + (C_3 - C_4) \operatorname{cos} \alpha x]$$

$$\frac{-M(x)}{EI} = \frac{d^2 v}{dx^2} = 2\alpha^2 e^{\alpha x} [-C_2 \operatorname{sen} \alpha x + C_1 \operatorname{cos} \alpha x] + 2\alpha^2 e^{-\alpha x} [C_4 \operatorname{sen} \alpha x - C_3 \operatorname{cos} \alpha x]$$

$$\frac{-V(x)}{EI} = \frac{d^3 v}{dx^3} = 2\alpha^3 e^{\alpha x} [-(C_1 + C_2) \operatorname{sen} \alpha x + (C_1 - C_2) \operatorname{cos} \alpha x] + 2\alpha^3 e^{-\alpha x} [(C_3 - C_4) \operatorname{sen} \alpha x + (C_3 + C_4) \operatorname{cos} \alpha x]$$

Dado que la franja es simétrica, elegimos el origen en $L/2$. Así entonces, para la franja de losa en dirección larga que se une con los muros 7 y 9, tenemos las siguientes condiciones:

$$\theta(0) = 0$$

$$V(0) = 0$$

$$M(-3) = -1.892 \text{ kg}\cdot\text{m (sentido antihorario)}$$

$$V(-3) = -4776 \text{ kg (hacia abajo)}$$

$$N = 119.8 \text{ kg (tensión)}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$E = 126491 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$I = 1 \times 0.2^3 / 12 = 6.667 \text{ m}^4$$

$$\alpha = \left[\frac{1 \times 250000}{4 \times 126491 \times 10^4 \times 6.667 \times 10^{-4}} \right]^{1/4} = 0.5218 \text{ m}^{-1}$$

De la primera condición:

$$\frac{dv}{dx} \Big|_{x=0} = \alpha(C_1+C_2) + \alpha(C_3-C_4) = 0$$

$$\frac{d^3v}{dx^3} \Big|_{x=0} = 2\alpha^3(C_1-C_2) + 2\alpha^3(C_3+C_4) = 0$$

de donde $-C_3 = C_1$, y $C_4 = C_2$

$$\frac{d^2v}{dx^2} \Big|_{x=-3} =$$

$$2\alpha^2 e^{-3\alpha} [-C_2 \operatorname{sen}(-3\alpha) + C_1 \operatorname{cos}(-3\alpha)] + 2\alpha^2 e^{3\alpha} [C_2 \operatorname{sen}(-3\alpha) + C_1 \operatorname{cos}(-3\alpha)]$$

$$4 \alpha^2 [C_1 \operatorname{cosh}(-3\alpha) \operatorname{cos}(-3\alpha) + C_2 \operatorname{sinh}(-3\alpha) \operatorname{sen}(-3\alpha)] = -(-1.892)/EI$$

$$\frac{d^3v}{dx^3} \Big|_{x=-3} =$$

$$2\alpha^3 e^{-3\alpha} [-(C_1+C_2)\operatorname{sen}(-3\alpha) + (C_1-C_2)\operatorname{cos}(-3\alpha)] + 2\alpha^3 e^{3\alpha} [-(C_1+C_2)\operatorname{sen}(-3\alpha) + (C_2-C_1)\operatorname{cos}(-3\alpha)]$$

$$4 \alpha^3 [-(C_1+C_2) \operatorname{cosh}(-3\alpha) \operatorname{sen}(-3\alpha) + (C_2-C_1) \operatorname{sinh}(-3\alpha) \operatorname{cos}(-3\alpha)] = -(-4776)/EI$$

resolviendo el sistema de ecuaciones simultáneas que resulta:

$$\begin{pmatrix} 0.01493 & 2.49104 \\ 1.42565 & 1.41137 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0022 \cdot 10^{-3} \\ 5.6636 \cdot 10^{-3} \end{pmatrix}$$

obtenemos:

$$C_1 = -C_3 = 0.00400$$

$$C_2 = C_4 = -0.00002$$

de donde las funciones anteriores quedan como:

$$v = \frac{35.1}{250000} + 0.004(e^{0.522x} - e^{-0.522x}) \operatorname{sen}(0.522x) + 0.00002(e^{0.522x} + e^{-0.522x}) \operatorname{cos}(0.522x)$$

$$v = 1.404 \times 10^{-4} + 0.008 \operatorname{sinh}(0.522x) \operatorname{sen}(0.522x) - 0.00004 \operatorname{cosh}(0.522x) \operatorname{cos}(0.522x)$$

$$\theta = 0.522 \times [(0.004 + 0.00002) (e^{0.522x} + e^{-0.522x}) \operatorname{sen}(0.522x) + (0.004 - 0.00002) (e^{0.522x} - e^{-0.522x}) \operatorname{cos}(0.522x)]$$

$$\theta = 0.00420 \operatorname{cosh}(0.522x) \operatorname{sen}(0.522x) + 0.00416 \operatorname{sinh}(0.522x) \operatorname{cos}(0.522x)$$

$$M = -843273.333 \times 2 \times 0.522^2 \times [0.004 (e^{0.522x} + e^{-0.522x}) \operatorname{cos}(0.522x) + 0.00002 (e^{0.522x} - e^{-0.522x}) \operatorname{sen}(0.522x)]$$

$$M = -3676.5 \operatorname{cosh}(0.522x) \operatorname{cos}(0.522x) - 18.4 \operatorname{sinh}(0.522x) \operatorname{sen}(0.522x)$$

$$V = -843273.333 \times 2 \times 0.522^3 \times [-(0.004-0.00002) (e^{0.522x}+e^{-0.522x}) \text{sen}(0.522x)] + \\ + [(0.004+0.00002) (e^{0.522x}-e^{-0.522x}) \text{cos}(0.522x)]$$

$$V = 1909.514 \text{cosh}(0.522x) \text{sen}(0.522x) - 1928.705 \text{senh}(0.522x) \text{cos}(0.522x)$$

x. (m)	v. (m)	ks*h*v. (kg)	θ (rad)	M (kg·m)	V (kg)
0.	0.00010	25.1	0.0	-3676.500	0.0
-0.5	0.00064	161.2	-0.00218	-3674.913	-17.715
-1.0	0.00228	569.3	-0.00435	-3676.088	-171.716
-1.5	0.00498	1245.9	-0.00647	-3457.964	-597.543
-2.0	0.00871	2176.6	-0.00840	-2971.520	-1426.709
-2.5	0.01330	3324.1	-0.00989	-1944.596	-2778.411
-3.0	0.01844	4610.5	-0.01054	-91.636*	-4743.787**

* El valor de M = -1.892 corresponde a x=-3.019

** El valor de V = -4776 corresponde a x=-3.007

La solución obtenida no puede considerarse del todo válida, pues si a cada desplazamiento restamos el hundimiento de cuerpo rígido: $w_0/(b k_s) = 1.404 \cdot 10^{-4}$ cm, obtendríamos que los desplazamientos cercanos a x=0 son negativos, y el modelo matemático empleado, tiene el inconveniente de no considerar que el suelo prácticamente no tiene resistencia a la tensión, es decir, que si la deflexión en algún punto es negativa (hacia arriba), el suelo actúa con una fuerza proporcional al módulo de reacción pero hacia abajo como si resistiera tensión, lo cual es falso; por lo que la ecuación: $EI \frac{d^4v}{dx^4} = w - b k_s v$, deja de describir el comportamiento suelo lineal-viga. Además esta solución, tiene la limitante de no poder considerar la carga w variable como se presenta realmente. Para contemplar estas situaciones, se analizarán las franjas empleando la ecuación:

$$EI \frac{d^4v}{dx^4} = w - k_r s v$$

donde $K_r s$ será igual al producto: $b k_s$ si $v \geq 0$, es decir si hay hundimiento, mientras que será igual a cero para $v < 0$ o sea cuando la viga se separe del suelo. Lo anterior se realizará empleando el método de la ecuación de Lagrange (ver apéndice) que además permite considerar la cargas $w(x)$ como variable (debido a descargas de muros) sobre la viga.

ARCHIVO DE DATOS ANÁLISIS DE FRANJA LARGA PARA CISTERNA LLENA:

ANALISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA LLENA; UNID: [KG, CM]
 126491,66666,7,100,600,0.25,1.24,1,0.0001
 (los sig. 5 renglones se deben dar en una sola columna)
 0.351,0.351,0.351,0.351,0.351
 0.351,0.351,0.351,0.351,0.351
 0.351,0.351,0.351,0.351,0.351
 0.351,0.351,0.351,0.351,0.351
 0.351,0.351,0.351,0.351,0.351
 -4776,-189.2,4776,-189.2

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA LLENA:

●●ANÁLISIS DE VIGAS CONTINUAS SOBRE SUELO ELÁSTICO●●
 ●PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodriguez●
 E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
 ●●Maestria en Estructuras●●

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANÁLISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA LLENA UNID: [KG,CM]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:
 MOD.ELASTIC.= 0.12649E+06
 MOM.INERCIA= 0.66667E+05
 ANCHO DE LA VIGA= 100.00000
 LONG.VIGA= 600.00000
 MOD.REACC.SUELO= 0.25000E+00
 TIPO DE CARGA (O=CTE.)= 1
 NUMERO DE SEGMENTOS= 24
 LONG.SEGMENTO= 25.00000
 VIGA SIMETRICA(SI=1,NO=0)= 1
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA=.0001

CONDICIONES DE FRONTERA:
 CORTANTE INICIAL= -4776.00000
 MOMENTO INICIAL= -189.20000
 CORTANTE FINAL= 4776.00000
 MOMENTO FINAL= -189.20000

NCOR= 1	SW= 0.97626E+04	SR= 0.97053E+04	ERR= 0.58669%
NCOR= 2	SW= 0.97626E+04	SR= 0.97586E+04	ERR= 0.04111%
NCOR= 3	SW= 0.97626E+04	SR= 0.97623E+04	ERR= 0.00300%

SOLUCION DE LA EC.: $EI d^4U/dx^4 = W(X) - KR=U$
 CONDICION: $KR=B*KS$ SI $U>0$ O $KR=0$. SI $U<0$

X:	CARGA	DEFLEXION	REACC.:	GIRO:	CORTANTE:	MOMENTO:
0	0.35100E+00	0.18361E+01	0.45902E+02	-0.10323E-01	-0.47760E+04	-0.18920E+03
25	0.35100E+00	0.15780E+01	0.39451E+02	-0.10167E-01	-0.37180E+04	-0.10530E+06
50	0.35100E+00	0.13278E+01	0.33194E+02	-0.97346E-02	-0.28243E+04	-0.18609E+06
75	0.35100E+00	0.10913E+01	0.27282E+02	-0.90933E-02	-0.20834E+04	-0.24651E+06
100	0.35100E+00	0.87310E+00	0.21828E+02	-0.82977E-02	-0.14836E+04	-0.29026E+06
125	0.35100E+00	0.67642E+00	0.16910E+02	-0.73920E-02	-0.10117E+04	-0.32070E+06
150	0.35100E+00	0.50350E+00	0.12588E+02	-0.64114E-02	-0.65285E+03	-0.34084E+06
175	0.35100E+00	0.35585E+00	0.88962E+01	-0.53824E-02	-0.39202E+03	-0.35334E+06
200	0.35100E+00	0.23438E+00	0.58595E+01	-0.43244E-02	-0.21344E+03	-0.36044E+06
225	0.35100E+00	0.13963E+00	0.34907E+01	-0.32505E-02	-0.10106E+03	-0.36401E+06
250	0.35100E+00	0.71855E-01	0.17964E+01	-0.21691E-02	-0.38543E+02	-0.36550E+06
275	0.35100E+00	0.31171E-01	0.77928E+00	-0.10849E-02	-0.94060E+01	-0.36594E+06
300	0.35100E+00	0.17609E-01	0.44024E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.36597E+06

ANALISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA LLENA; UNID: [KG,CM]

126491,66666.7,100,564,0.25,1.47,0,0.0001

31.485

31.485

31.485

31.485

235.865 Se obtiene como: 11.634 kg/cm + 5350 kg/24 cm + 189.2 kg-cm/12 cm/12 cm

233.237 Se obtiene como: 11.634 kg/cm + 5350 kg/24 cm - 189.2 kg-cm/12 cm/12 cm

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

11.634

265.759 Se obtiene como: 11.634 kg/cm + 6099 kg/24 cm

265.759 " " " " " " " " " " " "

0,0,0,-16670 Las cond. de frontera consideran los M. flex. en los extremos

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA LLENA:

****ANALISIS DE VIGAS CONTINUAS SOBRE SUELO ELASTICO****
PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodriguez
E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
****Maestria en Estructuras****

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
ANALISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA LLENA; UNID:[KG,CM]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:
MOD.ELASTIC.= 0.12649E+06
MOM.INERCIA= 0.66667E+05
ANCHO DE LA VIGA= 100.00000
LONG.VIGA= 564.00000
MOD.REACC.SUELO= 0.25000E+00
TIPO DE CARGA (0=CTE.)= 1
NUMERO DE SEGMENTOS= 47
LONG. SEGMENTO= 12.00000
VIGA SIMETRICA(SI=1,NO=0)= 0
TOLERANCIA DE CONVERGENCIA=.0001

CONDICIONES DE FRONTERA:
CORTANTE INICIAL= 0.00000
MOMENTO INICIAL= 0.00000
CORTANTE FINAL= 0.00000
MOMENTO FINAL= -16670.00000

NCOR= 1	SW= 0.19793E+05	SR= 0.18554E+05	ERR= 6.26017%
NCOR= 2	SW= 0.19793E+05	SR= 0.19764E+05	ERR= 0.14219%
NCOR= 3	SW= 0.19793E+05	SR= 0.19792E+05	ERR= 0.00335%

SOLUCION DE LA EC.: EI d4U/dx4 = W(X) - KR=U
CONDICION: KR=B*KS SI U>0 O KR=0. SI U<0

X:	CARGA	DEFLEXION	REACC.:	GIRO:	CORTANTE:	MOMENTO:
0	0.31485E+02	0.21935E+01	0.54839E+02	-0.59855E-02	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.31485E+02	0.21217E+01	0.53043E+02	-0.59870E-02	0.30938E+03	0.20637E+04
24	0.31485E+02	0.20499E+01	0.51246E+02	-0.59937E-02	0.56424E+03	0.74252E+04
36	0.31485E+02	0.19779E+01	0.49447E+02	-0.60101E-02	0.78321E+03	0.15606E+05
48	0.23587E+03	0.19056E+01	0.47640E+02	-0.60399E-02	-0.25483E+03	0.26222E+05
60	0.23324E+03	0.18329E+01	0.45823E+02	-0.60653E-02	-0.25318E+04	0.94895E+04
72	0.11634E+02	0.17600E+01	0.44001E+02	-0.60475E-02	-0.34891E+04	-0.34540E+05
84	0.11634E+02	0.16878E+01	0.42194E+02	-0.59701E-02	-0.31403E+04	-0.74250E+05
96	0.11634E+02	0.16168E+01	0.40419E+02	-0.58390E-02	-0.28125E+04	-0.10991E+06
108	0.11634E+02	0.15476E+01	0.38691E+02	-0.56600E-02	-0.25036E+04	-0.14175E+06
120	0.11634E+02	0.14809E+01	0.37023E+02	-0.54382E-02	-0.22120E+04	-0.16999E+06
132	0.11634E+02	0.14171E+01	0.35428E+02	-0.51786E-02	-0.19362E+04	-0.19484E+06
144	0.11634E+02	0.13566E+01	0.33916E+02	-0.48860E-02	-0.16751E+04	-0.21646E+06
156	0.11634E+02	0.12999E+01	0.32496E+02	-0.45647E-02	-0.14275E+04	-0.23504E+06

X:	CARGA	DEFLEXION	REACC.:	GIRO:	CORTANTE:	MOMENTO:
168	0.11634E+02	0.12471E+01	0.31177E+02	-0.42191E-02	-0.11924E+04	-0.25072E+06
180	0.11634E+02	0.11986E+01	0.29965E+02	-0.38531E-02	-0.96847E+03	-0.26365E+06
192	0.11634E+02	0.11546E+01	0.28865E+02	-0.34706E-02	-0.75441E+03	-0.27396E+06
204	0.11634E+02	0.11153E+01	0.27882E+02	-0.30752E-02	-0.54851E+03	-0.28176E+06
216	0.11634E+02	0.10808E+01	0.27020E+02	-0.26704E-02	-0.34890E+03	-0.28713E+06
228	0.11634E+02	0.10512E+01	0.26280E+02	-0.22597E-02	-0.15360E+03	-0.29013E+06
240	0.11634E+02	0.10266E+01	0.25664E+02	-0.18463E-02	0.39316E+02	-0.29082E+06
252	0.11634E+02	0.10069E+01	0.25172E+02	-0.14336E-02	0.23155E+03	-0.28919E+06
264	0.11634E+02	0.99216E+00	0.24804E+02	-0.10249E-02	0.42437E+03	-0.28526E+06
276	0.11634E+02	0.98230E+00	0.24557E+02	-0.62243E-03	0.61853E+03	-0.27901E+06
288	0.11634E+02	0.97720E+00	0.24430E+02	-0.23251E-03	0.81425E+03	-0.27041E+06
300	0.11468E+03	0.97672E+00	0.24418E+02	0.14451E-03	0.39306E+03	-0.25946E+06
312	0.11468E+03	0.98067E+00	0.24517E+02	0.51481E-03	-0.64550E+03	-0.26098E+06
324	0.11634E+02	0.98908E+00	0.24727E+02	0.89613E-03	-0.10654E+03	-0.27496E+06
336	0.11634E+02	0.10022E+01	0.25054E+02	0.12957E-02	-0.86684E+04	-0.28655E+06
348	0.11634E+02	0.10202E+01	0.25504E+02	0.17100E-02	-0.66790E+03	-0.29576E+06
360	0.11634E+02	0.10432E+01	0.26080E+02	0.21357E-02	-0.46806E+03	-0.30258E+06
372	0.11634E+02	0.10714E+01	0.26786E+02	0.25694E-02	-0.26663E+03	-0.30699E+06
384	0.11634E+02	0.11049E+01	0.27622E+02	0.30077E-02	-0.62861E+02	-0.30898E+06
396	0.11634E+02	0.11436E+01	0.28590E+02	0.34470E-02	0.14385E+03	-0.30850E+06
408	0.11634E+02	0.11876E+01	0.29690E+02	0.38839E-02	0.35402E+03	-0.30553E+06
420	0.11634E+02	0.12368E+01	0.30921E+02	0.43148E-02	0.56819E+03	-0.30001E+06
432	0.11634E+02	0.12912E+01	0.32279E+02	0.47359E-02	0.78726E+03	-0.29189E+06
444	0.11634E+02	0.13505E+01	0.33762E+02	0.51436E-02	0.10128E+04	-0.28111E+06
456	0.11634E+02	0.14146E+01	0.35365E+02	0.55340E-02	0.12475E+04	-0.26758E+06
468	0.11634E+02	0.14833E+01	0.37083E+02	0.59031E-02	0.14953E+04	-0.25117E+06
480	0.11634E+02	0.15563E+01	0.38907E+02	0.62467E-02	0.17610E+04	-0.23169E+06
492	0.11634E+02	0.16332E+01	0.40831E+02	0.65602E-02	0.20505E+04	-0.20891E+06
504	0.11634E+02	0.17137E+01	0.42843E+02	0.68386E-02	0.23700E+04	-0.18248E+06
516	0.11634E+02	0.17974E+01	0.44934E+02	0.70766E-02	0.27251E+04	-0.15203E+06
528	0.11634E+02	0.18836E+01	0.47089E+02	0.72681E-02	0.31205E+04	-0.11708E+06
540	0.11634E+02	0.19718E+01	0.49295E+02	0.74063E-02	0.35596E+04	-0.77135E+05
552	0.26576E+03	0.20613E+01	0.51533E+02	0.74837E-02	0.32140E+04	-0.31651E+05
564	0.26576E+03	0.21514E+01	0.53785E+02	0.75181E-02	0.00000E+00	-0.16670E+05

Nota: Las descargas sobre muros se consideraron como cargas uniformemente distribuidas sobre su espesor, mientras que, el momento flexionante del muro I se substituyó con un par de fuerzas (cargas distribuidas en el espesor del muro).

De los resultados obtenidos, graficamos los diagramas de carga, elástica, reacciones, cortante y momento flex., para ambas franjas centrales de la cisterna llena:

FIGURA 4.33: DIAGRAMAS PARA FRANJA LARGA L=6.00 M DE CISTERNA EN CONDICIÓN LLENA:

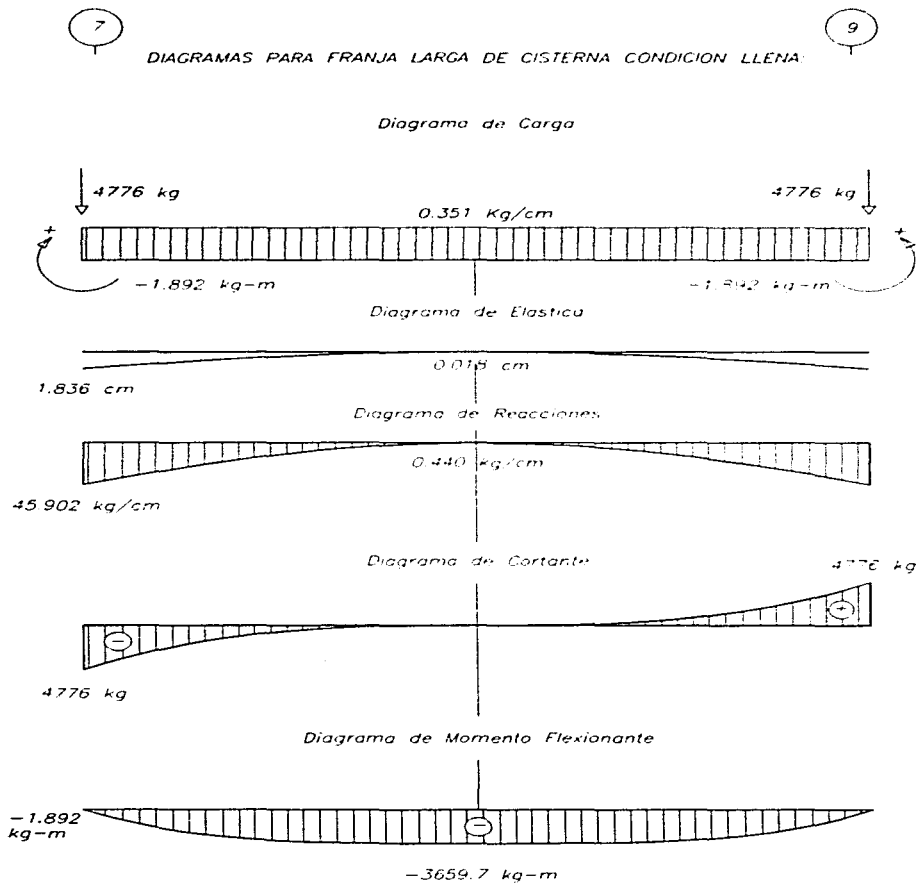
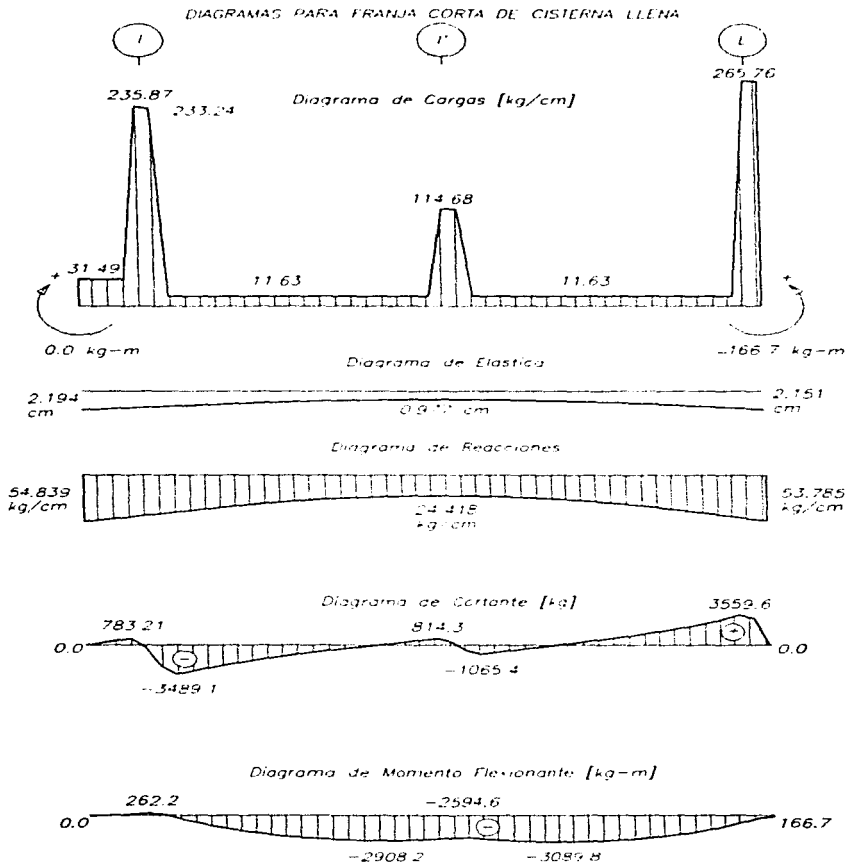


FIGURA 4.34: DIAGRAMAS PARA FRANJA CORTA L=5.64 M DE CISTERNA EN CONDICIÓN LLENA:



b) Cisterna vacía:

Muros de ejes 7 y 9:

$$N = -4200 - 576 y$$

$$V = 450(y+0.3)^2/2$$

$$M = 450(y+0.3)^3/6$$

$$N(1.00) = -4776 \text{ kg/m}$$

$$V(1.00) = 380.3 \text{ kg/m}$$

$$M(1.00) = 164.8 \text{ kg-m/m}$$

Muro eje I:

$$N = -4774 - 576 y$$

$$V = 450(y+0.3)^2/2$$

$$M = 450(y+0.3)^3/6$$

$$N(1.00) = -5350 \text{ kg/m}$$

$$V(1.00) = 380.3 \text{ kg/m}$$

$$M(1.00) = 164.8 \text{ kg-m/m}$$

Muro eje I':

$$N = -1897 - 576 y$$

$$V = 0$$

$$M = 0$$

$$N(1.00) = -2473 \text{ kg/m}$$

Muro eje L:

$$N = -5523 - 576 y$$

$$V = 0$$

$$M = 0$$

$$N(1.00) = -6099 \text{ kg/m}$$

Para las franjas de losa de cimentación, consideramos solo el peso propio de la placa:

$$w_t = 16953 \text{ kg/} 35.3 \text{ m}^2 = 480.3 \text{ kg/m}^2$$

Para la franja larga:

$$w_b = 480.3 \times \frac{2.5^4}{2.5^4 + 6.0^4} = 14.1 \text{ kg/m}$$

Para la franja corta:

$$w_a = 480.3 \times \frac{6.0^4}{2.5^4 + 6.0^4} = 466.2 \text{ kg/m}$$

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA VACÍA:

ANALISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA VACIA UNID: [KG,CM]
 126491, 66666.7, 100, 600, 0.25, 1, 24, 1, 0.0001
 (Los sig. 5 renglones se deben dar en una sola columna)
 0.141, 0.141, 0.141, 0.141, 0.141
 0.141, 0.141, 0.141, 0.141, 0.141
 0.141, 0.141, 0.141, 0.141, 0.141
 0.141, 0.141, 0.141, 0.141, 0.141
 0.141, 0.141, 0.141, 0.141, 0.141
 -4776.16480,4776.16480

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA VACÍA:

■ ■ ANALISIS DE VIGAS CONTINUAS SOBRE SUELO ELASTICO ■ ■
 ■ ■ PROGRAMA: Francisco Javier Espino Rodriguez ■ ■
 E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
 ■ ■ Maestria en Estructuras ■ ■

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANALISIS DE FRANJA LARGA DE CISTERNA VACIA UNID: [KG,CM]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:
 MOD.ELASTIC.= 0.12649E+06
 MOM.INERCIA= 0.66667E+05
 ANCHO DE LA VIGA= 100.00000
 LONG.VIGA= 600.00000
 MOD.REACC.SUELO= 0.25000E+00
 TIPO DE CARGA (0=CTE.)= 1
 NUMERO DE SEGMENTOS= 24
 LONG. SEGMENTO= 25.00000
 VIGA SIMETRICA(SI=1,NO=0)= 1
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA=.0001

CONDICIONES DE FRONTERA:
 CORTANTE INICIAL= -4776.00000
 MOMENTO INICIAL= 16480.00000
 CORTANTE FINAL= 4776.00000
 MOMENTO FINAL= 16480.00000

NCOR= 1	SW= 0.96366E+04	SR= 0.95811E+04	ERR= 0.57617%
NCOR= 2	SW= 0.96366E+04	SR= 0.96328E+04	ERR= 0.03995%
NCOR= 3	SW= 0.96366E+04	SR= 0.96363E+04	ERR= 0.00289%

SOLUCION DE LA EC.: $EI \frac{d^4U}{dx^4} = W(X) - KR \cdot U$
 CONDICION: $KR=B \cdot KS$ SI $U > 0$ O $KR=0$. SI $U < 0$

X:	CARGA	DEFLEXION	REACC.:	GIRO:	CORTANTE:	MOMENTO:
0	0.14100E+00	0.17916E+01	0.44789E+02	-0.99100E-02	-0.47760E+04	0.16480E+05
25	0.14100E+00	0.15432E+01	0.38580E+02	-0.98026E-02	-0.37374E+04	-0.88910E+05
50	0.14100E+00	0.13014E+01	0.32535E+02	-0.94183E-02	-0.28573E+04	-0.17039E+06
75	0.14100E+00	0.10723E+01	0.26807E+02	-0.88221E-02	-0.21249E+04	-0.23177E+06
100	0.14100E+00	0.86031E+00	0.21508E+02	-0.80685E-02	-0.15297E+04	-0.27664E+06
125	0.14100E+00	0.66885E+00	0.16721E+02	-0.72015E-02	-0.10588E+04	-0.30826E+06
150	0.14100E+00	0.50024E+00	0.12506E+02	-0.62560E-02	-0.69813E+03	-0.32958E+06
175	0.14100E+00	0.35605E+00	0.89012E+01	-0.52588E-02	-0.43313E+03	-0.34317E+06
200	0.14100E+00	0.23729E+00	0.59324E+01	-0.42295E-02	-0.24851E+03	-0.35123E+06
225	0.14100E+00	0.14457E+00	0.36143E+01	-0.31818E-02	-0.12863E+03	-0.35559E+06
250	0.14100E+00	0.78207E-01	0.19552E+01	-0.21245E-02	-0.57535E+02	-0.35766E+06
275	0.14100E+00	0.38349E-01	0.95872E+00	-0.10630E-02	-0.19125E+02	-0.35847E+06
300	0.14100E+00	0.25059E-01	0.62647E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.35862E+06

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA VACÍA:

ANALISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA VACIA; UNID: [KG.CM]

126491,66666.7,100,564,0.25,1,47,0,0.0001

- 24.303
- 24.303
- 24.303
- 24.303
- 226.434
- 228.723
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 4.662
- 107.704
- 107.704
- 4.662
- 4.662
- 4.662

4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 4.662
 258.787
 258.787
 0.0,0,0

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA VACÍA:

●●ANALISIS DE VIGAS CONTINUAS SOBRE SUELO ELASTICO●●
 ●PROGRAMO: Francisco Javier Espino Rodriguez●
 E.S.I.A., S.E.P.I., I.P.N.
 ●Maestria en Estructuras●●

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANALISIS DE FRANJA CORTA DE CISTERNA VACIA; UNID:[KG,CM]

DATOS DE LA ESTRUCTURA:
 MOD.ELASTIC.= 0.12649E+06
 MOM.INERCIA= 0.66667E+05
 ANCHO DE LA VIGA= 100.00000
 LONG.VIGA= 564.00000
 MOD.REACC.SUELO= 0.25000E+00
 TIPO DE CARGA (0=CTE.)= 1
 NUMERO DE SEGMENTOS= 47
 LONG. SEGMENTO= 12.00000
 VIGA SIMETRICA(SI=1,NO=0)= 0
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA=.0001

CONDICIONES DE FRONTERA:
 CORTANTE INICIAL= 0.00000
 MOMENTO INICIAL= 0.00000
 CORTANTE FINAL= 0.00000
 MOMENTO FINAL= 0.00000

NCOR=	1	SW=	0.15852E+05	SR=	0.14792E+05	ERR=	6.68119%
NCOR=	2	SW=	0.15852E+05	SR=	0.15826E+05	ERR=	0.16326%
NCOR=	3	SW=	0.15852E+05	SR=	0.15851E+05	ERR=	0.00406%

X:	CARGA	DEFLEXION	REACC.:	GIRO:	CORTANTE:	MOMENTO:
0	0.24303E+02	0.19175E+01	0.47939E+02	-0.59728E-02	0.00000E+00	0.00000E+00
12	0.24303E+02	0.18459E+01	0.46147E+02	-0.59742E-02	0.30605E+03	0.20342E+04
24	0.24303E+02	0.17742E+01	0.44354E+02	-0.59809E-02	0.55997E+03	0.73451E+04
36	0.24303E+02	0.17023E+01	0.42558E+02	-0.59971E-02	0.77903E+03	0.15473E+05
48	0.22643E+03	0.16302E+01	0.40756E+02	-0.60266E-02	-0.24493E+03	0.26042E+05
60	0.22872E+03	0.15577E+01	0.38942E+02	-0.60520E-02	-0.25231E+04	0.95950E+04
72	0.46620E+01	0.14850E+01	0.37125E+02	-0.60343E-02	-0.34958E+04	-0.34513E+05
84	0.46620E+01	0.14129E+01	0.35322E+02	-0.59568E-02	-0.31465E+04	-0.74303E+05
96	0.46620E+01	0.13420E+01	0.33551E+02	-0.58257E-02	-0.28174E+04	-0.11003E+06
108	0.46620E+01	0.12731E+01	0.31826E+02	-0.56464E-02	-0.25064E+04	-0.14192E+06
120	0.46620E+01	0.12065E+01	0.30163E+02	-0.54244E-02	-0.22118E+04	-0.17018E+06
132	0.46620E+01	0.11429E+01	0.28572E+02	-0.51645E-02	-0.19324E+04	-0.19501E+06
144	0.46620E+01	0.10826E+01	0.27064E+02	-0.48717E-02	-0.16671E+04	-0.21656E+06
156	0.46620E+01	0.10260E+01	0.25649E+02	-0.45504E-02	-0.14150E+04	-0.23502E+06
168	0.46620E+01	0.97335E+00	0.24334E+02	-0.42049E-02	-0.11754E+04	-0.25052E+06
180	0.46620E+01	0.92503E+00	0.23126E+02	-0.38394E-02	-0.94708E+03	-0.26322E+06
192	0.46620E+01	0.88121E+00	0.22030E+02	-0.34577E-02	-0.72898E+03	-0.27325E+06
204	0.46620E+01	0.84205E+00	0.21051E+02	-0.30635E-02	-0.51959E+03	-0.28072E+06
216	0.46620E+01	0.80768E+00	0.20192E+02	-0.26605E-02	-0.31717E+03	-0.28572E+06
228	0.46620E+01	0.77820E+00	0.19455E+02	-0.22520E-02	-0.11979E+03	-0.28833E+06
240	0.46620E+01	0.75363E+00	0.18841E+02	-0.18415E-02	0.74495E+02	-0.28860E+06
252	0.46620E+01	0.73400E+00	0.18350E+02	-0.14323E-02	0.26748E+03	-0.28654E+06
264	0.46620E+01	0.71926E+00	0.17981E+02	-0.10277E-02	0.46059E+03	-0.28218E+06
276	0.46620E+01	0.70933E+00	0.17733E+02	-0.63089E-03	0.65476E+03	-0.27549E+06
288	0.46620E+01	0.70412E+00	0.17603E+02	-0.24528E-03	0.85042E+03	-0.26646E+06
300	0.10770E+03	0.70345E+00	0.17586E+02	0.12580E-03	0.42926E+03	-0.25508E+06
312	0.10770E+03	0.70714E+00	0.17678E+02	0.48955E-03	-0.60904E+03	-0.25616E+06
324	0.46620E+01	0.71520E+00	0.17880E+02	0.86371E-03	-0.10283E+04	-0.26970E+06
336	0.46620E+01	0.72786E+00	0.18197E+02	0.12554E-02	-0.82876E+03	-0.28084E+06
348	0.46620E+01	0.74533E+00	0.18633E+02	0.16613E-02	-0.62834E+03	-0.28959E+06
360	0.46620E+01	0.76774E+00	0.19193E+02	0.20779E-02	-0.42653E+03	-0.29592E+06
372	0.46620E+01	0.79520E+00	0.19880E+02	0.25018E-02	-0.22264E+03	-0.29982E+06
384	0.46620E+01	0.82778E+00	0.20694E+02	0.29294E-02	-0.15966E+03	-0.30126E+06
396	0.46620E+01	0.86550E+00	0.21638E+02	0.33574E-02	0.19402E+02	-0.30021E+06
408	0.46620E+01	0.90836E+00	0.22709E+02	0.37820E-02	0.40766E+03	-0.29661E+06
420	0.46620E+01	0.95627E+00	0.23907E+02	0.41997E-02	0.62526E+03	-0.29042E+06
432	0.46620E+01	0.10091E+01	0.25229E+02	0.46067E-02	0.84742E+03	-0.28160E+06
444	0.46620E+01	0.10668E+01	0.26671E+02	0.49993E-02	0.10754E+04	-0.27008E+06
456	0.46620E+01	0.11291E+01	0.28228E+02	0.53734E-02	0.13115E+04	-0.25579E+06
468	0.46620E+01	0.11958E+01	0.29895E+02	0.57252E-02	0.15593E+04	-0.23861E+06
480	0.46620E+01	0.12665E+01	0.31663E+02	0.60503E-02	0.18236E+04	-0.21837E+06
492	0.46620E+01	0.13410E+01	0.33525E+02	0.63443E-02	0.21099E+04	-0.19484E+06
504	0.46620E+01	0.14188E+01	0.35470E+02	0.66023E-02	0.24244E+04	-0.16773E+06
516	0.46620E+01	0.14995E+01	0.37486E+02	0.68189E-02	0.27726E+04	-0.13666E+06
528	0.46620E+01	0.15825E+01	0.39561E+02	0.69881E-02	0.31593E+04	-0.10119E+06
540	0.46620E+01	0.16672E+01	0.41679E+02	0.71034E-02	0.35877E+04	-0.60834E+05
552	0.25879E+03	0.17529E+01	0.43823E+02	0.71574E-02	0.25347E+04	-0.15083E+05
564	0.25879E+03	0.18390E+01	0.45974E+02	0.71681E-02	0.00000E+00	0.00000E+00

FIGURA 4.35: DIAGRAMAS PARA FRANJA LARGA L=6.00 M. DE CISTERNA EN CONDICIÓN VACÍA:

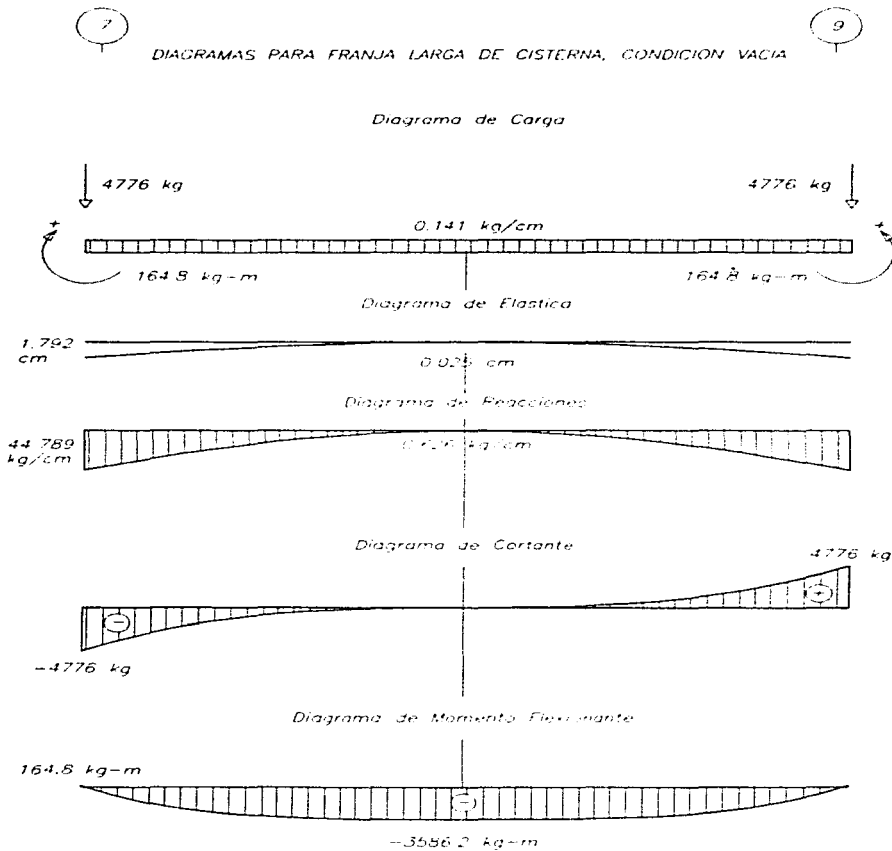
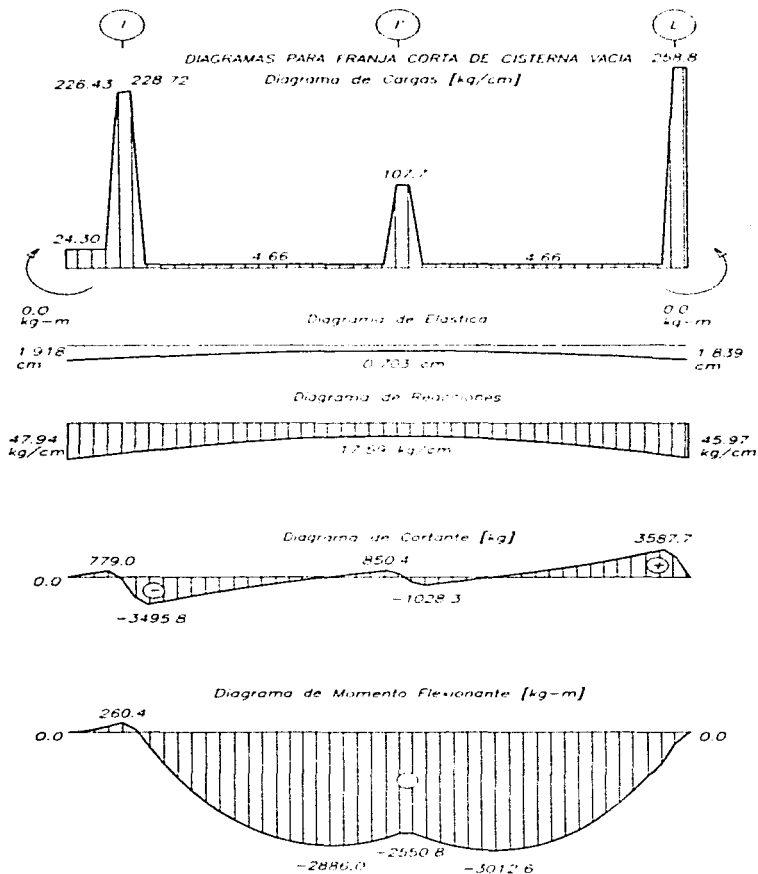


FIGURA 4.36: DIAGRAMAS PARA FRANJA CORTA L=5.64 M. DE CISTERNA EN CONDICIÓN VACÍA



A manera de comparación, analizaremos la losa-base completa de la cisterna como una placa homogénea, isótropa, sobre fundación elástica (hipótesis de Winkler) (R45), bajo las cargas actuantes; la cual es una hipótesis más realista que la anterior; para esto se empleará la rigidez de la sección bruta de la losa (espesor = 20 cm). Ver apéndice II. A continuación se presentan los archivos del análisis de la losa base de la cisterna como placa sobre fundación elástica en las condiciones llena y vacía, así como sus respectivos diagramas. Debido a la baja intensidad de los momentos flexionantes causados por los empujes laterales hidrostático y del relleno, se desprecian; además las condiciones de frontera (así como intermedias) se tomarán como empotramientos (giro nulo de la sección) en la unión con muros, y extremo libre en la ampliación posterior de la losa, así como en las esquinas de la zona anterior (donde se curvan los muros).

Nota: Las cargas aplicadas son de trabajo y los elementos mecánicos resultados del análisis son sin factorizar.

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE LOSA-BASE DE CISTERNA LLENA

ANALISIS DE PLACA RECTANGULAR ISOTROPA SOBRE FUNDACION ELASTICA
 CONDICION DE FRONTERA ESPECIFICADA VARIOS TABLEROS
 METODO DE DIFERENCIAS FINITAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, I. P.N.
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ

TITULO:
 LOSA DE CIMENTACION DE CISTERNA LLENA UNID: [KG, CM]

LONG. DE PLACA EN DIR. X: 600.000 EJE SIMETRICO X: 0
 LONG. DE PLACA EN DIR. Y: 575.000 EJE SIMETRICO Y: 1
 INCREMENTO EN AMBAS DIR.: 25.000

MOD. ELASTIC: .22136E+06
 RELAC. POISSON: 0.250
 ESPESOR DE PLACA: 20.000
 MODULO DE REACCION DE SUELO ELASTICO : 0.25000
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA: 0.02100%
 RIGIDEZ DE PLACA: 0.15741E+09

NCOR= 0	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.60940E+05	ERR= 56.39825 %
NCOR= 1	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13738E+06	ERR= 1.70363 %
NCOR= 2	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.14215E+06	ERR= -1.70260 %
NCOR= 3	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13993E+06	ERR= -0.11480 %
NCOR= 4	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13985E+06	ERR= -0.06212 %
NCOR= 5	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13985E+06	ERR= -0.05746 %
NCOR= 6	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13984E+06	ERR= -0.05520 %
NCOR= 7	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13984E+06	ERR= -0.05350 %
NCOR= 8	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13984E+06	ERR= -0.05178 %
NCOR= 9	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13984E+06	ERR= -0.05041 %
NCOR= 10	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04890 %
NCOR= 11	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04776 %
NCOR= 12	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04646 %
NCOR= 13	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04528 %
NCOR= 14	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04411 %
NCOR= 15	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13983E+06	ERR= -0.04317 %
NCOR= 16	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.04216 %
NCOR= 17	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.04117 %
NCOR= 18	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.04026 %
NCOR= 19	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03940 %
NCOR= 20	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03848 %
NCOR= 21	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03769 %
NCOR= 22	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03697 %
NCOR= 23	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03619 %
NCOR= 24	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13982E+06	ERR= -0.03536 %
NCOR= 25	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03468 %
NCOR= 26	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03406 %
NCOR= 27	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03338 %
NCOR= 28	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03282 %

NCOR= 29	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03217 %
NCOR= 30	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03150 %
NCOR= 31	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03101 %
NCOR= 32	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.03055 %
NCOR= 33	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.02989 %
NCOR= 34	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.02946 %
NCOR= 35	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.02891 %
NCOR= 36	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.02854 %
NCOR= 37	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13981E+06	ERR= -0.02806 %
NCOR= 38	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02762 %
NCOR= 39	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02711 %
NCOR= 40	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02686 %
NCOR= 41	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02646 %
NCOR= 42	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02594 %
NCOR= 43	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02569 %
NCOR= 44	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02529 %
NCOR= 45	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02504 %
NCOR= 46	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02461 %
NCOR= 47	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02443 %
NCOR= 48	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02402 %
NCOR= 49	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02380 %
NCOR= 50	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02351 %
NCOR= 51	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02321 %
NCOR= 52	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02306 %
NCOR= 53	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02278 %
NCOR= 54	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02241 %
NCOR= 55	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02234 %
NCOR= 56	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02203 %
NCOR= 57	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02179 %
NCOR= 58	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02179 %
NCOR= 59	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02141 %
NCOR= 60	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02129 %
NCOR= 61	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02108 %
NCOR= 62	SQ= 0.13977E+06	SR= -0.13980E+06	ERR= -0.02096 %

SOLUCION DE LA EC. BIARMONICA: $d4W/dX4 + 2d4W/(dX2 dY2) + d4W/dY4 = (KS*W-Q(X,Y))/D$

CONDICIONES DE CONTORNO: 1=giro restringido, 3=giro libre
dadas en archivo de datos para cada punto frontera

-.1816E+01	-.1814E+01	-.1812E+01	-.1811E+01	-.1810E+01	-.1809E+01
-.1808E+01	-.1808E+01	-.1807E+01	-.1807E+01	-.1807E+01	-.1806E+01
-.1806E+01					
-.1821E+01	-.1818E+01	-.1817E+01	-.1816E+01	-.1815E+01	-.1814E+01
-.1814E+01	-.1813E+01	-.1813E+01	-.1813E+01	-.1813E+01	-.1813E+01
-.1813E+01					
-.1825E+01	-.1822E+01	-.1822E+01	-.1821E+01	-.1821E+01	-.1820E+01
-.1820E+01	-.1820E+01	-.1820E+01	-.1819E+01	-.1819E+01	-.1819E+01
-.1819E+01					
-.1829E+01	-.1828E+01	-.1829E+01	-.1828E+01	-.1829E+01	-.1828E+01
-.1829E+01	-.1828E+01	-.1829E+01	-.1828E+01	-.1829E+01	-.1828E+01

-.1829E+01					
-.1823E+01	-.1822E+01	-.1822E+01	-.1821E+01	-.1821E+01	-.1820E+01
-.1820E+01	-.1820E+01	-.1820E+01	-.1819E+01	-.1819E+01	-.1819E+01
-.1819E+01					
-.1802E+01	-.1801E+01	-.1799E+01	-.1798E+01	-.1796E+01	-.1795E+01
-.1795E+01	-.1794E+01	-.1793E+01	-.1793E+01	-.1793E+01	-.1793E+01
-.1793E+01					
-.1768E+01	-.1767E+01	-.1764E+01	-.1762E+01	-.1760E+01	-.1758E+01
-.1756E+01	-.1755E+01	-.1754E+01	-.1753E+01	-.1753E+01	-.1753E+01
-.1753E+01					
-.1726E+01	-.1724E+01	-.1721E+01	-.1718E+01	-.1715E+01	-.1713E+01
-.1710E+01	-.1709E+01	-.1707E+01	-.1706E+01	-.1706E+01	-.1705E+01
-.1705E+01					
-.1681E+01	-.1679E+01	-.1676E+01	-.1672E+01	-.1669E+01	-.1666E+01
-.1664E+01	-.1662E+01	-.1660E+01	-.1659E+01	-.1658E+01	-.1657E+01
-.1657E+01					
-.1639E+01	-.1638E+01	-.1634E+01	-.1631E+01	-.1628E+01	-.1625E+01
-.1622E+01	-.1620E+01	-.1618E+01	-.1617E+01	-.1616E+01	-.1615E+01
-.1615E+01					
-.1606E+01	-.1604E+01	-.1601E+01	-.1598E+01	-.1595E+01	-.1593E+01
-.1590E+01	-.1588E+01	-.1587E+01	-.1585E+01	-.1584E+01	-.1583E+01
-.1583E+01					
-.1582E+01	-.1581E+01	-.1579E+01	-.1576E+01	-.1574E+01	-.1572E+01
-.1571E+01	-.1569E+01	-.1568E+01	-.1566E+01	-.1565E+01	-.1565E+01
-.1565E+01					
-.1570E+01	-.1569E+01	-.1568E+01	-.1567E+01	-.1566E+01	-.1565E+01
-.1564E+01	-.1563E+01	-.1562E+01	-.1561E+01	-.1561E+01	-.1560E+01
-.1560E+01					
-.1570E+01	-.1569E+01	-.1570E+01	-.1569E+01	-.1570E+01	-.1569E+01
-.1570E+01	-.1569E+01	-.1570E+01	-.1569E+01	-.1570E+01	-.1569E+01
-.1570E+01					
-.1570E+01	-.1569E+01	-.1568E+01	-.1567E+01	-.1566E+01	-.1565E+01
-.1564E+01	-.1563E+01	-.1562E+01	-.1561E+01	-.1561E+01	-.1560E+01
-.1560E+01					
-.1567E+01	-.1566E+01	-.1563E+01	-.1560E+01	-.1558E+01	-.1554E+01
-.1551E+01	-.1548E+01	-.1545E+01	-.1543E+01	-.1541E+01	-.1540E+01
-.1539E+01					
-.1561E+01	-.1559E+01	-.1556E+01	-.1551E+01	-.1546E+01	-.1540E+01
-.1534E+01	-.1529E+01	-.1523E+01	-.1518E+01	-.1514E+01	-.1512E+01
-.1511E+01					
-.1552E+01	-.1550E+01	-.1546E+01	-.1540E+01	-.1533E+01	-.1525E+01
-.1516E+01	-.1507E+01	-.1499E+01	-.1492E+01	-.1486E+01	-.1482E+01
-.1481E+01					
-.1541E+01	-.1539E+01	-.1535E+01	-.1528E+01	-.1519E+01	-.1509E+01
-.1498E+01	-.1487E+01	-.1476E+01	-.1466E+01	-.1459E+01	-.1454E+01
-.1452E+01					
-.1528E+01	-.1527E+01	-.1523E+01	-.1516E+01	-.1507E+01	-.1496E+01
-.1483E+01	-.1470E+01	-.1456E+01	-.1444E+01	-.1435E+01	-.1429E+01
-.1427E+01					
-.1512E+01	-.1513E+01	-.1511E+01	-.1506E+01	-.1497E+01	-.1486E+01
-.1471E+01	-.1456E+01	-.1441E+01	-.1428E+01	-.1417E+01	-.1410E+01

-.1408E+01					
-.1495E+01	-.1498E+01	-.1499E+01	-.1497E+01	-.1490E+01	-.1479E+01
-.1464E+01	-.1448E+01	-.1431E+01	-.1416E+01	-.1405E+01	-.1397E+01
-.1394E+01					
-.1476E+01	-.1482E+01	-.1487E+01	-.1489E+01	-.1485E+01	-.1475E+01
-.1461E+01	-.1444E+01	-.1426E+01	-.1411E+01	-.1398E+01	-.1390E+01
-.1388E+01					
-.1459E+01	-.1466E+01	-.1475E+01	-.1482E+01	-.1484E+01	-.1475E+01
-.1460E+01	-.1443E+01	-.1426E+01	-.1410E+01	-.1397E+01	-.1389E+01
-.1386E+01					

MAXIMO VALOR EN PENULTIMA ITERACION: -0.1829E+01

MAXIMO VALOR EN ULTIMA ITERACION: -0.1829E+01

ULTIMA DIFERENCIA RELATIVA: -0.0090%

MAXIMA ITERACION ALCANZADA: 4488

VALORES DE REACCION DEL SUELO ELASTICO:

-.4540E+00	-.4534E+00	-.4530E+00	-.4527E+00	-.4524E+00	-.4522E+00
-.4520E+00	-.4519E+00	-.4518E+00	-.4517E+00	-.4517E+00	-.4516E+00
-.4516E+00					
-.4551E+00	-.4545E+00	-.4542E+00	-.4539E+00	-.4537E+00	-.4535E+00
-.4534E+00	-.4533E+00	-.4533E+00	-.4532E+00	-.4532E+00	-.4531E+00
-.4532E+00					
-.4562E+00	-.4555E+00	-.4554E+00	-.4552E+00	-.4552E+00	-.4550E+00
-.4550E+00	-.4549E+00	-.4549E+00	-.4548E+00	-.4549E+00	-.4548E+00
-.4549E+00					
-.4573E+00	-.4571E+00	-.4573E+00	-.4571E+00	-.4573E+00	-.4571E+00
-.4573E+00	-.4571E+00	-.4573E+00	-.4571E+00	-.4573E+00	-.4571E+00
-.4573E+00					
-.4557E+00	-.4555E+00	-.4554E+00	-.4552E+00	-.4552E+00	-.4550E+00
-.4550E+00	-.4549E+00	-.4549E+00	-.4548E+00	-.4549E+00	-.4548E+00
-.4549E+00					
-.4505E+00	-.4502E+00	-.4499E+00	-.4494E+00	-.4491E+00	-.4488E+00
-.4486E+00	-.4485E+00	-.4484E+00	-.4483E+00	-.4482E+00	-.4481E+00
-.4481E+00					
-.4420E+00	-.4417E+00	-.4411E+00	-.4405E+00	-.4399E+00	-.4394E+00
-.4391E+00	-.4388E+00	-.4385E+00	-.4383E+00	-.4382E+00	-.4381E+00
-.4381E+00					
-.4315E+00	-.4311E+00	-.4303E+00	-.4295E+00	-.4288E+00	-.4281E+00
-.4276E+00	-.4272E+00	-.4269E+00	-.4266E+00	-.4264E+00	-.4263E+00
-.4263E+00					
-.4202E+00	-.4198E+00	-.4190E+00	-.4181E+00	-.4173E+00	-.4165E+00
-.4159E+00	-.4154E+00	-.4150E+00	-.4147E+00	-.4145E+00	-.4143E+00
-.4143E+00					
-.4098E+00	-.4094E+00	-.4086E+00	-.4077E+00	-.4069E+00	-.4062E+00
-.4055E+00	-.4050E+00	-.4046E+00	-.4042E+00	-.4039E+00	-.4038E+00
-.4037E+00					
-.4014E+00	-.4010E+00	-.4003E+00	-.3995E+00	-.3988E+00	-.3981E+00
-.3976E+00	-.3971E+00	-.3966E+00	-.3963E+00	-.3960E+00	-.3958E+00

--.3958E+00	--.3952E+00	--.3946E+00	--.3941E+00	--.3936E+00	--.3931E+00
--.3956E+00	--.3927E+00	--.3923E+00	--.3919E+00	--.3916E+00	--.3914E+00
--.3927E+00	--.3923E+00	--.3919E+00	--.3916E+00	--.3914E+00	--.3912E+00
--.3912E+00	--.3922E+00	--.3920E+00	--.3917E+00	--.3915E+00	--.3912E+00
--.3926E+00	--.3922E+00	--.3920E+00	--.3917E+00	--.3915E+00	--.3912E+00
--.3910E+00	--.3907E+00	--.3906E+00	--.3903E+00	--.3902E+00	--.3901E+00
--.3901E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00
--.3924E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00
--.3924E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00	--.3924E+00	--.3922E+00
--.3924E+00	--.3922E+00	--.3920E+00	--.3917E+00	--.3915E+00	--.3912E+00
--.3924E+00	--.3922E+00	--.3920E+00	--.3917E+00	--.3915E+00	--.3912E+00
--.3910E+00	--.3907E+00	--.3906E+00	--.3903E+00	--.3902E+00	--.3901E+00
--.3901E+00	--.3914E+00	--.3908E+00	--.3901E+00	--.3894E+00	--.3886E+00
--.3917E+00	--.3878E+00	--.3870E+00	--.3863E+00	--.3857E+00	--.3852E+00
--.3878E+00	--.3870E+00	--.3863E+00	--.3857E+00	--.3852E+00	--.3849E+00
--.3848E+00	--.3898E+00	--.3889E+00	--.3887E+00	--.3865E+00	--.3851E+00
--.3903E+00	--.3821E+00	--.3808E+00	--.3795E+00	--.3786E+00	--.3780E+00
--.3836E+00	--.3821E+00	--.3808E+00	--.3795E+00	--.3786E+00	--.3780E+00
--.3778E+00	--.3876E+00	--.3865E+00	--.3849E+00	--.3832E+00	--.3811E+00
--.3881E+00	--.3876E+00	--.3865E+00	--.3849E+00	--.3832E+00	--.3811E+00
--.3790E+00	--.3768E+00	--.3747E+00	--.3729E+00	--.3715E+00	--.3706E+00
--.3703E+00	--.3848E+00	--.3836E+00	--.3820E+00	--.3798E+00	--.3773E+00
--.3853E+00	--.3717E+00	--.3690E+00	--.3666E+00	--.3647E+00	--.3635E+00
--.3746E+00	--.3717E+00	--.3690E+00	--.3666E+00	--.3647E+00	--.3635E+00
--.3631E+00	--.3816E+00	--.3807E+00	--.3790E+00	--.3768E+00	--.3740E+00
--.3820E+00	--.3674E+00	--.3641E+00	--.3611E+00	--.3588E+00	--.3573E+00
--.3708E+00	--.3782E+00	--.3777E+00	--.3764E+00	--.3743E+00	--.3714E+00
--.3568E+00	--.3641E+00	--.3603E+00	--.3569E+00	--.3542E+00	--.3525E+00
--.3781E+00	--.3744E+00	--.3748E+00	--.3741E+00	--.3724E+00	--.3696E+00
--.3679E+00	--.3619E+00	--.3578E+00	--.3541E+00	--.3512E+00	--.3493E+00
--.3519E+00	--.3705E+00	--.3717E+00	--.3722E+00	--.3713E+00	--.3688E+00
--.3737E+00	--.3652E+00	--.3609E+00	--.3566E+00	--.3496E+00	--.3476E+00
--.3660E+00	--.3469E+00	--.3647E+00	--.3666E+00	--.3687E+00	--.3687E+00
--.3486E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3691E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3652E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3469E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3647E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3650E+00	--.3608E+00	--.3564E+00	--.3524E+00	--.3492E+00	--.3472E+00
--.3465E+00					

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE Y :
 (causado por esfuerzos normales en dir. X)
 MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.1639E+03	0.7543E+02	0.5841E+02	0.2424E+02	0.3747E+02
0.1145E+02	0.2663E+02	0.2882E+01	0.2127E+02	0.3603E+00	0.2063E+02
0.4353E+00					
0.0000E+00	0.3086E+03	0.9441E+02	0.1103E+03	0.4840E+02	0.9540E+02
0.3745E+02	0.8507E+02	0.2921E+02	0.8007E+02	0.2707E+02	0.7955E+02

0.2716E+02					
0.0000E+00	0.7358E+03	0.4774E+02	0.2781E+03	0.8404E+02	0.2874E+03
0.8100E+02	0.2810E+03	0.7555E+02	0.2778E+03	0.7450E+02	0.2779E+03
0.7477E+02					
- .9096E+03	- .4988E+03	- .1212E+04	- .6559E+03	- .1347E+04	- .7603E+03
- .1425E+04	- .8184E+03	- .1468E+04	- .8510E+03	- .1492E+04	- .8667E+03
- .1500E+04					
- .1242E+04	- .8732E+03	- .1036E+04	- .8425E+03	- .1074E+04	- .8988E+03
- .1128E+04	- .9445E+03	- .1164E+04	- .9704E+03	- .1181E+04	- .9814E+03
- .1187E+04					
- .1361E+04	- .9505E+03	- .8230E+03	- .7251E+03	- .7554E+03	- .7295E+03
- .7864E+03	- .7644E+03	- .8153E+03	- .7845E+03	- .8274E+03	- .7908E+03
- .8299E+03					
- .1264E+04	- .7887E+03	- .5473E+03	- .4159E+03	- .3870E+03	- .3701E+03
- .3931E+03	- .3924E+03	- .4138E+03	- .4051E+03	- .4187E+03	- .4056E+03
- .4181E+03					
- .1013E+04	- .5065E+03	- .2007E+03	- .4154E+02	0.2388E+02	0.4266E+02
0.3969E+02	0.3435E+02	0.3013E+02	0.3202E+02	0.3457E+02	0.3878E+02
0.3921E+02					
- .7193E+03	- .1851E+03	0.1440E+03	0.3202E+03	0.3959E+03	0.4233E+03
0.4267E+03	0.4288E+03	0.4310E+03	0.4399E+03	0.4473E+03	0.4555E+03
0.4566E+03					
- .4487E+03	0.1064E+03	0.4305E+03	0.5987E+03	0.6693E+03	0.6985E+03
0.7065E+03	0.7170E+03	0.7268E+03	0.7440E+03	0.7567E+03	0.7696E+03
0.7711E+03					
- .2474E+03	0.3525E+03	0.6228E+03	0.7625E+03	0.8042E+03	0.8378E+03
0.8405E+03	0.8686E+03	0.8781E+03	0.9128E+03	0.9222E+03	0.9481E+03
0.9416E+03					
- .1498E+03	0.6099E+03	0.7082E+03	0.8211E+03	0.7933E+03	0.8585E+03
0.8248E+03	0.9005E+03	0.8791E+03	0.9607E+03	0.9354E+03	0.1004E+04
0.9589E+03					
- .2348E+03	0.1042E+04	0.6402E+03	0.8482E+03	0.6327E+03	0.8477E+03
0.6575E+03	0.8972E+03	0.7227E+03	0.9667E+03	0.7857E+03	0.1014E+04
0.8106E+03					
- .3119E+03	0.2812E+03	- .5227E+03	0.4429E+02	- .7681E+03	- .2030E+03
- .1016E+04	- .4484E+03	- .1250E+04	- .6583E+03	- .1423E+04	- .7813E+03
- .1487E+04					
- .6024E+03	- .1496E+03	- .3233E+03	- .1511E+03	- .4239E+03	- .2835E+03
- .5620E+03	- .4161E+03	- .6831E+03	- .5208E+03	- .7669E+03	- .5796E+03
- .7973E+03					
- .8955E+03	- .4404E+03	- .3161E+03	- .2221E+03	- .2626E+03	- .2266E+03
- .2757E+03	- .2292E+03	- .2647E+03	- .2091E+03	- .2422E+03	- .1909E+03
- .2324E+03					
- .1113E+04	- .6269E+03	- .3954E+03	- .2669E+03	- .2147E+03	- .1475E+03
- .9573E+02	- .7701E+01	0.6152E+02	0.1512E+03	0.2021E+03	0.2552E+03
0.2568E+03					
- .1215E+04	- .7395E+03	- .4834E+03	- .3351E+03	- .2281E+03	- .1141E+03
0.1801E+02	0.1720E+03	0.3293E+03	0.4781E+03	0.5953E+03	0.6729E+03
0.6972E+03					
- .1166E+04	- .7680E+03	- .5670E+03	- .4288E+03	- .2993E+03	- .1383E+03
0.6140E+02	0.2920E+03	0.5285E+03	0.7477E+03	0.9217E+03	0.1034E+04

0.1071E+04					
-.8609E+03	-.7199E+03	-.6558E+03	-.5566E+03	-.4256E+03	-.2264E+03
0.3888E+02	0.3452E+03	0.6595E+03	0.9469E+03	0.1176E+04	0.1322E+04
0.1372E+04					
0.0000E+00	-.6598E+03	-.7991E+03	-.7300E+03	-.6213E+03	-.3826E+03
-.4822E+02	0.3345E+03	0.7215E+03	0.1072E+04	0.1351E+04	0.1528E+04
0.1587E+04					
0.0000E+00	-.3892E+03	-.1085E+04	-.9648E+03	-.9324E+03	-.6218E+03
-.1967E+03	0.2639E+03	0.7160E+03	0.1120E+04	0.1438E+04	0.1640E+04
0.1708E+04					
0.0000E+00	-.1494E+03	-.6803E+03	-.1294E+04	-.1497E+04	-.9579E+03
-.3959E+03	0.1399E+03	0.6415E+03	0.1083E+04	0.1428E+04	0.1647E+04
0.1720E+04					
0.0000E+00	0.1511E+03	-.3826E+03	-.1223E+04	-.2612E+04	-.1321E+04
-.6090E+03	-.3091E+02	0.4916E+03	0.9471E+03	0.1303E+04	0.1528E+04
0.1604E+04					

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE X :
(causado por esfuerzos normales en dir. Y)
MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					
0.1422E+02	0.5338E+02	0.1221E+03	0.1236E+03	0.1486E+03	0.1412E+03
0.1598E+03	0.1471E+03	0.1623E+03	0.1483E+03	0.1631E+03	0.1488E+03
0.1633E+03					
-.7578E+02	0.6818E+03	0.5402E+03	0.5925E+03	0.6323E+03	0.6565E+03
0.6662E+03	0.6718E+03	0.6725E+03	0.6747E+03	0.6745E+03	0.6763E+03
0.6754E+03					
-.2638E+04	-.3092E+04	-.3752E+04	-.3721E+04	-.4289E+04	-.4138E+04
-.4602E+04	-.4371E+04	-.4776E+04	-.4501E+04	-.4871E+04	-.4564E+04
-.4902E+04					
-.3759E+04	-.3728E+04	-.3795E+04	-.3890E+04	-.3999E+04	-.4088E+04
-.4171E+04	-.4230E+04	-.4284E+04	-.4318E+04	-.4349E+04	-.4361E+04
-.4371E+04					
-.3432E+04	-.3318E+04	-.3219E+04	-.3215E+04	-.3196E+04	-.3238E+04
-.3240E+04	-.3288E+04	-.3288E+04	-.3329E+04	-.3320E+04	-.3350E+04
-.3331E+04					
-.2321E+04	-.2173E+04	-.2046E+04	-.1958E+04	-.1898E+04	-.1865E+04
-.1845E+04	-.1839E+04	-.1835E+04	-.1836E+04	-.1835E+04	-.1838E+04
-.1836E+04					
-.8414E+03	-.6930E+03	-.5472E+03	-.4286E+03	-.3317E+03	-.2658E+03
-.2152E+03	-.1847E+03	-.1591E+03	-.1458E+03	-.1323E+03	-.1287E+03
-.1240E+03					
0.5989E+03	0.7528E+03	0.9061E+03	0.1043E+04	0.1156E+04	0.1244E+04
0.1310E+04	0.1361E+04	0.1399E+04	0.1428E+04	0.1449E+04	0.1461E+04
0.1466E+04					
0.1724E+04	0.1876E+04	0.2038E+04	0.2180E+04	0.2300E+04	0.2393E+04
0.2470E+04	0.2529E+04	0.2581E+04	0.2619E+04	0.2651E+04	0.2667E+04

0.2675E+04						
0.2405E+04	0.2549E+04	0.2718E+04	0.2847E+04	0.2959E+04	0.3040E+04	
0.3120E+04	0.3182E+04	0.3246E+04	0.3292E+04	0.3336E+04	0.3355E+04	
0.3369E+04						
0.2686E+04	0.2840E+04	0.2998E+04	0.3066E+04	0.3145E+04	0.3189E+04	
0.3270E+04	0.3325E+04	0.3411E+04	0.3460E+04	0.3527E+04	0.3545E+04	
0.3572E+04						
0.2531E+04	0.3149E+04	0.3038E+04	0.2979E+04	0.2959E+04	0.2970E+04	
0.3029E+04	0.3103E+04	0.3199E+04	0.3280E+04	0.3357E+04	0.3398E+04	
0.3419E+04						
0.8970E+02	-.7066E+02	-.8953E+03	-.1018E+04	-.1877E+04	-.2008E+04	
-.2870E+04	-.2989E+04	-.3805E+04	-.3829E+04	-.4496E+04	-.4321E+04	
-.4752E+04						
-.7494E+03	-.7116E+03	-.8152E+03	-.1018E+04	-.1267E+04	-.1555E+04	
-.1849E+04	-.2150E+04	-.2425E+04	-.2670E+04	-.2853E+04	-.2975E+04	
-.3012E+04						
-.9727E+03	-.8524E+03	-.7607E+03	-.7826E+03	-.8219E+03	-.9438E+03	
-.1051E+04	-.1211E+04	-.1328E+04	-.1471E+04	-.1547E+04	-.1629E+04	
-.1630E+04						
-.9631E+03	-.7935E+03	-.6278E+03	-.5069E+03	-.4237E+03	-.3863E+03	
-.3729E+03	-.3863E+03	-.4047E+03	-.4330E+03	-.4523E+03	-.4508E+03	
-.4732E+03						
-.8732E+03	-.6772E+03	-.4533E+03	-.2499E+03	-.7233E+02	0.6839E+02	
0.1842E+03	0.2720E+03	0.3447E+03	0.3963E+03	0.4364E+03	0.4569E+03	
0.4664E+03						
-.7886E+03	-.5550E+03	-.2880E+03	-.3279E+02	0.2018E+03	0.4102E+03	
0.5937E+03	0.7554E+03	0.8952E+03	0.1011E+04	0.1097E+04	0.1151E+04	
0.1169E+04						
-.7301E+03	-.4564E+03	-.1592E+03	0.1220E+03	0.3920E+03	0.6352E+03	
0.8580E+03	0.1065E+04	0.1253E+04	0.1415E+04	0.1539E+04	0.1617E+04	
0.1644E+04						
-.5558E+03	-.4813E+03	-.1491E+03	0.1706E+03	0.4800E+03	0.7356E+03	
0.9695E+03	0.1198E+04	0.1418E+04	0.1612E+04	0.1765E+04	0.1863E+04	
0.1896E+04						
-.1870E+03	-.2450E+03	-.4520E+03	0.5493E+02	0.4512E+03	0.6865E+03	
0.9036E+03	0.1136E+04	0.1373E+04	0.1591E+04	0.1765E+04	0.1878E+04	
0.1916E+04						
0.1343E+03	0.2954E+02	-.3115E+02	-.8521E+02	0.3296E+03	0.4371E+03	
0.6076E+03	0.8355E+03	0.1083E+04	0.1317E+04	0.1506E+04	0.1628E+04	
0.1670E+04						
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-.1756E+02	-.1497E+03	
-.6905E+00	0.2325E+03	0.4894E+03	0.7319E+03	0.9289E+03	0.1057E+04	
0.1100E+04						

VALORES DE MOMENTOS TORSIONANTES EN TORNO A LOS EJES X y Y :
 (causado por esfuerzos cortantes en dir. XY y YX)
 MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.8377E+01	-.3285E+02	-.5324E+02	-.4801E+02	-.4274E+02	-.3760E+02
-.3221E+02	-.2675E+02	-.2142E+02	-.1617E+02	-.1089E+02	-.5489E+01
0.0000E+00					

0.5235E+02	-.4207E+02	-.8381E+02	-.5993E+02	-.4939E+02	-.4201E+02
-.3514E+02	-.2857E+02	-.2242E+02	-.1662E+02	-.1104E+02	-.5522E+01
0.0000E+00					
-.2434E+03	-.1846E+03	-.1128E+03	-.8413E+02	-.6600E+02	-.5173E+02
-.4021E+02	-.3104E+02	-.2365E+02	-.1733E+02	-.1147E+02	-.5736E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.1239E+03	0.1517E+03	0.1396E+03	0.1152E+03	0.9043E+02
0.6972E+02	0.5349E+02	0.4067E+02	0.2983E+02	0.1980E+02	0.9925E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1258E+03	0.1763E+03	0.1773E+03	0.1563E+03	0.1294E+03
0.1041E+03	0.8249E+02	0.6414E+02	0.4768E+02	0.3187E+02	0.1602E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.9096E+02	0.1426E+03	0.1543E+03	0.1443E+03	0.1258E+03
0.1060E+03	0.8745E+02	0.7018E+02	0.5335E+02	0.3616E+02	0.1831E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.5359E+02	0.8852E+02	0.1007E+03	0.9966E+02	0.9252E+02
0.8309E+02	0.7265E+02	0.6113E+02	0.4809E+02	0.3333E+02	0.1709E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1713E+02	0.2604E+02	0.3146E+02	0.3637E+02	0.4066E+02
0.4334E+02	0.4343E+02	0.4028E+02	0.3380E+02	0.2438E+02	0.1276E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.2010E+02	-.4295E+02	-.4638E+02	-.3618E+02	-.2078E+02
-.6125E+01	0.4695E+01	0.1071E+02	0.1222E+02	0.1015E+02	0.5669E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.5810E+02	-.1182E+03	-.1259E+03	-.1086E+03	-.8336E+02
-.5919E+02	-.3979E+02	-.2570E+02	-.1598E+02	-.9238E+01	-.4222E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.9661E+02	-.1919E+03	-.1900E+03	-.1662E+03	-.1374E+03
-.1108E+03	-.8849E+02	-.6945E+02	-.5211E+02	-.3509E+02	-.1772E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1739E+03	-.2022E+03	-.1995E+03	-.1872E+03	-.1736E+03
-.1599E+03	-.1446E+03	-.1254E+03	-.1010E+03	-.7110E+02	-.3677E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.1683E+03	0.2390E+03	0.2694E+03	0.2862E+03	0.2957E+03
0.2964E+03	0.2843E+03	0.2562E+03	0.2110E+03	0.1504E+03	0.7827E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1820E+03	0.2972E+03	0.3698E+03	0.4188E+03	0.4504E+03
0.4622E+03	0.4493E+03	0.4079E+03	0.3374E+03	0.2411E+03	0.1256E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1374E+03	0.2548E+03	0.3529E+03	0.4327E+03	0.4914E+03
0.5225E+03	0.5194E+03	0.4781E+03	0.3988E+03	0.2864E+03	0.1496E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.5884E+02	0.1503E+03	0.2577E+03	0.3620E+03	0.4481E+03
0.5031E+03	0.5171E+03	0.4858E+03	0.4103E+03	0.2968E+03	0.1556E+03
0.0000E+00					

0.0000E+00	-.5874E+02	-.2432E+01	0.1096E+03	0.2353E+03	0.3488E+03
0.4291E+03	0.4636E+03	0.4480E+03	0.3846E+03	0.2807E+03	0.1479E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.2328E+03	-.1974E+03	-.7367E+02	0.7505E+02	0.2185E+03
0.3243E+03	0.3787E+03	0.3799E+03	0.3325E+03	0.2452E+03	0.1298E+03
0.0000E+00					
-.2795E+03	-.4545E+03	-.4388E+03	-.2893E+03	-.1067E+03	0.7925E+02
0.2103E+03	0.2795E+03	0.2941E+03	0.2630E+03	0.1961E+03	0.1043E+03
0.0000E+00					
-.5469E+03	-.5671E+03	-.6615E+03	-.5793E+03	-.3115E+03	-.4369E+02
0.1079E+03	0.1801E+03	0.2001E+03	0.1826E+03	0.1374E+03	0.7341E+02
0.0000E+00					
-.4542E+03	-.5539E+03	-.7845E+03	-.8653E+03	-.5083E+03	-.9789E+02
0.3739E+02	0.8841E+02	0.1029E+03	0.9516E+02	0.7201E+02	0.3857E+02
0.0000E+00					
-.2841E+02	-.5699E+03	-.9082E+03	-.1116E+04	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					

VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.8785E+00	-.1582E+01	-.6779E+00	-.2294E+00	-.1255E+00
-.1171E+00	-.1003E+00	-.6605E-01	-.3423E-01	-.1021E-01	0.0000E+00
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.2811E+01	-.2051E+01	-.3122E+00	0.4444E-01	0.4203E-02
-.7146E-01	-.9067E-01	-.6065E-01	-.2282E-01	-.1201E-02	0.6005E-02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.9482E+01	-.8753E+01	0.2054E+01	0.1172E+01	0.4936E+00
0.1429E+00	0.1441E-01	-.4203E-02	0.1501E-01	0.2642E-01	0.1861E-01
0.0000E+00					
-.2969F+02	-.2267E+02	-.1256E+02	-.1074E+02	-.8356E+01	-.6257E+01
-.4649E+01	-.3476E+01	-.2602E+01	-.1896E+01	-.1256E+01	-.6293E+00
0.0000E+00					
0.1145E+01	0.2726E+01	-.2101E+01	-.3866E+01	-.4072E+01	-.3635E+01
-.3005E+01	-.2380E+01	-.1819E+01	-.1319E+01	-.8623E+00	-.4281E+00
0.0000E+00					
-.8227E-01	0.1202E+02	0.5257E+01	0.1452E+01	-.4305E+00	-.1197E+01
-.1359E+01	-.1226E+01	-.9776E+00	-.7050E+00	-.4486E+00	-.2150E+00
0.0000E+00					
-.7116E+00	0.1586E+02	0.9408E+01	0.4943E+01	0.2220E+01	0.7404E+00
0.5945E-01	-.1639E+00	-.1639E+00	-.8767E-01	-.2822E-01	-.5405E-02
0.0000E+00					
-.1553E+01	0.1771E+02	0.1167E+02	0.7041E+01	0.3951E+01	0.2118E+01
0.1164E+01	0.7434E+00	0.5861E+00	0.4996E+00	0.3813E+00	0.2078E+00
0.0000E+00					
-.1994E+01	0.1873E+02	0.1273E+02	0.8030E+01	0.4860E+01	0.2963E+01
0.1958E+01	0.1489E+01	0.1257E+01	0.1057E+01	0.7812E+00	0.4179E+00
0.0000E+00					
-.2037E+01	0.1910E+02	0.1274E+02	0.8010E+01	0.5003E+01	0.3313E+01
0.2478E+01	0.2102E+01	0.1871E+01	0.1594E+01	0.1179E+01	0.6245E+00

0.0000E+00					
-.1674E+01	0.1893E+02	0.1133E+02	0.6751E+01	0.4293E+01	0.3161E+01
0.2751E+01	0.2616E+01	0.2467E+01	0.2144E+01	0.1589E+01	0.8431E+00
0.0000E+00					
-.1024E+01	0.1872E+02	0.7000E+01	0.3704E+01	0.2567E+01	0.2515E+01
0.2838E+01	0.3116E+01	0.3119E+01	0.2757E+01	0.2053E+01	0.1094E+01
0.0000E+00					
-.1855E+00	0.2212E+02	-.5832E+01	-.1386E+01	-.1471E+00	0.1510E+01
0.2916E+01	0.3759E+01	0.3953E+01	0.3541E+01	0.2635E+01	0.1397E+01
0.0000E+00					
-.1005E+01	-.1913E+02	-.1895E+02	-.1963E+02	-.1979E+02	-.1986E+02
-.1963E+02	-.1870E+02	-.1679E+02	-.1382E+02	-.9844E+01	-.5121E+01
0.0000E+00					
-.4846E+00	0.3414E+01	-.4932E+01	-.8844E+01	-.1070E+02	-.1152E+02
-.1165E+02	-.1115E+02	-.9994E+01	-.8194E+01	-.5826E+01	-.3029E+01
0.0000E+00					
-.9037E+00	0.1266E+02	0.4611E+01	-.1231E+00	-.2653E+01	-.3875E+01
-.4315E+01	-.4253E+01	-.3835E+01	-.3142E+01	-.2237E+01	-.1168E+01
0.0000E+00					
-.7458E+00	0.1685E+02	0.1035E+02	0.6157E+01	0.3839E+01	0.2717E+01
0.2236E+01	0.2007E+01	0.1796E+01	0.1489E+01	0.1059E+01	0.5404E+00
0.0000E+00					
-.7302E+00	0.1842E+01	0.1331E+02	0.1018E+02	0.8630E+01	0.8042E+01
0.7836E+01	0.7548E+01	0.6885E+01	0.5723E+01	0.4087E+01	0.2112E+01
0.0000E+00					
-.7344E+00	0.1759E+02	0.1378E+02	0.1212E+02	0.1174E+02	0.1204E+02
0.1241E+02	0.1230E+02	0.1137E+02	0.9521E+01	0.6829E+01	0.3542E+01
0.0000E+00					
-.6557E+00	0.1242E+02	0.1187E+02	0.1250E+02	0.1349E+02	0.1489E+02
0.1602E+02	0.1625E+02	0.1523E+02	0.1284E+02	0.9249E+01	0.4808E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.5142E+01	0.9306E+01	0.1291E+02	0.1460E+02	0.1700E+02
0.1888E+02	0.1948E+02	0.1843E+02	0.1563E+02	0.1129E+02	0.5883E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1956E+02	-.4410E+01	0.1689E+02	0.1559E+02	0.1901E+02
0.2137E+02	0.2212E+02	0.2097E+02	0.1783E+02	0.1291E+02	0.6732E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1065E+02	-.2015E+02	-.7301E+01	0.1374E+02	0.2207E+02
0.2394E+02	0.2421E+02	0.2278E+02	0.1934E+02	0.1401E+02	0.7306E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.2463E+01	-.2034E+02	-.3358E+02	-.2543E+01	0.3231E+02
0.2676E+02	0.2545E+02	0.2364E+02	0.2002E+02	0.1450E+02	0.7561E+01
0.0000E+00					

VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE Y :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					
-.5554E+00	-.2101E+02	-.9159E+01	-.1384E+02	-.1189E+02	-.1524E+02

--.1251E+02	--.1550E+02	--.1262E+02	--.1557E+02	--.1267E+02	--.1560E+02
--.1269E+02					
0.5742E+02	0.6325E+02	0.8290E+02	0.7377E+02	0.9333E+02	0.8217E+02
0.9959E+02	0.8674E+02	0.1030E+03	0.8929E+02	0.1048E+03	0.9054E+02
0.1055E+03					
0.7994E+02	0.9630E+02	0.8670E+02	0.8965E+02	0.9262E+02	0.9489E+02
0.9674E+02	0.9804E+02	0.9914E+02	0.9986E+02	0.1005E+03	0.1007E+03
0.1009E+03					
0.1994E+02	0.1084E+02	--.1475E+02	--.6982E+01	--.2695E+02	--.1491E+02
--.3201E+02	--.1820E+02	--.3426E+02	--.1982E+02	--.3545E+02	--.2063E+02
--.3586E+02					
--.2266E+02	--.2623E+02	--.3579E+02	--.3774E+02	--.4460E+02	--.4403E+02
--.4898E+02	--.4710E+02	--.5119E+02	--.4875E+02	--.5242E+02	--.4959E+02
--.5285E+02					
--.4702E+02	--.4911E+02	--.5271E+02	--.5552E+02	--.5830E+02	--.5990E+02
--.6162E+02	--.6243E+02	--.6359E+02	--.6399E+02	--.6479E+02	--.6482E+02
--.6521E+02					
--.5543E+02	--.5647E+02	--.5830E+02	--.5979E+02	--.6138E+02	--.6243E+02
--.6361E+02	--.6433E+02	--.6526E+02	--.6575E+02	--.6641E+02	--.6656E+02
--.6683E+02					
--.5008E+02	--.5092E+02	--.5147E+02	--.5198E+02	--.5244E+02	--.5303E+02
--.5363E+02	--.5435E+02	--.5499E+02	--.5563E+02	--.5608E+02	--.5643E+02
--.5650E+02					
--.3646E+02	--.3735E+02	--.3666E+02	--.3594E+02	--.3538E+02	--.3538E+02
--.3558E+02	--.3617E+02	--.3670E+02	--.3738E+02	--.3779E+02	--.3819E+02
--.3821E+02					
--.2018E+02	--.2348E+02	--.1980E+02	--.1774E+02	--.1550E+02	--.1530E+02
--.1470E+02	--.1566E+02	--.1571E+02	--.1691E+02	--.1688E+02	--.1778E+02
--.1735E+02					
--.2204E+01	--.2063E+02	--.5402E+01	--.3473E+01	0.2735E+01	0.9680E+00
0.4387E+01	0.8034E+00	0.3244E+01	--.6821E+00	0.1847E+01	--.1729E+01
0.1293E+01					
0.4414E+02	0.5183E+02	0.8199E+02	0.7778E+02	0.1053E+03	0.1001E+03
0.1277E+03	0.1226E+03	0.1495E+03	0.1425E+03	0.1661E+03	0.1544E+03
0.1723E+03					
0.5836E+02	0.8084E+02	0.7707E+02	0.7994E+02	0.8453E+02	0.9049E+02
0.9756E+02	0.1051E+03	0.1125E+03	0.1190E+03	0.1242E+03	0.1275E+03
0.1286E+03					
0.2634E+02	0.2405E+02	--.5457E+01	0.4894E+00	--.2497E+02	--.1664E+02
--.4096E+02	--.3195E+02	--.5540E+02	--.4491E+02	--.6607E+02	--.5252E+02
--.7003E+02					
0.1159E+02	0.8948E+01	--.1844E+01	--.6331E+01	--.1685E+02	--.2087E+02
--.3108E+02	--.3476E+02	--.4424E+02	--.4655E+02	--.5392E+02	--.5343E+02
--.5749E+02					
0.3514E+01	0.1982E+01	--.2243E+01	--.6713E+01	--.1255E+02	--.1800E+02
--.2446E+02	--.3015E+02	--.3626E+02	--.4087E+02	--.4513E+02	--.4719E+02
--.4841E+02					
--.1949E+01	--.1559E+01	--.2691E+01	--.4995E+01	--.8654E+01	--.1289E+02
--.1798E+02	--.2306E+02	--.2827E+02	--.3264E+02	--.3630E+02	--.3841E+02
--.3930E+02					
--.7949E+01	--.3845E+01	--.1948E+01	--.2408E+01	--.4268E+01	--.7272E+01

- .1111E+02	- .1545E+02	- .1982E+02	- .2379E+02	- .2694E+02	- .2896E+02
- .2963E+02	- .2911E+01	0.1490E+01	0.1566E+01	0.7002E+00	- .1298E+01
- .2124E+02	- .7768E+01	- .1145E+02	- .1482E+02	- .1755E+02	- .1929E+02
- .4258E+01	- .1990E+02	- .2042E+02	- .8674E+01	0.1155E+02	0.7604E+01
- .1990E+02	0.3040E+01	0.1519E+00	- .2829E+01	- .5592E+01	- .7816E+01
- .2042E+02	- .9740E+01	- .9292E+01	- .1634E+02	- .3787E+01	0.1312E+02
0.3040E+01	0.1135E+02	0.1135E+02	0.8921E+01	0.6625E+01	0.4566E+01
- .9740E+01	0.1493E+01	0.9830E+00	- .9503E+01	- .1611E+02	0.6431E+01
- .9292E+01	0.9830E+00	0.2107E+02	0.1918E+02	0.1774E+02	0.1651E+02
0.1135E+02	0.1493E+01	0.1472E+02	0.1472E+02	0.0000E+00	0.0000E+00
0.1493E+01	0.9830E+00	0.2107E+02	0.1918E+02	0.1774E+02	0.1651E+02
0.9830E+00	0.1472E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.2107E+02	0.1472E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.1472E+02	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
- .1030E+01	- .1854E+01	- .1162E+01	- .1352E+01	- .1544E+01	- .1709E+01
- .1030E+01	- .1854E+01	- .1162E+01	- .1352E+01	- .1544E+01	- .1709E+01
- .1854E+01					

***** F I N D E C O R R I D A *****

FIGURA 4.37: DIAGRAMA DE CARGA (DE TRABAJO) LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA.
UNIDADES: (KG/CM²)

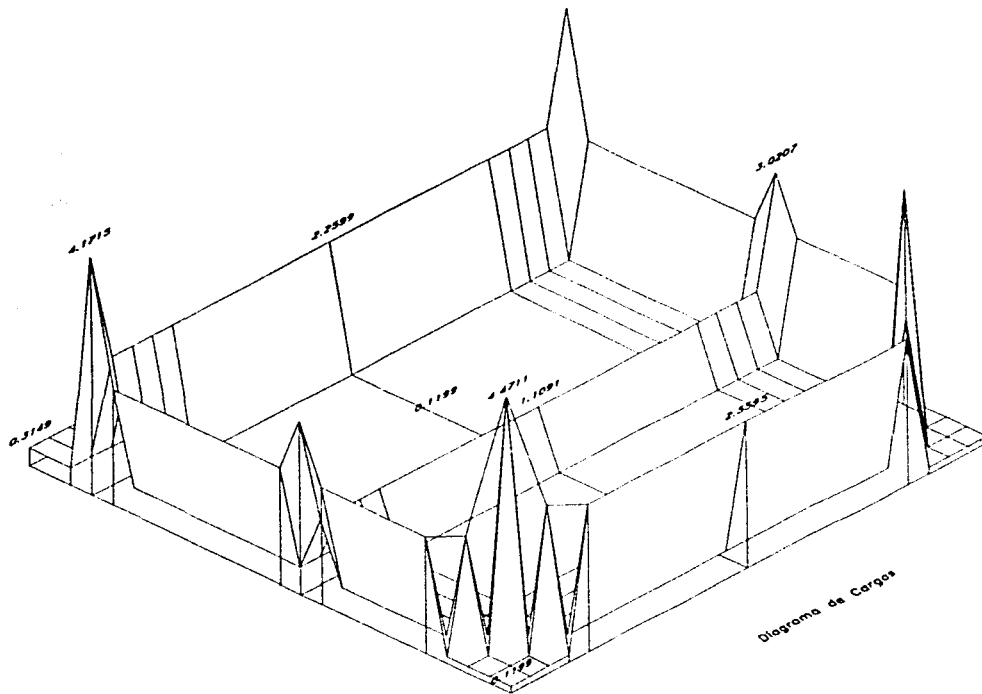


FIGURA 4.38: DIAGRAMA DE DEFLEXIONES LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA.
UNIDADES: (CM)

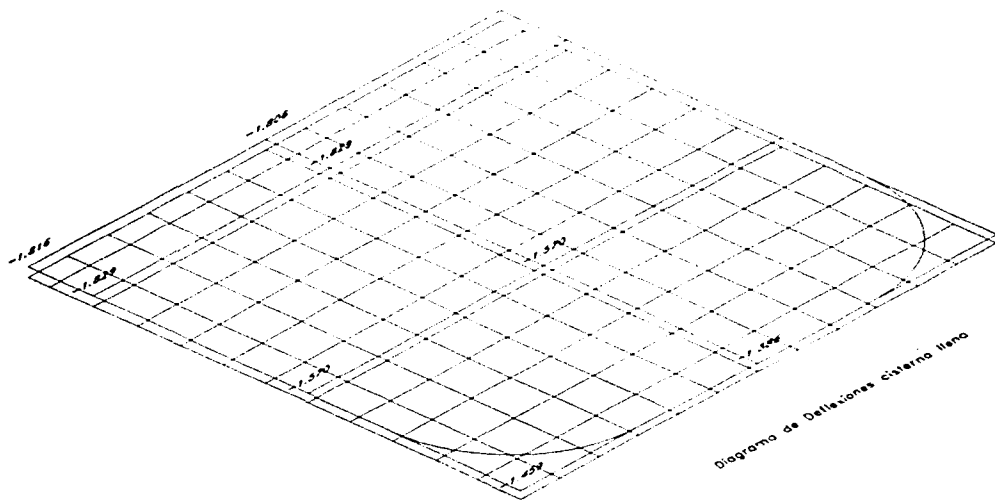


FIGURA 4.39: DIAGRAMA DE REACCIÓN (PRESION) LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA.
UNIDADES: (KG/CM²)

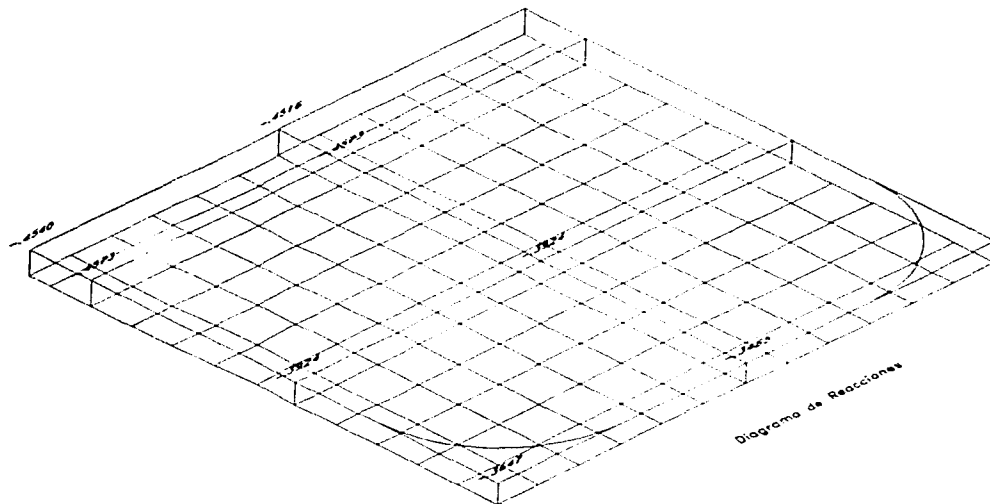


FIGURA 4.40: DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE Y (POR ESFUERZOS NORMALES EN DIR. X), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA
UNIDADES: (KG-M/M)

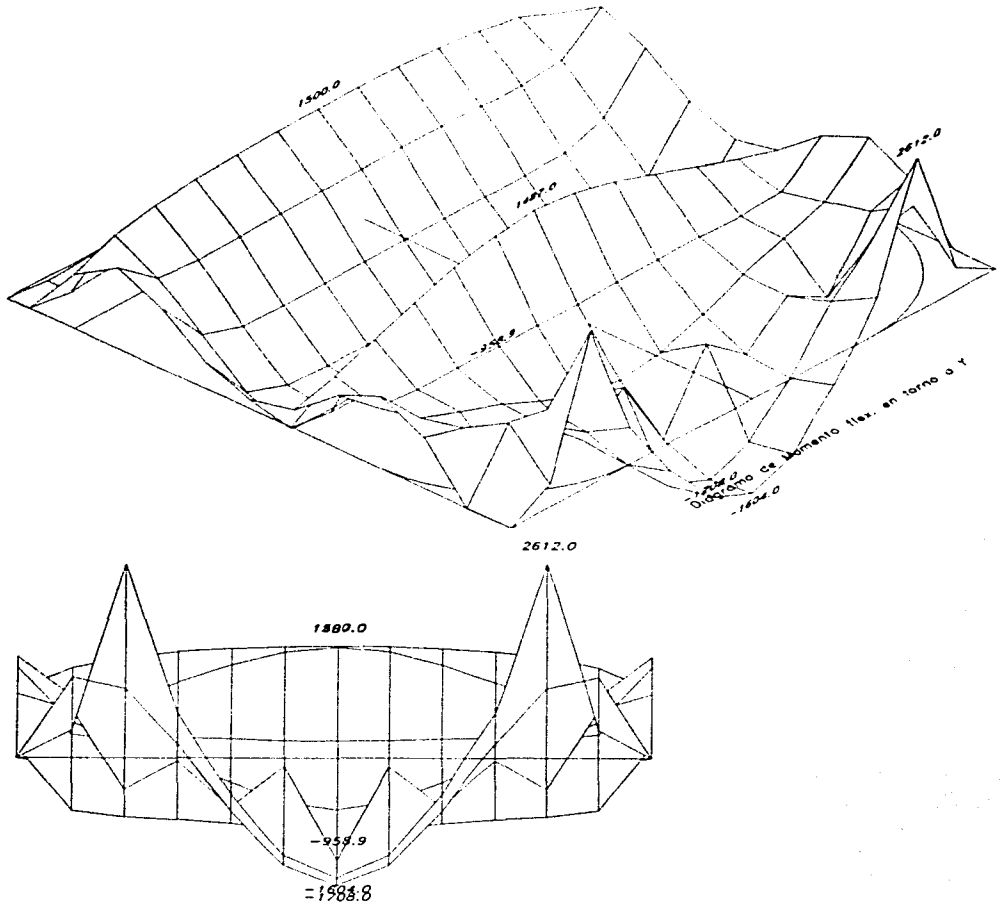


FIGURA 4.41: DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE X (POR ESFUERZOS NORMALES EN DIR. Y), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA
UNIDADES: (KG-M/M)

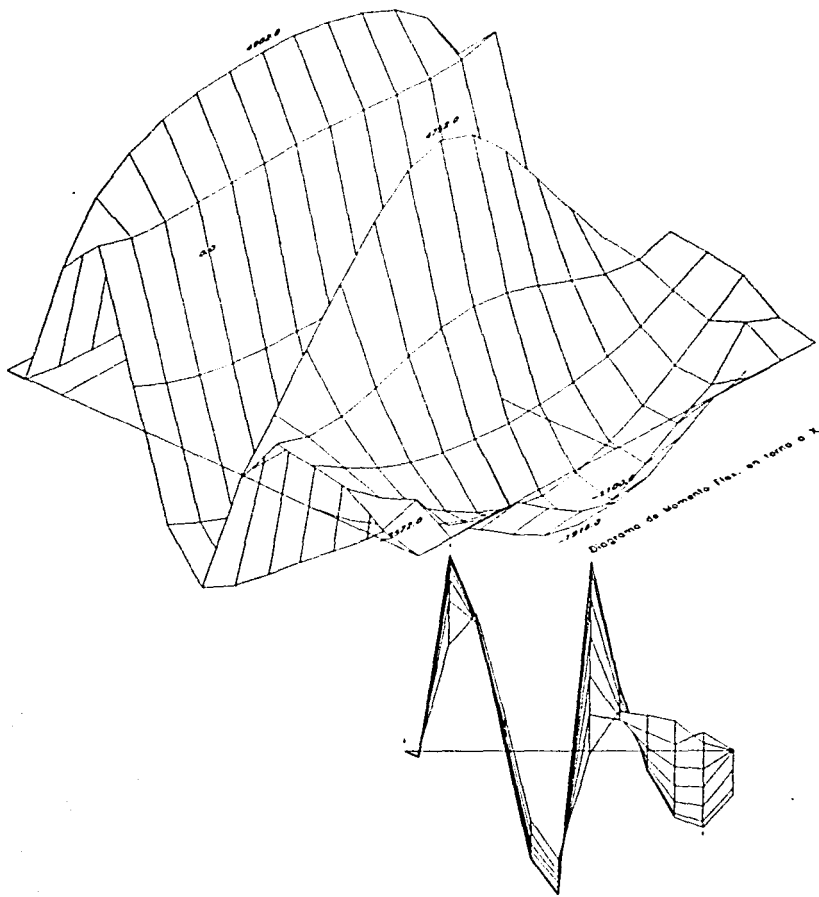


FIGURA 4.42: DIAGRAMA DE MOMENTO TORSIONANTE (POR ESFUERZOS CORTANTES EN EL PLANO DE LA PLACA), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA
UNIDADES: (KG-M/M)

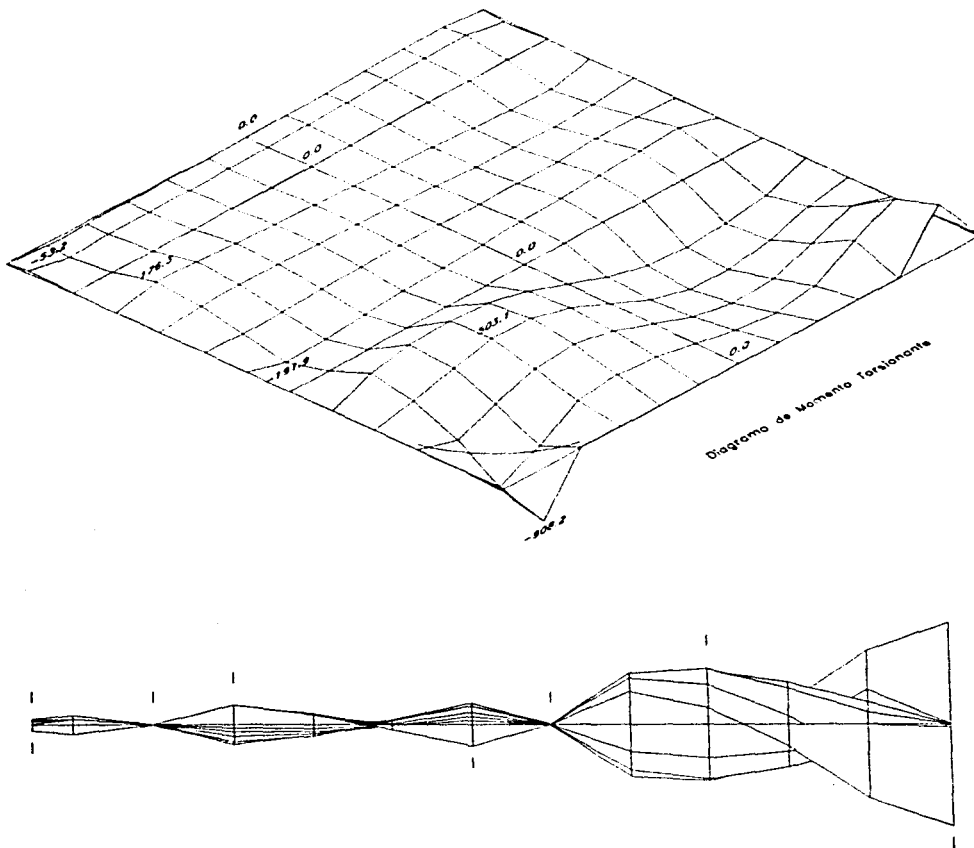
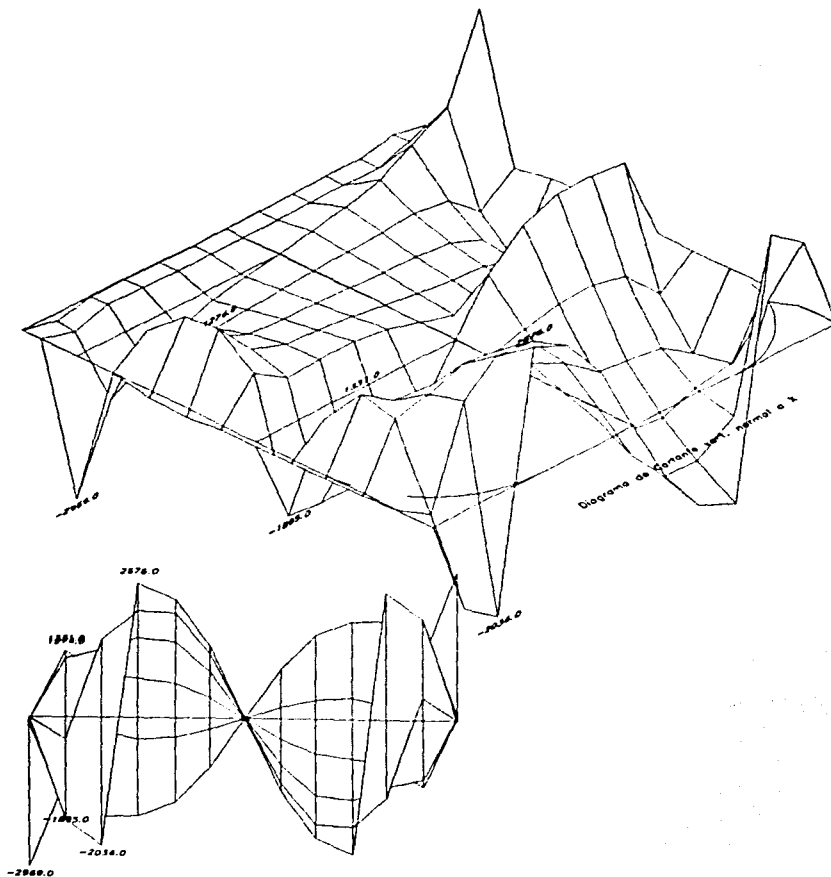
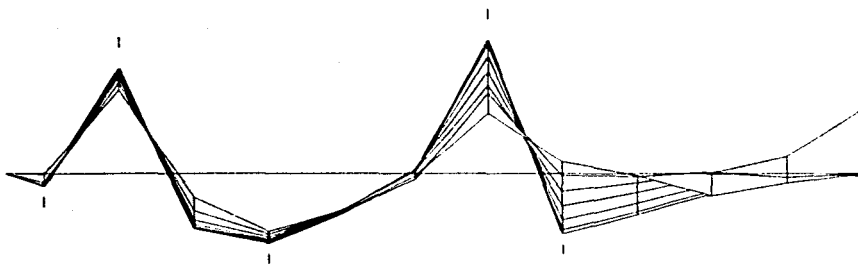
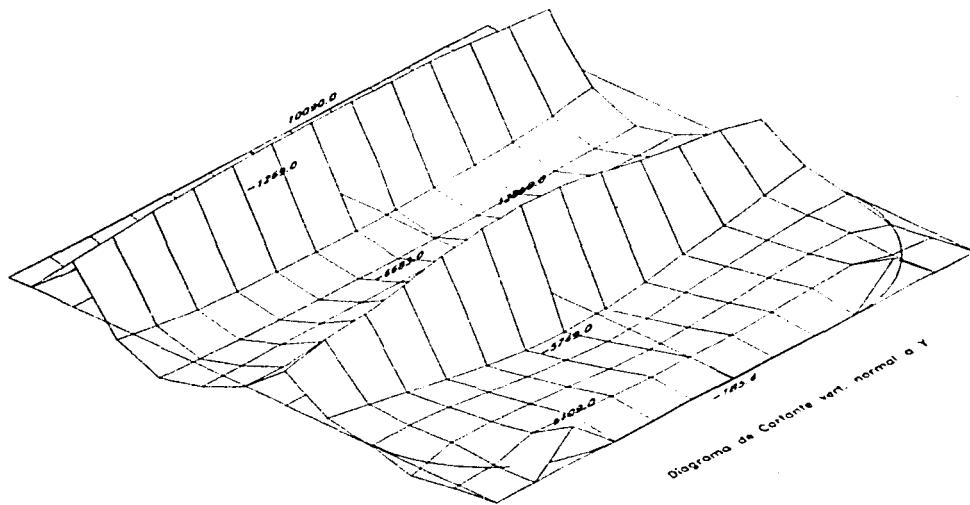


FIGURA 4.43: DIAGRAMA DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X
LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA
UNIDADES: (KG/M)



**FIGURA 4.44: DIAGRAMA DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE Y
 LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN LLENA
 UNIDADES: (KG/M)**



ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE LOSA-BASE DE CISTERNA LLENA

ANALISIS DE PLACA RECTANGULAR ISOTROPA SOBRE FUNDACION ELASTICA
 CONDICION DE FRONTERA ESPECIFICADA VARIOS TABLEROS
 METODO DE DIFERENCIAS FINITAS
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, I.P.N.
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ

TITULO:
 LOSA DE CIMENTACION DE CISTERNA VACIA UNID:[KG, CM]

LONG. DE PLACA EN DIR. X: 600.000 EJE SIMETRICO X: 0
 LONG. DE PLACA EN DIR. Y: 575.000 EJE SIMETRICO Y: 1
 INCREMENTO EN AMBAS DIR.: 25.000
 MOD.ELASTIC: .22136E+06
 RELAC.POISSON: 0.250
 ESPESOR DE PLACA: 20.000
 MODULO DE REACCION DE SUELO ELASTICO : 0.25000
 TOLERANCIA DE CONVERGENCIA: 0.02090%
 RIGIDEZ DE PLACA: 0.15741E+09

NCOR= 0	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.52342E+05	ERR= 55.50663 %
NCOR= 1	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11565E+06	ERR= 1.68837 %
NCOR= 2	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11959E+06	ERR= -1.66121 %
NCOR= 3	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11777E+06	ERR= -0.11423 %
NCOR= 4	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11771E+06	ERR= -0.06270 %
NCOR= 5	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11771E+06	ERR= -0.05786 %
NCOR= 6	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11771E+06	ERR= -0.05572 %
NCOR= 7	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.05380 %
NCOR= 8	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.05210 %
NCOR= 9	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.05065 %
NCOR= 10	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.04932 %
NCOR= 11	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.04789 %
NCOR= 12	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11770E+06	ERR= -0.04663 %
NCOR= 13	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04546 %
NCOR= 14	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04435 %
NCOR= 15	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04319 %
NCOR= 16	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04232 %
NCOR= 17	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04121 %
NCOR= 18	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.04036 %
NCOR= 19	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.03943 %
NCOR= 20	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11769E+06	ERR= -0.03851 %
NCOR= 21	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03767 %
NCOR= 22	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03694 %
NCOR= 23	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03617 %
NCOR= 24	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03542 %
NCOR= 25	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03456 %
NCOR= 26	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03404 %
NCOR= 27	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03334 %
NCOR= 28	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03261 %
NCOR= 29	SQ= 0.11764E+06	SR= -0.11768E+06	ERR= -0.03214 %

NCOR= 30	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11768E+06	ERR=	-0.03136 %
NCOR= 31	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11768E+06	ERR=	-0.03094 %
NCOR= 32	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11768E+06	ERR=	-0.03033 %
NCOR= 33	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11768E+06	ERR=	-0.02985 %
NCOR= 34	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02930 %
NCOR= 35	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02889 %
NCOR= 36	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02826 %
NCOR= 37	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02795 %
NCOR= 38	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02737 %
NCOR= 39	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02707 %
NCOR= 40	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02654 %
NCOR= 41	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02625 %
NCOR= 42	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02585 %
NCOR= 43	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02555 %
NCOR= 44	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02503 %
NCOR= 45	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02478 %
NCOR= 46	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02443 %
NCOR= 47	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02427 %
NCOR= 48	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02375 %
NCOR= 49	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02355 %
NCOR= 50	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02326 %
NCOR= 51	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02303 %
NCOR= 52	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02267 %
NCOR= 53	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02259 %
NCOR= 54	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02225 %
NCOR= 55	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02200 %
NCOR= 56	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02187 %
NCOR= 57	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02155 %
NCOR= 58	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02136 %
NCOR= 59	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11767E+06	ERR=	-0.02118 %
NCOR= 60	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11766E+06	ERR=	-0.02105 %
NCOR= 61	SQ=	0.11764E+06	SR=	-0.11766E+06	ERR=	-0.02086 %

SOLUCION DE LA EC. BIARMONICA: $d4W/dx4 + 2d4W/(dx2 dy2) + d4W/dy4 = (KS*W-Q(X,Y))/D$

CONDICIONES DE CONTORNO: 1=giro restringido, 3=giro libre
dadas en archivo de datos para cada punto frontera

-.1545E+01	-.1543E+01	-.1541E+01	-.1540E+01	-.1539E+01	-.1538E+01
-.1537E+01	-.1537E+01	-.1536E+01	-.1536E+01	-.1536E+01	-.1536E+01
-.1536E+01					
-.1550E+01	-.1547E+01	-.1546E+01	-.1545E+01	-.1544E+01	-.1544E+01
-.1543E+01	-.1543E+01	-.1542E+01	-.1542E+01	-.1542E+01	-.1542E+01
-.1542E+01					
-.1554E+01	-.1552E+01	-.1551E+01	-.1550E+01	-.1550E+01	-.1549E+01
-.1549E+01	-.1549E+01	-.1549E+01	-.1549E+01	-.1549E+01	-.1549E+01
-.1549E+01					
-.1558E+01	-.1557E+01	-.1558E+01	-.1557E+01	-.1558E+01	-.1557E+01
-.1558E+01	-.1557E+01	-.1558E+01	-.1557E+01	-.1558E+01	-.1557E+01
-.1558E+01					
-.1552E+01	-.1552E+01	-.1551E+01	-.1550E+01	-.1550E+01	-.1549E+01

--.1549E+01	--.1549E+01	--.1549E+01	--.1549E+01	--.1549E+01	--.1549E+01
--.1549E+01					
--.1533E+01	--.1532E+01	--.1530E+01	--.1529E+01	--.1527E+01	--.1526E+01
--.1525E+01	--.1525E+01	--.1524E+01	--.1524E+01	--.1523E+01	--.1523E+01
--.1523E+01					
--.1502E+01	--.1501E+01	--.1498E+01	--.1496E+01	--.1493E+01	--.1491E+01
--.1490E+01	--.1489E+01	--.1488E+01	--.1487E+01	--.1486E+01	--.1486E+01
--.1486E+01					
--.1464E+01	--.1462E+01	--.1459E+01	--.1456E+01	--.1453E+01	--.1450E+01
--.1448E+01	--.1446E+01	--.1445E+01	--.1444E+01	--.1443E+01	--.1442E+01
--.1442E+01					
--.1423E+01	--.1421E+01	--.1418E+01	--.1414E+01	--.1411E+01	--.1408E+01
--.1406E+01	--.1403E+01	--.1402E+01	--.1400E+01	--.1399E+01	--.1399E+01
--.1399E+01					
--.1386E+01	--.1384E+01	--.1381E+01	--.1377E+01	--.1374E+01	--.1371E+01
--.1368E+01	--.1366E+01	--.1364E+01	--.1363E+01	--.1362E+01	--.1361E+01
--.1361E+01					
--.1356E+01	--.1354E+01	--.1351E+01	--.1348E+01	--.1345E+01	--.1342E+01
--.1340E+01	--.1338E+01	--.1336E+01	--.1335E+01	--.1334E+01	--.1333E+01
--.1333E+01					
--.1335E+01	--.1333E+01	--.1331E+01	--.1329E+01	--.1327E+01	--.1325E+01
--.1323E+01	--.1322E+01	--.1320E+01	--.1319E+01	--.1318E+01	--.1317E+01
--.1317E+01					
--.1325E+01	--.1323E+01	--.1322E+01	--.1321E+01	--.1320E+01	--.1319E+01
--.1318E+01	--.1317E+01	--.1316E+01	--.1315E+01	--.1315E+01	--.1315E+01
--.1315E+01					
--.1324E+01	--.1323E+01	--.1324E+01	--.1323E+01	--.1324E+01	--.1323E+01
--.1324E+01	--.1323E+01	--.1324E+01	--.1323E+01	--.1324E+01	--.1323E+01
--.1324E+01					
--.1324E+01	--.1323E+01	--.1322E+01	--.1321E+01	--.1320E+01	--.1319E+01
--.1318E+01	--.1317E+01	--.1316E+01	--.1315E+01	--.1315E+01	--.1315E+01
--.1315E+01					
--.1320E+01	--.1319E+01	--.1316E+01	--.1314E+01	--.1311E+01	--.1307E+01
--.1304E+01	--.1301E+01	--.1299E+01	--.1296E+01	--.1294E+01	--.1293E+01
--.1293E+01					
--.1313E+01	--.1311E+01	--.1307E+01	--.1303E+01	--.1297E+01	--.1292E+01
--.1286E+01	--.1280E+01	--.1275E+01	--.1270E+01	--.1267E+01	--.1264E+01
--.1264E+01					
--.1303E+01	--.1301E+01	--.1296E+01	--.1290E+01	--.1283E+01	--.1274E+01
--.1266E+01	--.1257E+01	--.1249E+01	--.1242E+01	--.1237E+01	--.1233E+01
--.1232E+01					
--.1290E+01	--.1288E+01	--.1283E+01	--.1276E+01	--.1268E+01	--.1257E+01
--.1246E+01	--.1235E+01	--.1224E+01	--.1215E+01	--.1208E+01	--.1203E+01
--.1202E+01					
--.1277E+01	--.1275E+01	--.1271E+01	--.1264E+01	--.1254E+01	--.1242E+01
--.1229E+01	--.1216E+01	--.1203E+01	--.1191E+01	--.1182E+01	--.1177E+01
--.1175E+01					
--.1262E+01	--.1262E+01	--.1259E+01	--.1253E+01	--.1243E+01	--.1231E+01
--.1216E+01	--.1201E+01	--.1186E+01	--.1173E+01	--.1163E+01	--.1156E+01
--.1154E+01					
--.1246E+01	--.1247E+01	--.1247E+01	--.1243E+01	--.1235E+01	--.1223E+01

- .1208E+01	- .1192E+01	- .1175E+01	- .1161E+01	- .1149E+01	- .1142E+01
- .1140E+01					
- .1229E+01	- .1233E+01	- .1236E+01	- .1236E+01	- .1231E+01	- .1219E+01
- .1204E+01	- .1187E+01	- .1170E+01	- .1155E+01	- .1143E+01	- .1135E+01
- .1132E+01					
- .1213E+01	- .1219E+01	- .1225E+01	- .1229E+01	- .1229E+01	- .1219E+01
- .1203E+01	- .1186E+01	- .1169E+01	- .1153E+01	- .1141E+01	- .1133E+01
- .1130E+01					

MAXIMO VALOR EN PENULTIMA ITERACION: -0.1558E+01
 MAXIMO VALOR EN ULTIMA ITERACION: -0.1558E+01
 ULTIMA DIFERENCIA RELATIVA: -0.0093%
 MAXIMA ITERACION ALCANZADA: 4399

VALORES DE REACCION DEL SUELO ELASTICO:

- .3864E+00	- .3858E+00	- .3854E+00	- .3850E+00	- .3848E+00	- .3845E+00
- .3843E+00	- .3842E+00	- .3841E+00	- .3840E+00	- .3839E+00	- .3839E+00
- .3839E+00					
- .3875E+00	- .3869E+00	- .3865E+00	- .3863E+00	- .3861E+00	- .3859E+00
- .3858E+00	- .3857E+00	- .3856E+00	- .3855E+00	- .3855E+00	- .3855E+00
- .3855E+00					
- .3886E+00	- .3879E+00	- .3878E+00	- .3876E+00	- .3875E+00	- .3874E+00
- .3873E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3871E+00
- .3872E+00					
- .3895E+00	- .3894E+00	- .3895E+00	- .3894E+00	- .3895E+00	- .3894E+00
- .3895E+00	- .3894E+00	- .3895E+00	- .3894E+00	- .3895E+00	- .3894E+00
- .3895E+00					
- .3881E+00	- .3879E+00	- .3878E+00	- .3876E+00	- .3875E+00	- .3874E+00
- .3873E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3872E+00	- .3871E+00
- .3872E+00					
- .3833E+00	- .3830E+00	- .3826E+00	- .3822E+00	- .3818E+00	- .3815E+00
- .3813E+00	- .3812E+00	- .3810E+00	- .3809E+00	- .3809E+00	- .3808E+00
- .3808E+00					
- .3755E+00	- .3752E+00	- .3746E+00	- .3739E+00	- .3733E+00	- .3728E+00
- .3724E+00	- .3721E+00	- .3719E+00	- .3717E+00	- .3716E+00	- .3715E+00
- .3715E+00					
- .3659E+00	- .3655E+00	- .3648E+00	- .3639E+00	- .3632E+00	- .3625E+00
- .3620E+00	- .3615E+00	- .3612E+00	- .3609E+00	- .3607E+00	- .3606E+00
- .3606E+00					
- .3558E+00	- .3554E+00	- .3545E+00	- .3536E+00	- .3528E+00	- .3520E+00
- .3514E+00	- .3509E+00	- .3504E+00	- .3501E+00	- .3499E+00	- .3497E+00
- .3497E+00					
- .3465E+00	- .3460E+00	- .3452E+00	- .3443E+00	- .3435E+00	- .3427E+00
- .3421E+00	- .3415E+00	- .3411E+00	- .3407E+00	- .3404E+00	- .3403E+00
- .3402E+00					
- .3389E+00	- .3385E+00	- .3378E+00	- .3370E+00	- .3363E+00	- .3356E+00
- .3350E+00	- .3345E+00	- .3341E+00	- .3337E+00	- .3335E+00	- .3333E+00
- .3332E+00					
- .3337E+00	- .3333E+00	- .3328E+00	- .3322E+00	- .3317E+00	- .3312E+00

- .3308E+00	- .3304E+00	- .3300E+00	- .3297E+00	- .3295E+00	- .3294E+00
- .3293E+00					
- .3311E+00	- .3307E+00	- .3305E+00	- .3302E+00	- .3300E+00	- .3297E+00
- .3295E+00	- .3293E+00	- .3291E+00	- .3289E+00	- .3288E+00	- .3286E+00
- .3287E+00					
- .3310E+00	- .3309E+00	- .3310E+00	- .3309E+00	- .3310E+00	- .3309E+00
- .3310E+00	- .3309E+00	- .3310E+00	- .3309E+00	- .3310E+00	- .3309E+00
- .3310E+00					
- .3309E+00	- .3307E+00	- .3305E+00	- .3302E+00	- .3300E+00	- .3297E+00
- .3295E+00	- .3293E+00	- .3291E+00	- .3289E+00	- .3288E+00	- .3286E+00
- .3287E+00					
- .3300E+00	- .3297E+00	- .3291E+00	- .3284E+00	- .3277E+00	- .3269E+00
- .3261E+00	- .3253E+00	- .3246E+00	- .3240E+00	- .3236E+00	- .3233E+00
- .3232E+00					
- .3282E+00	- .3277E+00	- .3268E+00	- .3257E+00	- .3244E+00	- .3229E+00
- .3215E+00	- .3201E+00	- .3187E+00	- .3176E+00	- .3167E+00	- .3161E+00
- .3159E+00					
- .3256E+00	- .3251E+00	- .3240E+00	- .3225E+00	- .3206E+00	- .3186E+00
- .3164E+00	- .3143E+00	- .3123E+00	- .3105E+00	- .3092E+00	- .3083E+00
- .3080E+00					
- .3226E+00	- .3221E+00	- .3209E+00	- .3191E+00	- .3169E+00	- .3143E+00
- .3116E+00	- .3088E+00	- .3061E+00	- .3037E+00	- .3019E+00	- .3008E+00
- .3004E+00					
- .3192E+00	- .3188E+00	- .3177E+00	- .3159E+00	- .3135E+00	- .3106E+00
- .3074E+00	- .3040E+00	- .3007E+00	- .2979E+00	- .2956E+00	- .2942E+00
- .2937E+00					
- .3155E+00	- .3154E+00	- .3147E+00	- .3131E+00	- .3108E+00	- .3077E+00
- .3041E+00	- .3003E+00	- .2966E+00	- .2933E+00	- .2907E+00	- .2890E+00
- .2885E+00					
- .3115E+00	- .3119E+00	- .3119E+00	- .3108E+00	- .3088E+00	- .3058E+00
- .3020E+00	- .2979E+00	- .2938E+00	- .2902E+00	- .2874E+00	- .2856E+00
- .2849E+00					
- .3073E+00	- .3082E+00	- .3090E+00	- .3090E+00	- .3077E+00	- .3048E+00
- .3010E+00	- .2967E+00	- .2925E+00	- .2886E+00	- .2856E+00	- .2837E+00
- .2830E+00					
- .3034E+00	- .3047E+00	- .3062E+00	- .3074E+00	- .3073E+00	- .3047E+00
- .3009E+00	- .2965E+00	- .2922E+00	- .2883E+00	- .2852E+00	- .2833E+00
- .2826E+00					

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE Y :
 (causado por esfuerzos normales en dir. X)
 MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.1441E+03	0.6455E+02	0.5268E+02	0.2345E+02	0.3756E+02
0.1392E+02	0.2843E+02	0.6065E+01	0.2310E+02	0.3213E+01	0.2211E+02
0.3002E+01					
0.0000E+00	0.2771E+03	0.8171E+02	0.1004E+03	0.4416E+02	0.8946E+02
0.3529E+02	0.8012E+02	0.2749E+02	0.7498E+02	0.2487E+02	0.7408E+02
0.2474E+02					
0.0000E+00	0.6666E+03	0.3558E+02	0.2550E+03	0.7200E+02	0.2640E+03

0.6883E+02	0.2573E+03	0.6285E+02	0.2534E+03	0.6108E+02	0.2530E+03
0.6108E+02					
-.8634E+03	-.4672E+03	-.1156E+04	-.6273E+03	-.1294E+04	-.7356E+03
-.1376E+04	-.7973E+03	-.1422E+04	-.8321E+03	-.1447E+04	-.8488E+03
-.1456E+04					
-.1167E+04	-.8021E+03	-.9534E+03	-.7719E+03	-.9923E+03	-.8293E+03
-.1048E+04	-.8762E+03	-.1085E+04	-.9031E+03	-.1103E+04	-.9148E+03
-.1109E+04					
-.1283E+04	-.8713E+03	-.7423E+03	-.6450E+03	-.6730E+03	-.6470E+03
-.7017E+03	-.6804E+03	-.7299E+03	-.7005E+03	-.7423E+03	-.7072E+03
-.7452E+03					
-.1203E+04	-.7299E+03	-.4875E+03	-.3554E+03	-.3229E+03	-.3039E+03
-.3237E+03	-.3223E+03	-.3419E+03	-.3339E+03	-.3469E+03	-.3349E+03
-.3466E+03					
-.9865E+03	-.4822E+03	-.1767E+03	-.1525E+02	0.5377E+02	0.7674E+02
0.7697E+02	0.7407E+02	0.7099E+02	0.7308E+02	0.7531E+02	0.7923E+02
0.7926E+02					
-.7282E+03	-.1988E+03	0.1292E+03	0.3076E+03	0.3877E+03	0.4194E+03
0.4266E+03	0.4310E+03	0.4343E+03	0.4429E+03	0.4498E+03	0.4572E+03
0.4582E+03					
-.4872E+03	0.6150E+02	0.3836E+03	0.5536E+03	0.6280E+03	0.6613E+03
0.6724E+03	0.6847E+03	0.6947E+03	0.7111E+03	0.7226E+03	0.7345E+03
0.7356E+03					
-.3029E+03	0.2886E+03	0.5565E+03	0.6971E+03	0.7418E+03	0.7781E+03
0.7828E+03	0.8110E+03	0.8198E+03	0.8525E+03	0.8601E+03	0.8844E+03
0.8775E+03					
-.2091E+03	0.5395E+03	0.6360E+03	0.7486E+03	0.7229E+03	0.7885E+03
0.7554E+03	0.8292E+03	0.8058E+03	0.8839E+03	0.8565E+03	0.9226E+03
0.8773E+03					
-.2875E+03	0.9718E+03	0.5724E+03	0.7783E+03	0.5644E+03	0.7768E+03
0.5863E+03	0.8211E+03	0.6445E+03	0.8828E+03	0.7001E+03	0.9243E+03
0.7220E+03					
-.3559E+03	0.2300E+03	-.5752E+03	-.6515E+01	-.8204E+03	-.2529E+03
-.1066E+04	-.4934E+03	-.1293E+04	-.6952E+03	-.1458E+04	-.8120E+03
-.1518E+04					
-.6318E+03	-.1873E+03	-.3613E+03	-.1911E+03	-.4617E+03	-.3223E+03
-.5983E+03	-.4535E+03	-.7182E+03	-.5572E+03	-.8009E+03	-.6150E+03
-.8308E+03					
-.9113E+03	-.4622E+03	-.3417E+03	-.2466E+03	-.2859E+03	-.2482E+03
-.2981E+03	-.2531E+03	-.2927E+03	-.2406E+03	-.2779E+03	-.2283E+03
-.2713E+03					
-.1114E+04	-.6358E+03	-.4063E+03	-.2752E+03	-.2183E+03	-.1486E+03
-.9761E+02	-.1485E+02	0.4670E+02	0.1269E+03	0.1698E+03	0.2170E+03
0.2168E+03					
-.1206E+04	-.7385E+03	-.4823E+03	-.3262E+03	-.2100E+03	-.9022E+02
0.4071E+02	0.1869E+03	0.3312E+03	0.4653E+03	0.5689E+03	0.6375E+03
0.6585E+03					
-.1154E+04	-.7664E+03	-.5592E+03	-.4045E+03	-.2579E+03	-.8698E+02
0.1122E+03	0.3319E+03	0.5504E+03	0.7487E+03	0.9041E+03	0.1004E+04
0.1037E+04					
-.8706E+03	-.7307E+03	-.6468E+03	-.5188E+03	-.3608E+03	-.1466E+03

0.1184E+03	0.4106E+03	0.7015E+03	0.9621E+03	0.1167E+04	0.1297E+04
0.1341E+04					
0.0000E+00	- .6612E+03	- .7836E+03	- .6782E+03	- .5325E+03	- .2751E+03
0.5828E+02	0.4229E+03	0.7811E+03	0.1099E+04	0.1348E+04	0.1506E+04
0.1559E+04					
0.0000E+00	- .3940E+03	- .1071E+04	- .9022E+03	- .8185E+03	- .4881E+03
- .6760E+02	0.3705E+03	0.7886E+03	0.1155E+04	0.1440E+04	0.1619E+04
0.1679E+04					
0.0000E+00	- .1700E+03	- .6771E+03	- .1224E+04	- .1349E+04	- .8008E+03
- .2505E+03	0.2580E+03	0.7215E+03	0.1121E+04	0.1430E+04	0.1624E+04
0.1689E+04					
0.0000E+00	0.9944E+02	- .3961E+03	- .1144E+04	- .2397E+04	- .1147E+04
- .4565E+03	0.9151E+02	0.5742E+03	0.9866E+03	0.1305E+04	0.1504E+04
0.1571E+04					

VALORES DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE X :
 (causado por esfuerzos normales en dir. Y)
 MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					
- .2642E+01	0.3507E+02	0.1010E+03	0.1040E+03	0.1290E+03	0.1225E+03
0.1403E+03	0.1280E+03	0.1423E+03	0.1285E+03	0.1424E+03	0.1285E+03
0.1424E+03					
- .1069E+03	0.5902E+03	0.4713E+03	0.5232E+03	0.5634E+03	0.5842E+03
0.5938E+03	0.5962E+03	0.5972E+03	0.5965E+03	0.5970E+03	0.5966E+03
0.5972E+03					
- .2491E+04	- .2920E+04	- .3573E+04	- .3560E+04	- .4124E+04	- .3993E+04
- .4452E+04	- .4240E+04	- .4638E+04	- .4379E+04	- .4739E+04	- .4446E+04
- .4772E+04					
- .3452E+04	- .3420E+04	- .3485E+04	- .3584E+04	- .3694E+04	- .3789E+04
- .3873E+04	- .3938E+04	- .3992E+04	- .4030E+04	- .4060E+04	- .4075E+04
- .4082E+04					
- .3103E+04	- .2987E+04	- .2890E+04	- .2884E+04	- .2867E+04	- .2906E+04
- .2910E+04	- .2956E+04	- .2957E+04	- .2996E+04	- .2989E+04	- .3018E+04
- .3000E+04					
- .2067E+04	- .1919E+04	- .1791E+04	- .1700E+04	- .1637E+04	- .1601E+04
- .1578E+04	- .1569E+04	- .1562E+04	- .1562E+04	- .1560E+04	- .1562E+04
- .1560E+04					
- .7248E+03	- .5758E+03	- .4283E+03	- .3057E+03	- .2045E+03	- .1331E+03
- .7772E+02	- .4242E+02	- .1327E+02	0.3183E+01	0.1836E+02	0.2340E+02
0.2815E+02					
0.5624E+03	0.7162E+03	0.8714E+03	0.1012E+04	0.1130E+04	0.1224E+04
0.1296E+04	0.1351E+04	0.1393E+04	0.1425E+04	0.1448E+04	0.1461E+04
0.1466E+04					
0.1557E+04	0.1709E+04	0.1872E+04	0.2017E+04	0.2141E+04	0.2238E+04
0.2319E+04	0.2382E+04	0.2436E+04	0.2476E+04	0.2508E+04	0.2525E+04
0.2533E+04					
0.2158E+04	0.2300E+04	0.2468E+04	0.2598E+04	0.2710E+04	0.2793E+04

0.2874E+04	0.2936E+04	0.3000E+04	0.3045E+04	0.3088E+04	0.3107E+04
0.3120E+04					
0.2410E+04	0.2561E+04	0.2717E+04	0.2783E+04	0.2859E+04	0.2901E+04
0.2979E+04	0.3029E+04	0.3110E+04	0.3154E+04	0.3217E+04	0.3232E+04
0.3258E+04					
0.2269E+04	0.2878E+04	0.2766E+04	0.2702E+04	0.2678E+04	0.2681E+04
0.2732E+04	0.2795E+04	0.2881E+04	0.2951E+04	0.3021E+04	0.3055E+04
0.3076E+04					
-1.184E+03	-2.778E+03	-1.103E+04	-1.1224E+04	-2.084E+04	-2.210E+04
-3.067E+04	-3.171E+04	-3.974E+04	-3.979E+04	-4.633E+04	-4.446E+04
-4.875E+04					
-8984E+03	-8.638E+03	-9.685E+03	-1.176E+04	-1.426E+04	-1.715E+04
-2.006E+04	-2.304E+04	-2.570E+04	-2.809E+04	-2.983E+04	-3.102E+04
-3.135E+04					
-1.059E+04	-9.412E+03	-8.561E+03	-8.840E+03	-9.307E+03	-1.057E+04
-1.169E+04	-1.1329E+04	-1.1447E+04	-1.1587E+04	-1.1662E+04	-1.1742E+04
-1.1743E+04					
-9753E+03	-8.105E+03	-6.534E+03	-5.438E+03	-4.717E+03	-4.447E+03
-4.395E+03	-4.599E+03	-4.829E+03	-5.150E+03	-5.362E+03	-5.563E+03
-5.588E+03					
-8028E+03	-6.143E+03	-4.050E+03	-2.177E+03	-5.584E+02	0.7126E+02
0.1750E+03	0.2527E+03	0.3165E+03	0.3611E+03	0.3956E+03	0.4129E+03
0.4211E+03					
-6.248E+03	-4.128E+03	-1.721E+03	0.6081E+02	0.2774E+03	0.4710E+03
0.6418E+03	0.7918E+03	0.9208E+03	0.1027E+04	0.1105E+04	0.1154E+04
0.1171E+04					
-4.218E+03	-2.523E+03	-3.032E+01	0.2526E+03	0.5067E+03	0.7389E+03
0.9520E+03	0.1148E+04	0.1326E+04	0.1476E+04	0.1592E+04	0.1664E+04
0.1689E+04					
-3.960E+03	-3.318E+03	-1.195E+02	0.2995E+03	0.6045E+03	0.8590E+03
0.1091E+04	0.1313E+04	0.1523E+04	0.1707E+04	0.1850E+04	0.1941E+04
0.1971E+04					
-1.221E+03	-1.645E+03	-3.611E+03	0.1542E+03	0.5593E+03	0.8082E+03
0.1033E+04	0.1265E+04	0.1495E+04	0.1702E+04	0.1866E+04	0.1970E+04
0.2006E+04					
0.1354E+03	0.5723E+02	0.1249E+02	-2.753E+02	0.4071E+03	0.5464E+03
0.7342E+03	0.9660E+03	0.1208E+04	0.1431E+04	0.1609E+04	0.1723E+04
0.1762E+04					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.3941E+02	-4.388E+02
0.1258E+03	0.3638E+03	0.6152E+03	0.8467E+03	0.1032E+04	0.1151E+04
0.1192E+04					

VALORES DE MOMENTOS TORSIONANTES EN TORNO A LOS EJES X y Y :
 (causado por esfuerzos cortantes en dir. XY y YX)
 MOMENTOS POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.7977E+01	-3.306E+02	-5.475E+02	-5.164E+02	-4.738E+02	-4.242E+02
-3.667E+02	-3.057E+02	-2.447E+02	-1.838E+02	-1.232E+02	-6.187E+01
0.0000E+00					
0.4633E+02	-4.316E+02	-8.312E+02	-6.267E+02	-5.350E+02	-4.639E+02
-3.923E+02	-3.209E+02	-2.523E+02	-1.870E+02	-1.239E+02	-6.181E+01

0.0000E+00					
-.2317E+03	-.1779E+03	-.1129E+03	-.8675E+02	-.6948E+02	-.5534E+02
-.4353E+02	-.3386E+02	-.2585E+02	-.1890E+02	-.1247E+02	-.6221E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.1256E+03	0.1545E+03	0.1432E+03	0.1193E+03	0.9469E+02
0.7364E+02	0.5680E+02	0.4321E+02	0.3160E+02	0.2088E+02	0.1043E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1273E+03	0.1795E+03	0.1819E+03	0.1618E+03	0.1350E+03
0.1093E+03	0.8684E+02	0.6746E+02	0.4997E+02	0.3325E+02	0.1665E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.9249E+02	0.1452E+03	0.1581E+03	0.1488E+03	0.1305E+03
0.1102E+03	0.9086E+02	0.7265E+02	0.5495E+02	0.3706E+02	0.1870E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.5429E+02	0.8958E+02	0.1024E+03	0.1016E+03	0.9446E+02
0.8465E+02	0.7363E+02	0.6154E+02	0.4809E+02	0.3315E+02	0.1693E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1654E+02	0.2501E+02	0.3030E+02	0.3506E+02	0.3910E+02
0.4148E+02	0.4130E+02	0.3810E+02	0.3183E+02	0.2288E+02	0.1196E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.2186E+02	-.4576E+02	-.5000E+02	-.4043E+02	-.2550E+02
-.1105E+02	-.1182E+00	0.6344E+01	0.8624E+01	0.7611E+01	0.4363E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.6045E+02	-.1217E+03	-.1306E+03	-.1144E+03	-.8967E+02
-.6554E+02	-.4571E+02	-.3079E+02	-.1997E+02	-.1196E+02	-.5601E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.9862E+02	-.1947E+03	-.1940E+03	-.1712E+03	-.1427E+03
-.1158E+03	-.9273E+02	-.7271E+02	-.5436E+02	-.3646E+02	-.183E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1742E+03	-.2030E+03	-.2010E+03	-.1888E+03	-.1746E+03
-.1598E+03	-.1433E+03	-.1232E+03	-.9841E+02	-.6887E+02	-.3548E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1688E+03	0.2397E+03	0.2703E+03	0.2861E+03	0.2935E+03
0.2915E+03	0.2768E+03	0.2472E+03	0.2021E+03	0.1433E+03	0.7435E+02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1842E+03	0.3013E+03	0.3745E+03	0.4219E+03	0.4498E+03
0.4568E+03	0.4394E+03	0.3953E+03	0.3246E+03	0.2307E+03	0.1198E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.1430E+03	0.2653E+03	0.3652E+03	0.4430E+03	0.4964E+03
0.5206E+03	0.5112E+03	0.4656E+03	0.3853E+03	0.2750E+03	0.1432E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.7067E+02	0.1713E+03	0.2821E+03	0.3835E+03	0.4624E+03
0.5079E+03	0.5133E+03	0.4760E+03	0.3981E+03	0.2861E+03	0.1494E+03
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.3353E+02	0.3601E+02	0.1510E+03	0.2714E+03	0.3743E+03
0.4423E+03	0.4656E+03	0.4421E+03	0.3749E+03	0.2715E+03	0.1424E+03

0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1669E+03	-.1310E+03	-.1143E+02	0.1265E+03	0.2548E+03
0.3451E+03	0.3861E+03	0.3780E+03	0.3258E+03	0.2380E+03	0.1254E+03
0.0000E+00					
-.1518E+03	-.3525E+03	-.3485E+03	-.2098E+03	-.4387E+02	0.1221E+03
0.2351E+03	0.2902E+03	0.2951E+03	0.2588E+03	0.1908E+03	0.1009E+03
0.0000E+00					
-.4317E+03	-.4659E+03	-.5647E+03	-.4920E+03	-.2457E+03	-.2775E+01
0.1307E+03	0.1903E+03	0.2021E+03	0.1802E+03	0.1338E+03	0.7100E+02
0.0000E+00					
-.3725E+03	-.4680E+03	-.6896E+03	-.7760E+03	-.4494E+03	-.7044E+02
0.5126E+02	0.9443E+02	0.1041E+03	0.9383E+02	0.7000E+02	0.3723E+02
0.0000E+00					
-.2365E+02	-.4935E+03	-.8044E+03	-.1021E+04	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					

VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.8154E+00	-.1369E+01	-.5386E+00	-.1525E+00	-.8887E-01
-.1021E+00	-.9908E-01	-.7446E-01	-.4323E-01	-.1681E-01	-.5404E-02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.2611E+01	-.1723E+01	-.1525E+00	0.1201E+00	0.3843E-01
-.6185E-01	-.9247E-01	-.7386E-01	-.4083E-01	-.1501E-01	-.1801E-02
0.0000E+00					
0.0000E+00	0.8826E+01	-.7659E+01	0.2056E+01	0.1119E+01	0.4365E+00
0.8467E-01	-.4203E-01	-.5584E-01	-.3062E-01	-.6005E-02	0.2401E-02
0.0000E+00					
-.2796E+02	-.2198E+02	-.1281E+02	-.1102E+02	-.8664E+01	-.6569E+01
-.4935E+01	-.3715E+01	-.2785E+01	-.2022E+01	-.1334E+01	-.6665E+00
0.0000E+00					
0.1007E+01	0.2892E+01	-.2144E+01	-.3970E+01	-.4197E+01	-.3761E+01
-.3128E+01	-.2489E+01	-.1908E+01	-.1385E+01	-.9031E+00	-.4462E+00
0.0000E+00					
-.5825E-01	0.1204E+02	0.5273E+01	0.1486E+01	-.3867E+00	-.1154E+01
-.1328E+01	-.1209E+01	-.9722E+00	-.7068E+00	-.4546E+00	-.2216E+00
0.0000E+00					
-.6143E+00	0.1586E+02	0.9487E+01	0.5095E+01	0.2410E+01	0.9277E+00
0.2174E+00	-.3963E-01	-.7746E-01	-.3963E-01	-.4202E-02	0.6006E-02
0.0000E+00					
-.1337E+01	0.1770E+02	0.1179E+02	0.7268E+01	0.4233E+01	0.2400E+01
0.1409E+01	0.9355E+00	0.7140E+00	0.5753E+00	0.4221E+00	0.2198E+00
0.0000E+00					
-.1704E+01	0.1866E+02	0.1284E+02	0.8278E+01	0.5167E+01	0.3271E+01
0.2224E+01	0.1684E+01	0.1380E+01	0.1123E+01	0.8082E+00	0.4227E+00
0.0000E+00					
-.1719E+01	0.1898E+02	0.1279E+02	0.8203E+01	0.5260E+01	0.3564E+01
0.2679E+01	0.2229E+01	0.1928E+01	0.1603E+01	0.1167E+01	0.6119E+00
0.0000E+00					
-.1386E+01	0.1872E+02	0.1130E+02	0.6842E+01	0.4428E+01	0.3277E+01

0.2808E+01	0.2605E+01	0.2401E+01	0.2049E+01	0.1505E+01	0.7938E+00
0.0000E+00					
-.8088E+00	0.1842E+02	0.6893E+01	0.3671E+01	0.2536E+01	0.2433E+01
0.2689E+01	0.2905E+01	0.2874E+01	0.2523E+01	0.1870E+01	0.9902E+00
0.0000E+00					
-.8167E-01	0.2172E+02	-.5915E+01	-.1531E+01	-.3537E+00	0.1212E+01
0.2527E+01	0.3310E+01	0.3491E+01	0.3126E+01	0.2326E+01	0.1233E+01
0.0000E+00					
-.7722E+00	-.1926E+02	-.1892E+02	-.1962E+02	-.1971E+02	-.1965E+02
-.1924E+02	-.1814E+02	-.1615E+02	-.1318E+02	-.9343E+01	-.4845E+01
0.0000E+00					
-.3387E+00	0.3207E+01	-.5057E+01	-.8922E+01	-.1073E+02	-.1147E+02
-.1152E+02	-.1094E+02	-.9738E+01	-.7938E+01	-.5617E+01	-.2913E+01
0.0000E+00					
-.7032E+00	0.1236E+02	0.4364E+01	-.3026E+00	-.2798E+01	-.4004E+01
-.4430E+01	-.4359E+01	-.3929E+01	-.3213E+01	-.2281E+01	-.1190E+01
0.0000E+00					
-.5903E+00	0.1648E+02	0.1004E+02	0.5916E+01	0.3611E+01	0.2446E+01
0.1898E+01	0.1615E+01	0.1386E+01	0.1115E+01	0.7794E+00	0.3909E+00
0.0000E+00					
-.5957E+00	0.1794E+02	0.1294E+02	0.9944E+01	0.8399E+01	0.7705E+01
0.7336E+01	0.6911E+01	0.6190E+01	0.5069E+01	0.3584E+01	0.1842E+01
0.0000E+00					
-.6125E+00	0.1676E+02	0.1337E+02	0.1201E+02	0.1164E+02	0.1175E+02
0.1183E+02	0.1147E+02	0.1043E+02	0.8615E+01	0.6124E+01	0.3163E+01
0.0000E+00					
-.7377E+01	0.1028E+02	0.1147E+02	0.1273E+02	0.1374E+02	0.1479E+02
0.1547E+02	0.1531E+02	0.1408E+02	0.1171E+02	0.8358E+01	0.4326E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.5433E+01	0.9830E+01	0.1388E+02	0.1540E+02	0.1723E+02
0.1844E+02	0.1848E+02	0.1712E+02	0.1430E+02	0.1024E+02	0.5309E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1924E+02	-.3032E+01	0.1876E+02	0.1709E+02	0.1959E+02
0.2105E+02	0.2109E+02	0.1954E+02	0.1635E+02	0.1172E+02	0.6080E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.1039E+02	-.1822E+02	-.4438E+01	0.1596E+02	0.2281E+02
0.2365E+02	0.2314E+02	0.2125E+02	0.1775E+02	0.1272E+02	0.6600E+01
0.0000E+00					
0.0000E+00	-.3313E+01	-.1855E+02	-.2939E+02	0.4588E+00	0.3243E+02
0.2635E+02	0.2432E+02	0.2205E+02	0.1836E+02	0.1316E+02	0.6825E+01
0.0000E+00					

VALORES DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE Y :
CORTANTES POR ANCHO UNITARIO DE LOSA

0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
0.0000E+00					
0.2702E-01	-.1871E+02	-.7984E+01	-.1242E+02	-.1058E+02	-.1370E+02
-.1110E+02	-.1388E+02	-.1116E+02	-.1390E+02	-.1117E+02	-.1391E+02
-.1118E+02					

0.5399E+02	0.5918E+02	0.7858E+02	0.7027E+02	0.8945E+02	0.7905E+02
0.9606E+02	0.8393E+02	0.9968E+02	0.8664E+02	0.1017E+03	0.8796E+02
0.1023E+03					
0.7318E+02	0.8766E+02	0.7912E+02	0.8215E+02	0.8514E+02	0.8746E+02
0.8934E+02	0.9067E+02	0.9179E+02	0.9253E+02	0.9314E+02	0.9342E+02
0.9359E+02					
0.1649E+02	0.7546E+01	-.1753E+02	-.1054E+02	-.3004E+02	-.1882E+02
-.3546E+02	-.2242E+02	-.3796E+02	-.2424E+02	-.3928E+02	-.2511E+02
-.3972E+02					
-.2159E+02	-.2517E+02	-.3456E+02	-.3681E+02	-.4362E+02	-.4341E+02
-.4831E+02	-.4676E+02	-.5076E+02	-.4859E+02	-.5211E+02	-.4949E+02
-.5256E+02					
-.4278E+02	-.4481E+02	-.4844E+02	-.5132E+02	-.5422E+02	-.5595E+02
-.5778E+02	-.5868E+02	-.5992E+02	-.6037E+02	-.6120E+02	-.6124E+02
-.6164E+02					
-.4966E+02	-.5066E+02	-.5246E+02	-.5401E+02	-.5564E+02	-.5677E+02
-.5799E+02	-.5877E+02	-.5971E+02	-.6023E+02	-.6087E+02	-.6104E+02
-.6129E+02					
-.4450E+02	-.4526E+02	-.4577E+02	-.4626E+02	-.4671E+02	-.4729E+02
-.4787E+02	-.4856E+02	-.4917E+02	-.4977E+02	-.5019E+02	-.5052E+02
-.5059E+02					
-.3233E+02	-.3314E+02	-.3238E+02	-.3160E+02	-.3095E+02	-.3086E+02
-.3095E+02	-.3144E+02	-.3188E+02	-.3246E+02	-.3280E+02	-.3316E+02
-.3317E+02					
-.1810E+02	-.2128E+02	-.1755E+02	-.1538E+02	-.1302E+02	-.1265E+02
-.1189E+02	-.1266E+02	-.1256E+02	-.1361E+02	-.1348E+02	-.1431E+02
-.1386E+02					
-.2020E+01	-.2017E+02	-.5023E+01	-.2960E+01	0.3350E+01	0.1821E+01
0.5416E+01	0.2102E+01	0.4711E+01	0.1012E+01	0.3634E+01	0.1904E+00
0.3195E+01					
0.4281E+02	0.5038E+02	0.8049E+02	0.7619E+02	0.1038E+03	0.9844E+02
0.1259E+03	0.1204E+03	0.1469E+03	0.1394E+03	0.1626E+03	0.1506E+03
0.1685E+03					
0.5618E+02	0.7841E+02	0.7469E+02	0.7755E+02	0.8208E+02	0.8792E+02
0.9477E+02	0.1020E+03	0.1090E+03	0.1152E+03	0.1201E+03	0.1231E+03
0.1242E+03					
0.2394E+02	0.2169E+02	-.7688E+01	-.1598E+01	-.2700E+02	-.1851E+02
-.4265E+02	-.3332E+02	-.5643E+02	-.4553E+02	-.6640E+02	-.5260E+02
-.7006E+02					
0.8952E+01	0.6322E+01	-.4321E+01	-.8769E+01	-.1916E+02	-.2311E+02
-.3308E+02	-.3652E+02	-.4563E+02	-.4765E+02	-.5468E+02	-.5404E+02
-.5799E+02					
0.6077E+00	-.8094E+00	-.4968E+01	-.9387E+01	-.1521E+02	-.2058E+02
-.2692E+02	-.3235E+02	-.3819E+02	-.4247E+02	-.4648E+02	-.4834E+02
-.4951E+02					
-.4977E+01	-.4271E+01	-.5255E+01	-.7606E+01	-.1135E+02	-.1564E+02
-.2066E+02	-.2557E+02	-.3052E+02	-.3461E+02	-.3802E+02	-.3996E+02
-.4079E+02					
-.1146E+02	-.5915E+01	-.3799E+01	-.4444E+01	-.6586E+01	-.9779E+01
-.1367E+02	-.1791E+02	-.2207E+02	-.2579E+02	-.2871E+02	-.3057E+02
-.3120E+02					

- .2116E+02	- .2980E+01	0.1029E+01	0.5596E+00	- .8401E+00	- .3199E+01
- .6318E+01	- .9802E+01	- .1333E+02	- .1649E+02	- .1902E+02	- .2061E+02
- .2116E+02					
- .1701E+02	- .6793E+01	0.1251E+02	0.7709E+01	0.6480E+01	0.4355E+01
0.1682E+01	- .1227E+01	- .4098E+01	- .6689E+01	- .8739E+01	- .1005E+02
- .1049E+02					
- .7056E+01	- .1408E+02	- .2096E+01	0.1397E+02	0.1622E+02	0.1341E+02
0.1064E+02	0.8197E+01	0.5988E+01	0.4063E+01	0.2547E+01	0.1585E+01
0.1257E+01					
0.1349E+01	- .7963E+01	- .1458E+02	0.7553E+01	0.3358E+02	0.2418E+02
0.2074E+02	0.1888E+02	0.1751E+02	0.1637E+02	0.1550E+02	0.1494E+02
0.1475E+02					
0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.5719E+02	- .9103E+00
- .9289E+00	- .1045E+01	- .1208E+01	- .1369E+01	- .1505E+01	- .1593E+01
- .1624E+01					

***** F I N D E C O R R I D A *****

FIGURA 4.45: DIAGRAMA DE CARGA (DE TRABAJO) LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA.
UNIDADES: (KG/CM²)

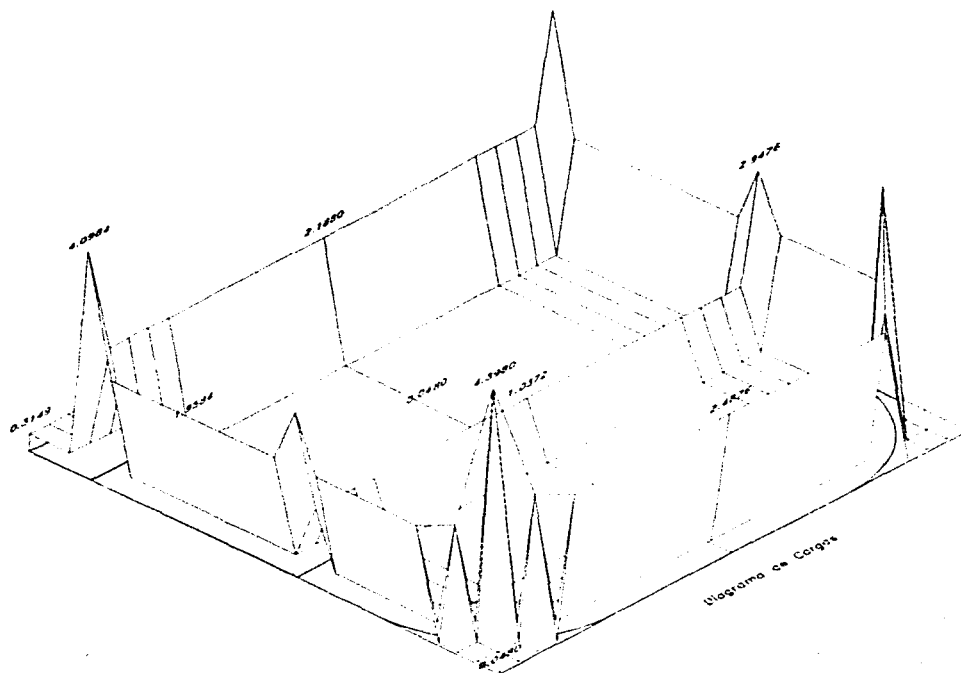


FIGURA 4.46: DIAGRAMA DE DEFLEXIONES LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA.
UNIDADES: (CM)

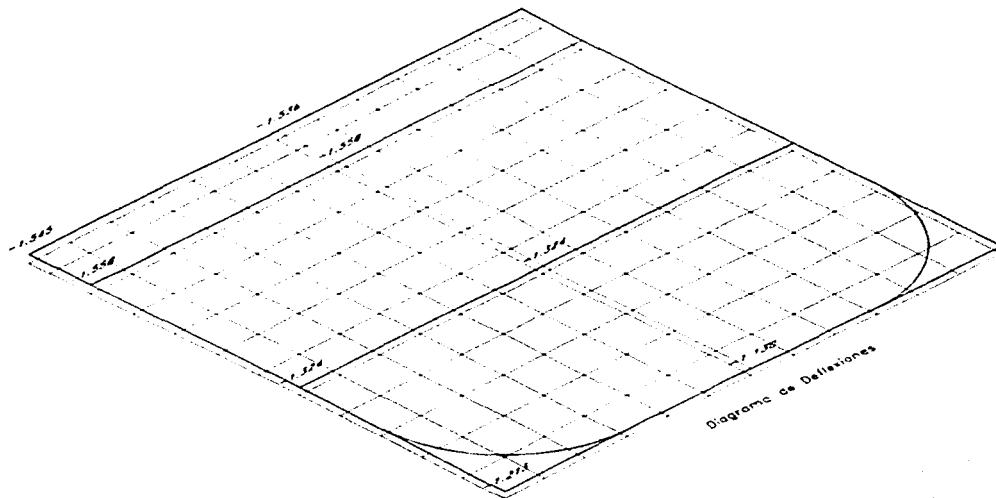


FIGURA 4.47: DIAGRAMA DE REACCIÓN (PRESION) LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA.
UNIDADES: (KG/CM²)

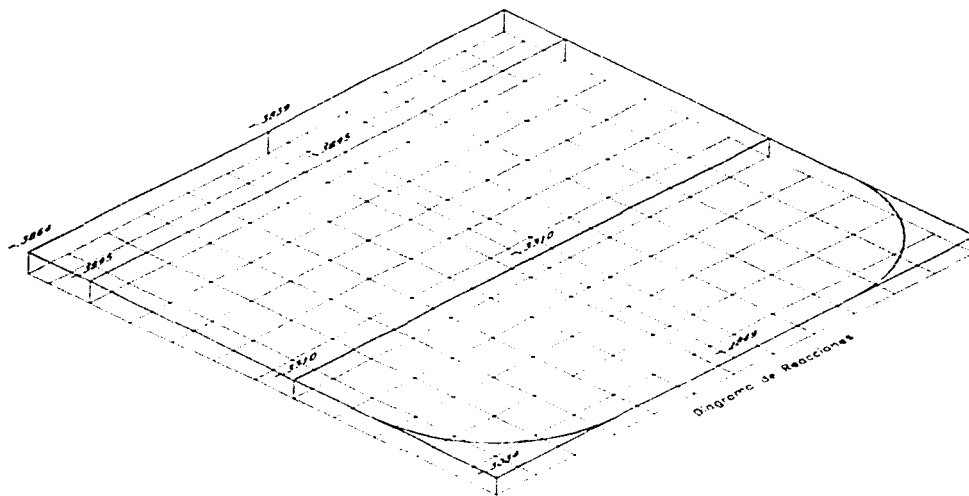


FIGURA 4.48: DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE Y (POR ESFUERZOS NORMALES EN DIR. X), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA
UNIDADES: (KG-M/M)

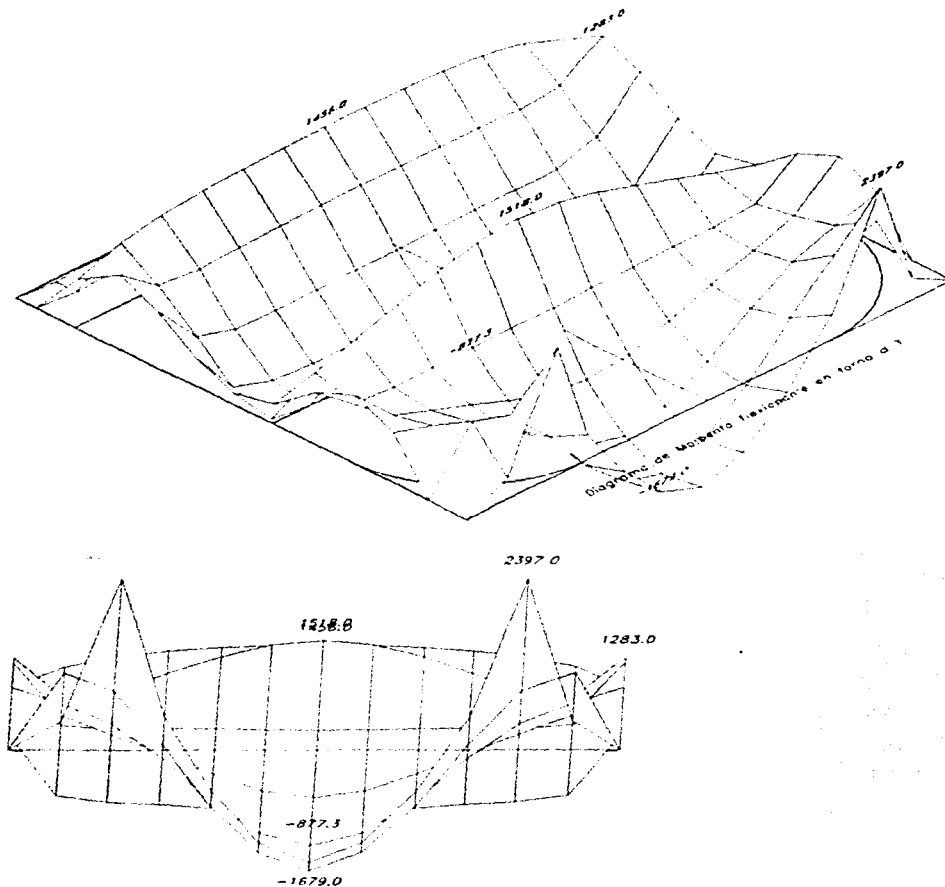


FIGURA 4.49: DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN TORNO AL EJE X (POR ESFUERZOS NORMALES EN DIR. Y), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA
UNIDADES: (KG-M/M)

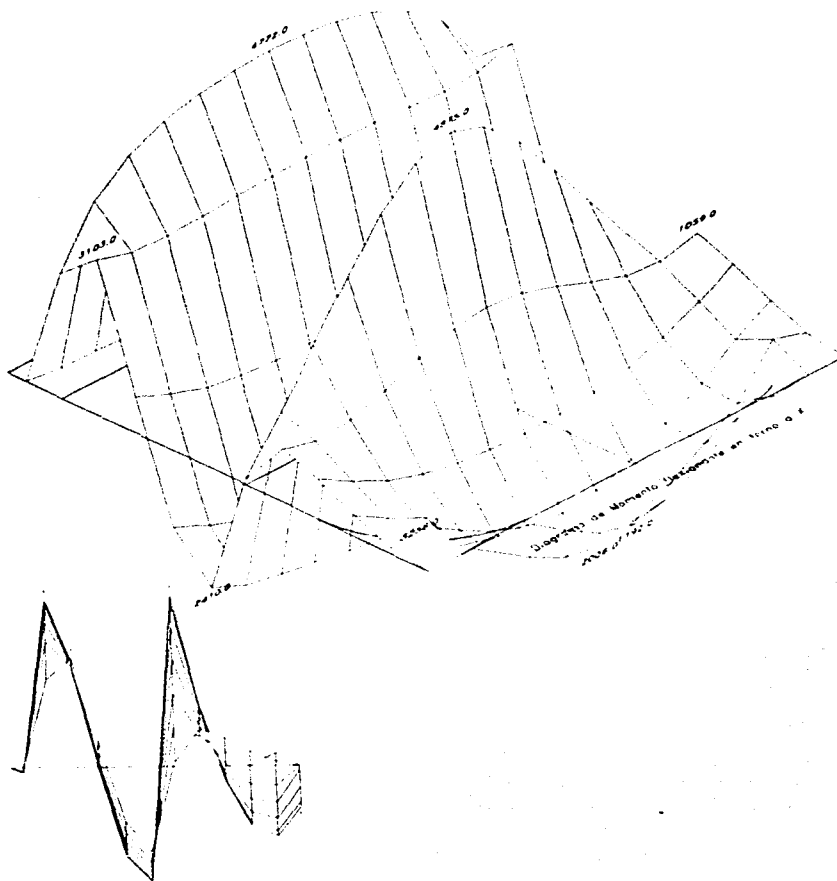


FIGURA 4.50: DIAGRAMA DE MOMENTO TORSIONANTE (POR ESFUERZOS CORTANTES EN EL PLANO DE LA PLACA), LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA
UNIDADES: (KG-M/M)

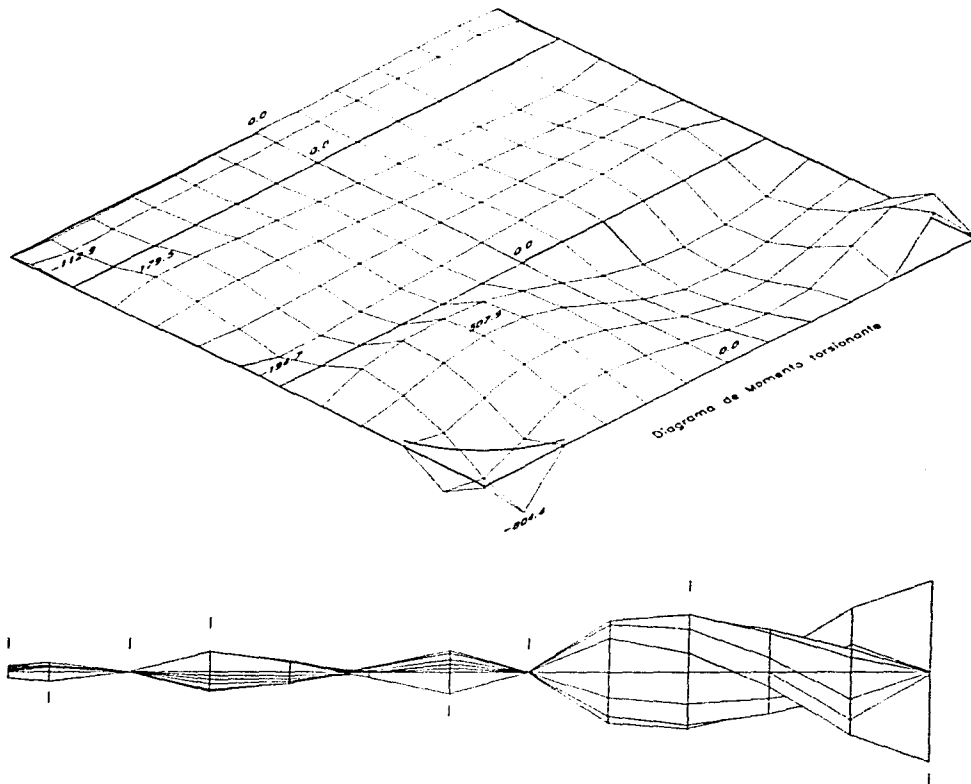


FIGURA 4.51: DIAGRAMA DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE X
 LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA
 UNIDADES: (KG/M)

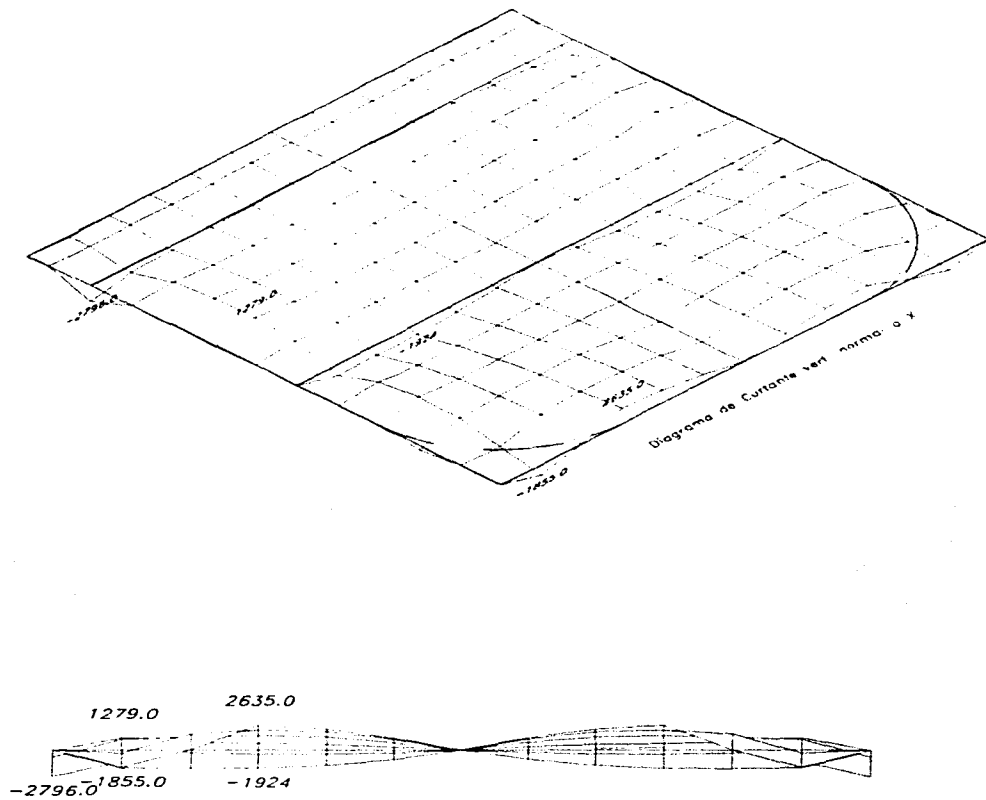
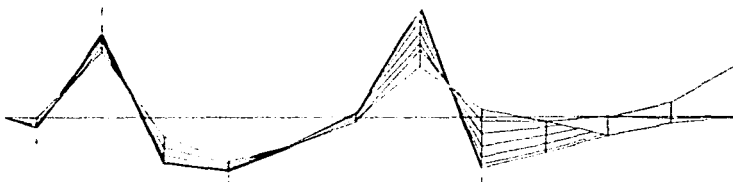
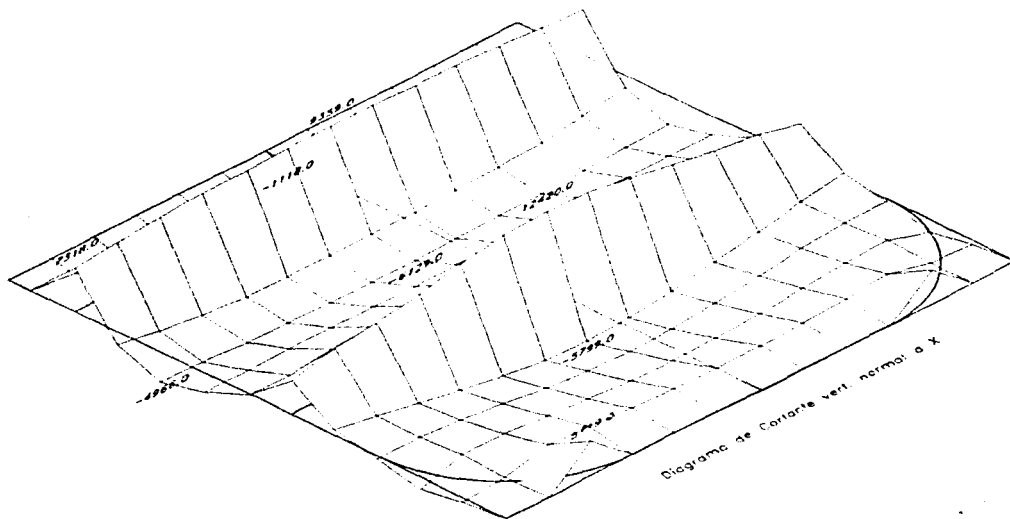


FIGURA 4.52: DIAGRAMA DE CORTANTE VERT. EN PLANO NORMAL AL EJE Y
LOSA-BASE DE CISTERNA CONDICIÓN VACÍA
UNIDADES: (KG/M)



En seguida se realizará el análisis más simple para la losa de cimentación, suponiendo dos franjas ortogonales centrales de ancho unitario, apoyadas en un medio cuya reacción es una carga linealmente distribuida w_s :

a) Cisterna llena: de las cargas obtenidas para el análisis de franjas en la página 280 tenemos:

franja larga: 6.00 m (por simetría w_s es uniformemente repartida)

$$w_s = \frac{2 \cdot 4776 \text{ kg} + 6.0 \text{ m} \cdot 35.1 \text{ kg/m}}{6.0 \text{ m}} = 1627 \text{ kg/m}$$

de donde los elementos mecánicos son:

$$V(x) = -4776 + (1627 - 35.1)x$$

$$M(x) = -4776x + (1627 - 35.1)x^2/2 - 1.892$$

Nota: Dado que el sistema de cargas es simétrico, la reacción uniforme está estáticamente justificada

franja corta: 5.66 m

Proponiendo un diagrama de reacción trapezoidal cuya intensidad varíe desde a en el extremo izquierda hasta b en el derecho; y considerando $a < b$, por estática debe cumplirse:

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0: \\ 5.66(a + b)/2 = \\ 5350 \text{ kg} + 2473 \text{ kg} + 6099 \text{ kg} + 5.24 \text{ m} \cdot 1163.4 \text{ kg/m} + 0.42 \text{ m} \times 3148.5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_b = 0: \\ 5.66a(2.83) + 2.83(b-a)(5.66/3) = 3148.5(0.42)(5.45) \\ + 5350(5.12) + 1.892 + 2473(2.62) + 6099(0.12) + 1163.4(5.24)(2.62) - 166.7 \end{aligned}$$

Simplificando obtenemos el sistema:

$$\begin{bmatrix} 2.830 & 2.830 \\ 10.679 & 5.339 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21340.586 \\ 57617.334 \end{bmatrix}$$

cuya solución es: $a = 3250.33 \text{ kg/m}$, $b = 4290.51 \text{ kg/m}$

Por el principio de superposición, la carga trapezoidal se puede representar como la suma de una carga uniformemente repartida con intensidad a ; y de una carga triangular con intensidad máxima $(b-a)$ y pendiente: $(b-a)/L$.

$$\begin{aligned} b-a &= 1040.18 \text{ kg/m} \\ (b-a)/L &= 1040.18/5.66 = 183.777 \text{ kg/m/m} \end{aligned}$$

por lo que las funciones de elementos mecánicos son:

$$V(0 \leq x < 0.42) = 3250.33x + 183.777x^2/2 - 3148.5x$$

$$V(0.42 \leq x < 5.66) = 3250.33x + 183.777x^2/2 - 1322.37 - 1163.4(x-0.42) - 5350\langle x-0.54 \rangle^0 - 2473\langle x-3.04 \rangle^0 - 6099\langle x-5.54 \rangle^0$$

$$M(0 \leq x < 0.42) = 3250.33x^2/2 + 183.777x^3/6 - 3148.5x^2/2$$

$$M(0.42 \leq x < 5.66) = 3250.33x^2/2 + 183.777x^3/6 - 1322.37(x-0.21) - 1163.4(x-0.42)^2/2 - 1.892\langle x-0.54 \rangle^0 - 5350\langle x-0.54 \rangle - 2473\langle x-3.04 \rangle - 6099\langle x-5.54 \rangle + 166.7\langle x-5.54 \rangle^0$$

Nota: los paréntesis de la forma $\langle \rangle$ indican funciones de singularidad, es decir:

$$\langle x-a \rangle^n = (x-a)^n H(x-a)$$

donde:

$H(x-a)$ es la función de Heaviside o función escalón unitario que se define como:

$$H(x-a) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < a \\ 1 & \text{si } x \geq a \end{cases}$$

lo que equivale a "conectar" el término $P(x-a)^n$ cuando $x=a$; mientras que si se desea "desconectar" dicho término cuando $x=b$, basta sumar: $-P\langle x-b \rangle^n$.

De lo anterior, podemos obtener la función de Fuerza Cortante como:

$$V(x) = 3250.33x + 183.777x^2/2 - 3148.5x + 3148.5\langle x-0.42 \rangle^0 + 1163.4\langle x-0.42 \rangle - 5350\langle x-0.54 \rangle^0 - 2473\langle x-3.04 \rangle^0 - 6099\langle x-5.54 \rangle^0$$

mientras que la de Momento flexionante queda como:

$$M(x) = 3250.33x^2/2 + 183.777x^3/6 - 3148.5x^2/2 + 3148.5\langle x-0.42 \rangle^2/2 + 1163.4\langle x-0.42 \rangle^2/2 - 1.892\langle x-0.54 \rangle^0 - 5350\langle x-0.54 \rangle - 2473\langle x-3.04 \rangle + 166.7\langle x-5.54 \rangle^0 - 6099\langle x-5.54 \rangle$$

En la figura 4.53 se presentan los diagramas de cargas y elementos mecánicos correspondientes a este caso:

FIGURA 4.53: DIAGRAMAS PARA FRANJA LARGA CON REACC. LIN. PARA CISTERNA LLENA

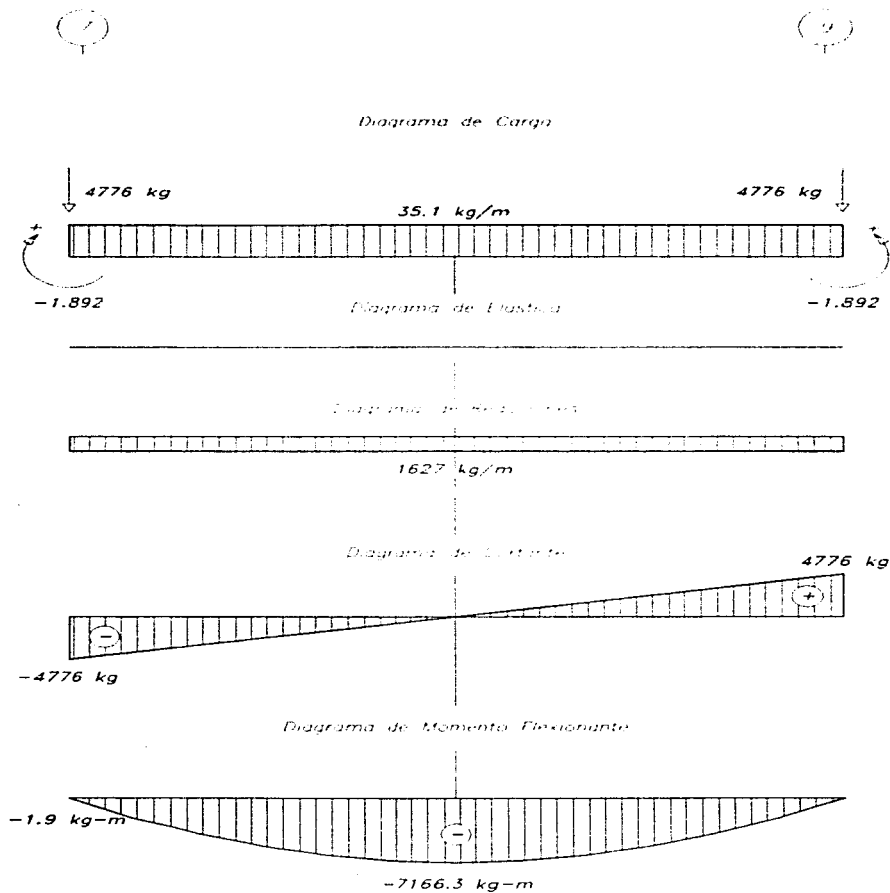
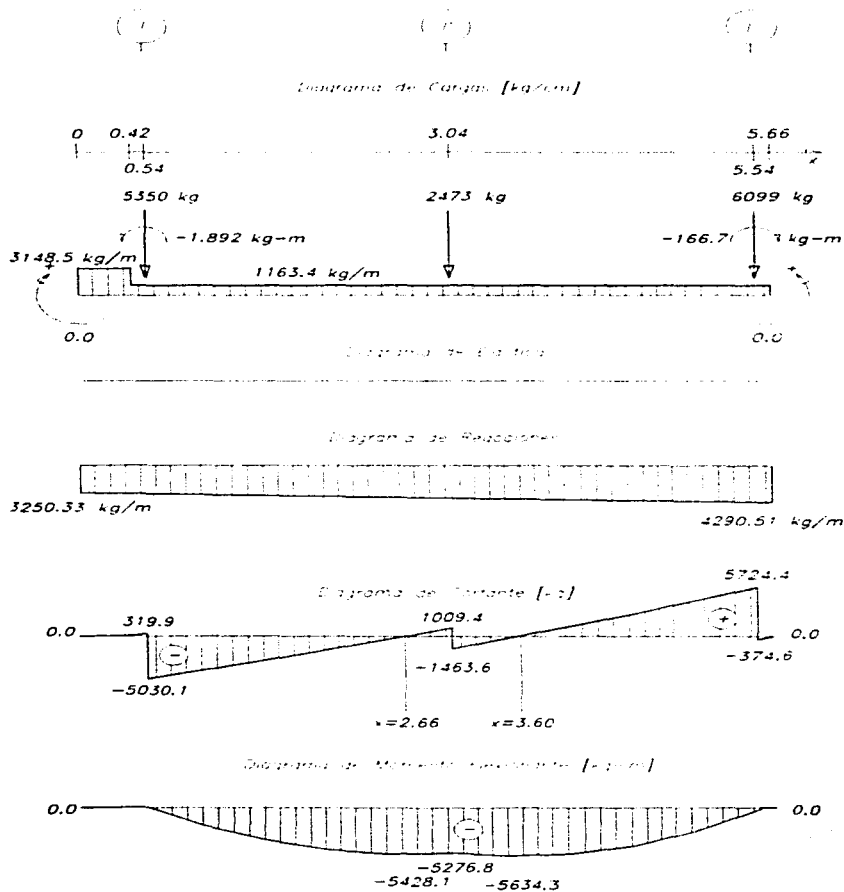


FIGURA 4.54: DIAGRAMAS PARA FRANJA CORTA CON REACC. LIN. PARA CISTERNA LLENA



b) Cisterna vacía: de las cargas obtenidas para el análisis de franjas en la página 291.

franja larga: 6.00 m (por simetría w_s es uniformemente repartida)

$$w_s = \frac{2 \times 4776 \text{ kg} + 6.0 \text{ m} \times 14.1 \text{ kg/m}}{6.0 \text{ m}} = 1606 \text{ kg/m}$$

por lo que:

$$V(x) = -4776 + (1606 - 14.1)x$$

$$M(x) = -4776x + (1606 - 14.1)x^2/2 + 164.8$$

franja corta: 5.66 m

Proponiendo una función lineal (trapezoidal) similar al caso a), el sistema de ecuaciones de la página 345 debe tener la misma matriz de coeficientes, y solo cambiará el vector de términos independientes: (c_1 , c_2)¹

de $\sum F_y$:

$$c_1 = 5350 \text{ kg} + 2473 \text{ kg} + 6099 \text{ kg} + 5.24 \text{ m} \times 466.2 \text{ kg/m} + 0.42 \text{ m} \cdot 3148.5 \text{ kg/m}$$

$$c_1 = 17687.258$$

de $\sum M_b$:

$$c_2 = 3148.5(0.42)(5.45) + 5350(5.12) - 164.8$$

$$+ 2473(2.62) + 6099(0.12) + 466.2(5.24)(2.62)$$

$$c_2 = 48045.623$$

quedando el sistema:

$$\begin{pmatrix} 2.830 & 2.830 \\ 10.679 & 5.339 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 17687.258 \\ 48045.623 \end{pmatrix}$$

con solución: $a = 2748.56 \text{ kg/m}$ y $b = 3501.35 \text{ kg/m}$

por superposición, las funciones de reacción serán:

$$\text{unif} = 2748.56 \text{ kg/m}$$

$$\text{triang.} = 133.00x \text{ kg/m}$$

Y las funciones de elementos mecánicos correspondientes:

$$V(x) = 2748.56x + 133x^2/2 - 3148.5x + 3148.5\langle x-0.42 \rangle - 466.2\langle x-0.42 \rangle + \\ - 5350\langle x-0.54 \rangle^0 - 2473\langle x-3.04 \rangle^0 - 6099\langle x-5.54 \rangle^0$$

$$M(x) = 2748.56x^2/2 + 133x^3/6 - 3148.5x^2/2 + 3148\langle x-0.42 \rangle^2/2 - 466.2\langle x-0.42 \rangle^2/2 + \\ + 164.8\langle x-0.54 \rangle^0 - 5350\langle x-0.54 \rangle - 2473\langle x-3.04 \rangle - 6099\langle x-5.54 \rangle$$

Graficando las funciones obtenemos las figuras 4.55 y 4.56:

FIGURA 4.55: DIAGRAMAS PARA FRANJA LARGA CON REACC. LIN. PARA CISTERNA VACÍA

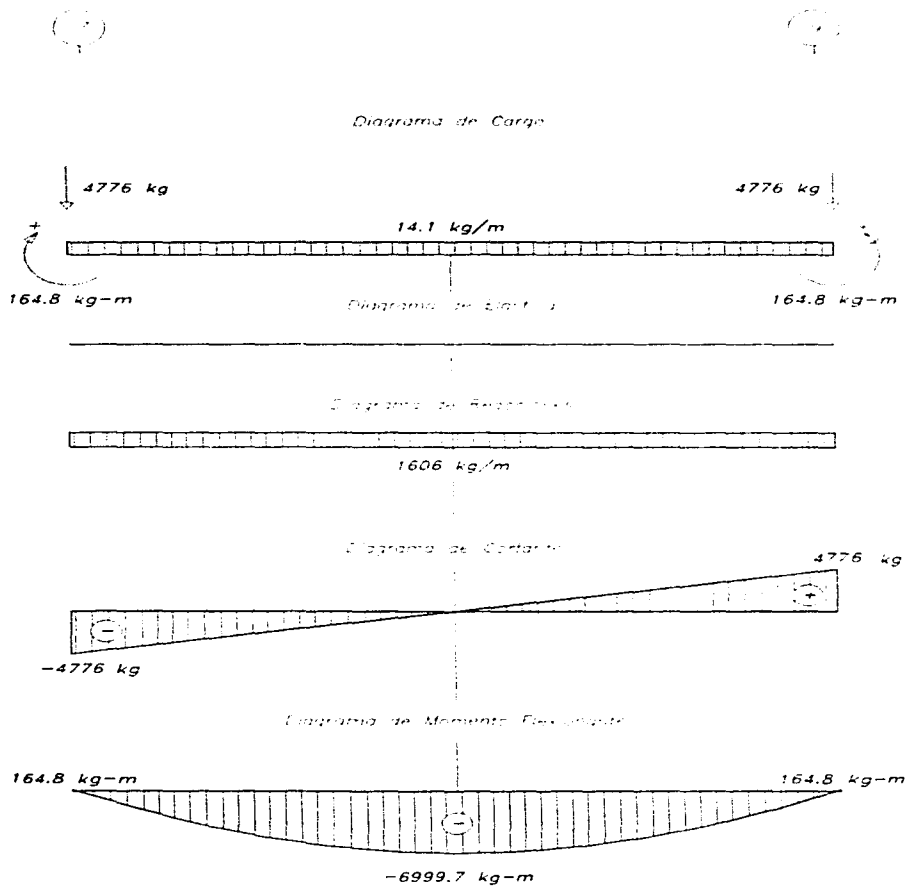
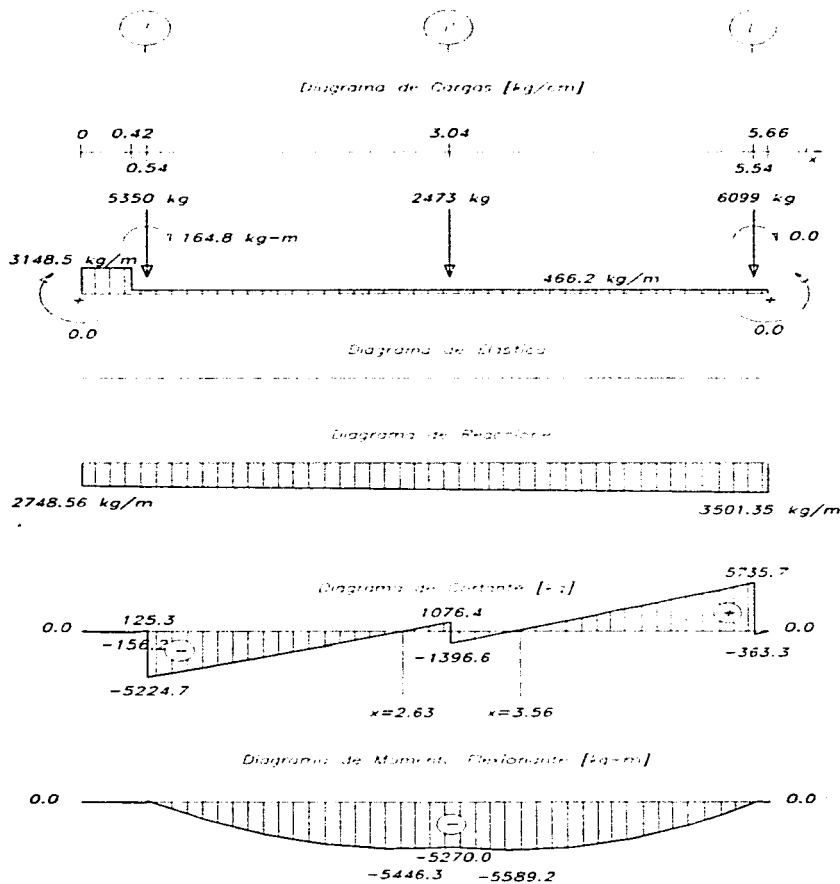


FIGURA 4.56: DIAGRAMAS PARA FRANJA CORTA CON REACC. LIN. PARA CISTERNA VACÍA



Finalmente analizaremos la losa-base de la cisterna como un sistema de piso invertido en forma de una losa perimetralmente apoyada colada monolíticamente con sus apoyos (supuestos infinitamente rígidos) y sujeta a una carga neta uniformemente repartida, empleando el método de coeficientes del R.C.D.F.-87:

a) Cisterna llena:

Carga uniformemente repartida neta w_n :

$$w_n = \frac{\text{descarga total}}{\text{área de losa}} - \text{carga unit. (losa + agua)}$$

$$w_n = \frac{139770 \text{ kg}}{5.66 \text{ m} \times 6.24 \text{ m}} - (2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} + 1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 1.00 \text{ m})$$

$$w_n = 3957.4 \text{ kg/m}^2 - 480 \text{ kg/m}^2 - 1000 \text{ kg/m}^2 = 2477.4 \text{ kg/m}^2$$

Todas las condiciones necesarias para el empleo del método de coeficientes se cumplen incluyendo:

$$w_c.v. / w_c.m. < 2.5$$

ya que las relaciones c.v.max / c.m. para: losa de azotea, losa de entrepiso, y losa-tapa de cisterna son menores que uno y para la losa-base resulta:

$$1000 \text{ kg/m}^2 / 480 \text{ kg/m}^2 = 2.08 < 2.5$$

$$\text{relación } a_1/a_2 = 2.5/6.0 = 0.417$$

$$C = 10^{-4} w a_1^2 = 2477.4 \text{ kg/m}^2 \times (2.5 \text{ m})^2 \times 10^{-4} = 1.5484$$

aplicando: Momento = $m \times C$, obtenemos:

TABLERO	MOMENTO		m=0.417	m=0.5	m=0.417	*Mom. (kg-m/m)
de borde un l. corto disc.	(-) borde int.	corto	988	553	625.2	968.0
	(-) bordes disc.	largo	326	258	269.3	417.0
	(+)	corto	630	329	379.0	586.8
	(+)	largo	179	142	148.1	229.3
de esquina	(-) borde int.	corto	1060	598	674.7	1044.7
	(-) borde disc.	corto	651	362	410.0	634.8
	(-) borde disc.	largo	326	258	269.3	417.0
	(+)	corto	751	358	423.2	655.3
	(+)	largo	191	152	158.5	245.4

* Los momentos son de trabajo

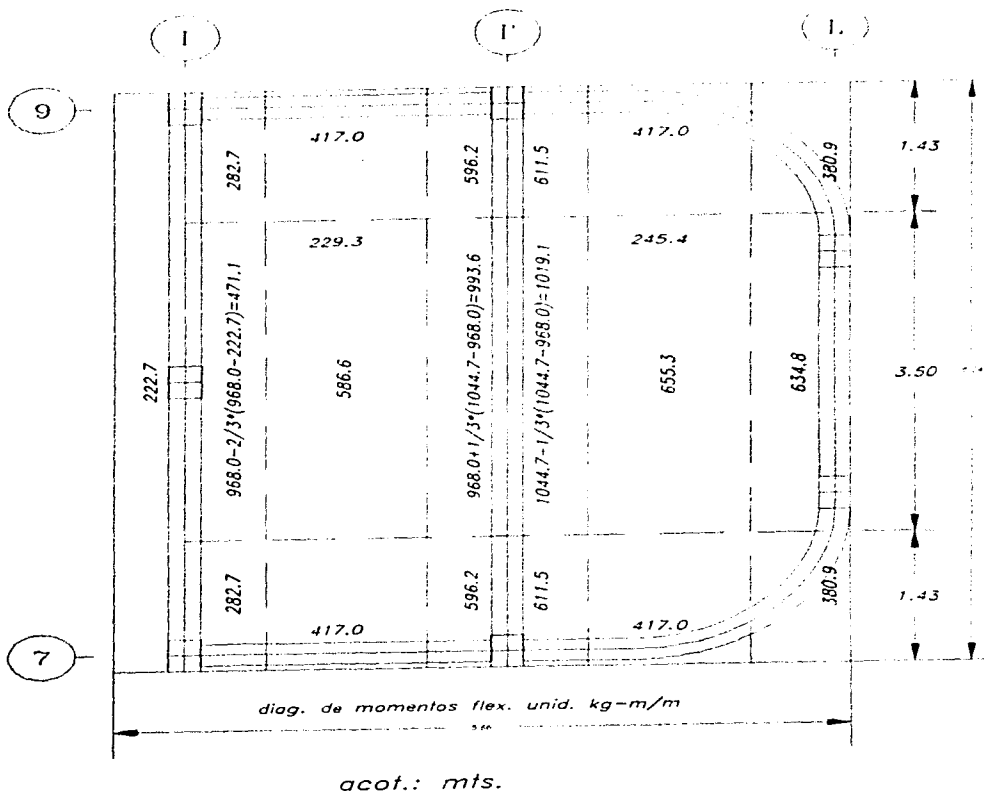
mientras que para la zona en voladizo (L c.a.c. = 0.54 m) tenemos:

$$w_n = 3957.4 \text{ kg/m}^2 - 480.0 \text{ kg/m}^2 - 1500 \text{ kg/m}^3 \times 1.3 \text{ m} = 1527.4 \text{ kg/m}^2$$

$$M(-) = 1527.4 \text{ kg/m}^2 \times (0.54 \text{ m})^2 / 2 = 222.7 \text{ kg-m/m}$$

FIGURA 4.57: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEX. DE LOSA-BASE PARA CISTERNA LLENA:

Diagrama de cisterna y cargas en losa de cimentación



(1) La fuerza cortante de trabajo por unidad de ancho en losas de cimentación donde la transmisión de momentos de diseño a la losa es menor a 0.2 Vud (lo cual supondremos, ya que para el caso de placa isótropa se despreciaron): se evalúa como:

$$V = \frac{P}{b_0}$$

donde:

d = peralte efectivo de la sección

b₀ = perímetro de la sección crítica localizado a una distancia horizontal d/2 del paño de los apoyos.

P = fuerza cortante total de trabajo que actúa dentro del área delimitada por b₀

(1) NTC-Concreto secc.2.1.5.h).11

d = 17.0 cm

b₀ = 2 × ((5.76 - 0.17)m + (2.26 - 0.17))m = 15.36 m

P = 2477.4 kg/m² × (5.76-0.17)m × (2.26-0.17)m = 28943.7 kg

$$V = \frac{28943.7 \text{ kg}}{15.26 \text{ m}} = 1896.7 \text{ kg/m}$$

mientras que para la zona en voladizo:

b₀ = 6.24 m

P = 1527.4 kg/m² × 6.24 m × (0.42 - 0.17/2)m = 3192.9 kg

$$V = \frac{3192.9 \text{ kg}}{6.24 \text{ m}} = 511.7 \text{ kg/m}$$

b) Cisterna vacía:

$$w_n = \frac{117640 \text{ kg}}{5.66 \text{ m} \times 6.24 \text{ m}} - 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$$

$$w_n = 3330.8 \text{ kg/m}^2 - 480 \text{ kg/m}^2 = 2850.8 \text{ kg/m}^2$$

$$C = 10^{-4} w_n a^2 = 2850.8 \text{ kg/m}^2 \times (2.5 \text{ m})^2 \times 10^{-4} = 1.7818$$

TABLERO	MOMENTO		m=0.4	m=0.5	m=0.417	*Mom. [kg-m/m]
de borde un l. corto disc.	(-) bordes int.	corto	988	553	625.2	1114.0
	(-) bordes disc.	largo	326	258	269.3	479.8
	(+)	corto	630	329	379.0	675.3
	(+)	largo	179	142	148.1	263.9
de esquina	(-) borde int.	corto	1060	598	674.7	1202.2
	(-) borde disc.	corto	651	362	410.0	730.5
	(-) borde disc.	largo	326	258	269.3	479.8
	(+)	corto	751	358	423.2	754.0
	(+)	largo	191	152	158.5	282.4

en tanto que para la parte del voladizo obtenemos:

$$w_n = 3330.8 \text{ kg/m}^2 - 480 \text{ kg/m}^2 - 1500 \text{ kg/m}^2 \times 1.3 \text{ m} = 900.8 \text{ kg/m}^2$$

$$M(-) = 900.8 \text{ kg/m}^2 \times (0.54 \text{ m})^2 / 2 = 131.3 \text{ kg-m/m}$$

Evaluando las fuerzas cortantes de trabajo obtenemos:

$$d = 17.0 \text{ cm}$$

$$b_o = 15.36 \text{ m}$$

$$P = 2850.8 \text{ kg/m}^2 \times (5.76 - 0.17) \text{ m} \times (2.26 - 0.17) \text{ m} = 33306.2 \text{ kg}$$

$$V = \frac{33306.2 \text{ kg}}{15.26 \text{ m}} = 2182.6 \text{ kg/m}$$

mientras que para la zona en voladizo:

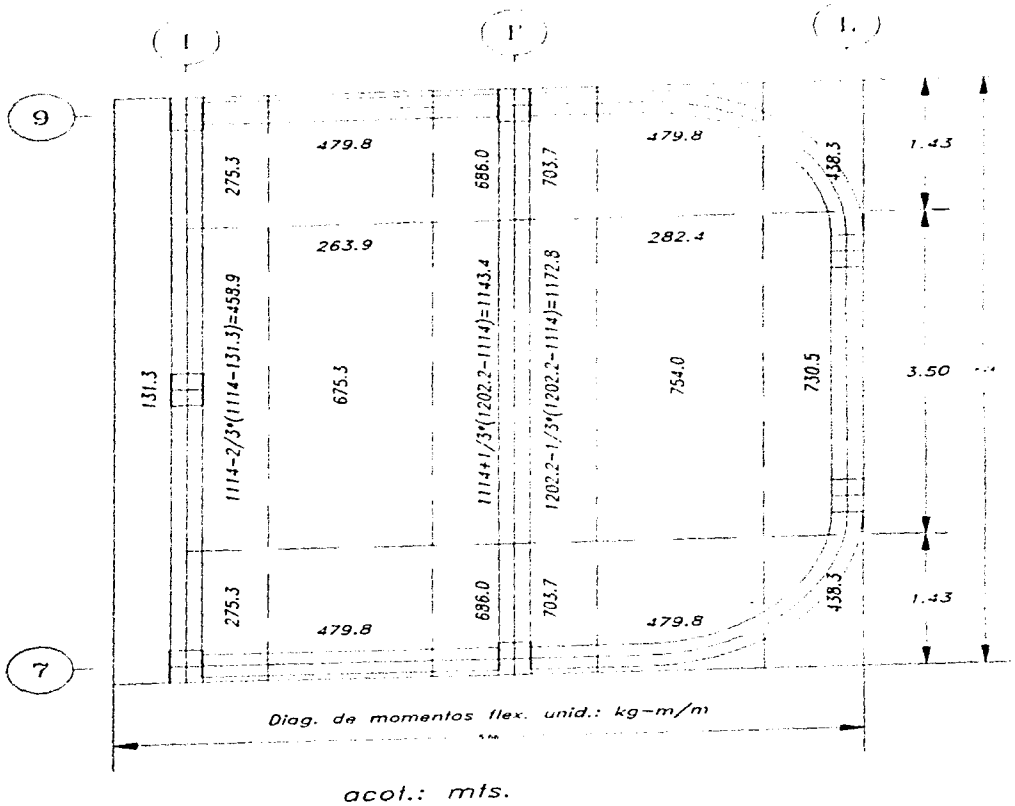
$$b_o = 6.24 \text{ m}$$

$$P = 900.8 \text{ kg/m}^2 \times 6.24 \text{ m} \times (0.42 - 0.17/2) \text{ m} = 1883.0 \text{ kg}$$

$$V = \frac{1883.0 \text{ kg}}{6.24 \text{ m}} = 301.8 \text{ kg/m}$$

FIGURA 4.58: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DE LOSA-BASE PARA CISTERNA VACÍA:

Diagrama de cisterna y cargas en losa de cimentación



Ahora, haremos una comparación de los elementos mecánicos de trabajo (sin factorizar) obtenidos por los cuatro métodos descritos: franjas con reac. lineal (F.R.L.); franjas sobre fundación elástica (F.F.E.); placa sobre fundación elástica (P.F.E.), y losa invertida (L.I.); para los casos de cisterna llena y vacía.

a) Cisterna llena:

ELMTO. MECÁNICO (por m)	F R L.	F F E.	P F E.	P F E.**	L I.
My(+)-máx (f. larga) [kg m]	-	-	2612.0	448.7	245.4
My(-)-máx (f. larga) [kg m]	-7166.1	-6592.7	-1708.0	-771.1	-417.0
Mx(+)-máx (f. corta) [kg m]	33.9	262.2	4902.0 *	-	655.3
Mx(-)-máx (f. corta) [kg m]	5634.3	1089.8	1572.0	-	-1019.7
Vxmáx (f. larga) [kg]	4776.0	4776.0	2969.0 *	1916.0	1896.7
Vymáx (f. corta) [kg]	6724.4	3659.6	1286.0 *	-	1896.7
Mxy [kg-m]	-	-	908.2	-	-

* Valores correspondientes a ejes de muros intermedios en la placa

** Corresponden a la franja central de 6.00 m intermedia entre los muros I e I' de placa, que se considera en f.r.l. y f.f.e.

b) Cisterna vacía:

ELMTO. MECÁNICO (por m)	F R L.	F F E.	P F E.	P F E.**	L I.
My(+)-máx (f. larga) [kg m]	164.8	164.8	2497.0	487.2	282.4
My(-)-máx (f. larga) [kg m]	-6999.7	-3586.2	-1679.0	-735.6	-429.3
Mx(+)-máx (f. corta) [kg m]	172.7	260.4	4875.0 *	-	754.0
Mx(-)-máx (f. corta) [kg-m]	-5589.2	-3012.6	-2358.0	-	-1172.8
Vxmáx (f. larga) [kg]	4776.0	4776.0	2796.0 *	1279.0	2182.6
Vymáx (f. corta) [kg]	6735.7	7587.7	12420.0 *	-	2182.6
Mxy [kg-m]	-	-	607.9	-	-

* Valores correspondientes a ejes de muros intermedios en la placa

** Corresponden a la franja central de 6.00 m intermedia entre los muros I e I' de placa, que se considera en f.r.l. y f.f.e.

Una primera comparación entre los métodos de franjas, muestran que la hipótesis de fundación elástica arroja resultados de momentos flexionantes negativos (para el diseño del emparrillado superior) de casi el 50% de los obtenidos por la hipótesis de reacción lineal, en tanto que para momentos positivos (emparrillado inferior), el primer método da valores mayores al de reacción lineal, aunque estos valores máximos son muy pequeños comparados a los momentos negativos; mientras que los cortantes son del mismo orden en ambos métodos, dominando en promedio el caso de cisterna llena. En resumen en análisis de franjas, el método de reacción lineal es demasiado conservador respecto del de fundación elástica.

Comparando el método de placa sobre fundación elástica contra el de losa invertida (método de coeficientes) observamos que el primero da valores mucho mayores a los del segundo y además para cada método el caso de cisterna llena es más desfavorable en el P.F.E. mientras que para el L.I. lo es el de cisterna vacía.

La comparación de los métodos de franjas con los de la placas, es más difícil, ya que en los primeros, las cargas tributarias en cada dirección son estimadas y no las reales; además de no considerar la resistencia a torsión que tiene la losa, aunque sus valores son pequeños comparados con los valores de flexión. Sin embargo los resultados obtenidos de los métodos de franjas están intermedios.

Sin embargo debido a la presencia de los muros (colados con la placa) que rigidizan a la losa, (mismas que se incluyeron suponiendo el empotramiento de la misma en dirección normal al eje de cada muro), resultan valores muy grandes de flexión positiva en ambas direcciones (especialmente en dirección corta: M_x), precisamente en la zona de muros, mientras que para momentos negativos en la dirección larga (M_y) son inclusive del 50% de los obtenidos por F.F.E., y en dirección corta (M_x) son hasta un 15% mayores a los correspondientes del mismo método. Para fuerzas cortantes, en la direcc. larga (V_x) son del 60% de F.F.E., y en la dirección ortogonal (V_y) se incrementan al 350% de los calculados por F.F.E.. En lo que respecta al análisis con losa invertida, los resultados de momentos negativos son del orden del 10 al 30% de los obtenidos con F.F.E., mientras que los momentos positivos son casi del 200 al 300% los del método de F.F.E.; y los de fuerza cortante son del 50 al 60% del mismo.

En resumen el método de placa sobre fundación elástica es más representativo del problema real, ya que no sólo analiza todas las franjas ortogonales posibles, sino su interacción considerando la torsión existente entre ellas; además aunque la hipótesis sobre fundación elástica es sólo una aproximación al problema estático de interacción real suelo-estructura, se usualmente la mejor aproximación (sobre todo para suelos friccionantes).

Finalmente para flexión negativa, domina el caso de cisterna llena (salvo en el método de losa invertida); mientras que para flexión positiva en todos los métodos el dominante es el de cisterna vacía, y para torsión y cortante domina el caso de cisterna vacía excepto en el método de P.F.E.

Elementos mecánicos de diseño:

De los métodos presentados anteriormente sería obvio elegir el análisis de placa sobre fundación elástica; sin embargo en su momento, a falta de este se empleó el de losa invertida habiendo incrementando los coeficientes del método en un 100% debido al agrietamiento observado en la losa de azotea del edificio de talleres calculada con los coeficientes originales; además de emplear como factor de carga 1.4 (en vez de 1.5) aplicados a los valores máximos de las condiciones de cisterna llena y cisterna vacía, obtenemos:

$$\begin{aligned} \text{Mu f.l.(+)} &= 1.4 \times (282.4 \times 2.0) = 790.7 \text{ kg-m} \\ \text{Mu f.l.(-)} &= 1.4 \times (479.8 \times 2.0) = 1343.4 \text{ kg-m} \\ \text{Mu f.c.(+)} &= 1.4 \times (754.0 \times 2.0) = 2111.2 \text{ kg-m} \\ \text{Mu f.c.(-)} &= 1.4 \times (1172.8 \times 2.0) = 3283.8 \text{ kg-m} \\ \text{Vu} &= 1.4 \times (2182.6 \times 2.0) = 6111.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cantidad mínima de acero de flexión:

(1) Se deben aplicar las disposiciones sobre refuerzo mínimo del inciso 3.10 de las NTC-Concreto (116). Además para fuerzas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no excederá $2.5d$ (d =peralte efectivo de la losa)

(1) NTC-Concreto secc. 4.3.3.d)

Límite de separación de varillas: $2.5 \times 17 \text{ cm} = 42.5 \text{ cm}$

(2) Refuerzo por cambios volumétricos

$$a_s = \frac{660 \times x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

x_1 = espesor del elemento

(2) NTC-Concreto secc. 3.10

$$a_s = \frac{660 \times 20 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times (20 \text{ cm} + 100)} = 0.0262 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

como el espesor es mayor de 15 cm el refuerzo se colocará en dos capas (cada una próxima a cada cara de la placa)

$$a_s \times 100 \text{ cm} = 2.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

para elementos en contacto directo con el terreno, el refuerzo mínimo será:

$1.5 a_s$; además cuando se requiera evitar agrietamientos excesivos, se aumentará la cantidad total a 1.5 veces:

$$a_s \text{ mín} = 1.5 \times 1.5 \times 2.62 \text{ cm}^2/\text{m} = 5.895 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$1 \text{ capa} = 5.895/2 = 2.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{2.95 \text{ cm}^2}{0.713 \text{ cm}^2/\text{vs no.3}} = 4.137 \text{ vs no. 3/m}$$

$$\Rightarrow \frac{100 \text{ cm}}{4.137 \text{ vs.}} = \text{vs. no. 3} @ 24 \text{ cm} (< 42.5 \text{ cm}) \text{ en cada capa}$$

ó bien:

$$\frac{2.95 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2/\text{vs. no. 4}} = 2.323 \text{ vs. no. 4/m} \Rightarrow \frac{100 \text{ cm}}{2.323 \text{ vs}} = \text{vs. no 4} @ 43 \text{ cm}$$

→ se eligen vs. no. 4 @ 42 cm en cada capa

Cantidad máxima de acero de flexión:

(1) La separación mínima de varillas será 1.5 veces el diámetro máximo del agregado o el diámetro nominal de la varilla:

(1) NTC-Concreto secc. 3.6.1

para grava de 3/4" tenemos: $s_{\min} = 1.5 \times 1.9 \text{ cm} = 2.85 \text{ cm}$

(2) Para elementos que formen parte de sistemas que soporten fuerzas sísmicas, la cantidad máxima de refuerzo por flexión será el 75% la correspondiente al de falla balanceada:

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d + A_s'$$

(2) NTC-Concreto secc. 2.1.2

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10200} \times 100 \times 17 + A_s' = 24.285 \text{ cm}^2/\text{m} + A_s' \text{ (en cualquier capa)}$$

donde: $A_s' =$ es el área de acero a compresión; para $A_s' = 0$ tenemos:

$$\Rightarrow \frac{24.285}{0.713} \cong \text{vs. no. 3} @ 3 \text{ cm} (> 2.85 \text{ cm}),$$

ó bien:

$$\frac{24.285}{1.27} \cong \text{vs. no. 4} @ 5 \text{ cm} (> 2.85 \text{ cm}) \text{ (elegida)}$$

Calculando el momento resistente de la sección rectangular doblemente armada para diversas separaciones de varillas del no. 3 y 4 emplearemos el procedimiento general de acuerdo a las hipótesis de la sección 2.1.1 de las NTC-Concreto (R16), ya que de antemano sabemos que el acero de compresión A_s' no fluye. (ver apéndice 2)

ARCHIVO DE DATOS PARA CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCIÓN DE LOSA-BASE

250,100,17,3,4200,0,8
 24,3,24,3
 20,3,20,3
 15,3,15,3
 10,3,10,3
 40,4,40,4
 30,4,30,4
 20,4,20,4
 15,4,15,4

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL CÁLCULO DE MOMENTOS RESISTENTES DE LOSA-BASE:

INTERACCION CARGA AXIAL-MOMENTO FLEX. PARA SECC. RECTANGULAR
 CALCULO DE COORD. (PR-MR) PARA E DADA
 Programa: F. Javier Espino Rodriguez.

Fc= 250. kg/cm2
 b= 100.00000 cm
 d= 17.00000 cm
 de= 3.00000 cm
 Fy= 4200.00000 kg/cm2
 Tipo de solucion= 0
 Cant. de Problemas= 8

ac. tension S=	24.00000	Varilla no.=	3.00000		
ac. compre. S=	24.00000	Varilla no.=	3.00000		
CN=	1.79554 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	1.61209 TON-M
					EX=***** M
ac. tension S=	20.00000	Varilla no.=	3.00000		
ac. compre. S=	20.00000	Varilla no.=	3.00000		
CN=	1.94850 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	1.95262 TON-M
					EX=***** M
ac. tension S=	15.00000	Varilla no.=	3.00000		
ac. compre. S=	15.00000	Varilla no.=	3.00000		
CN=	2.21271 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	2.61599 TON-M
					EX=***** M
ac. tension S=	10.00000	Varilla no.=	3.00000		
ac. compre. S=	10.00000	Varilla no.=	3.00000		
CN=	2.63542 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	3.87531 TON-M
					EX=***** M
ac. tension S=	40.00000	Varilla no.=	4.00000		
ac. compre. S=	40.00000	Varilla no.=	4.00000		
CN=	1.84844 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	1.72625 TON-M
					EX=***** M
ac. tension S=	30.00000	Varilla no.=	4.00000		
ac. compre. S=	30.00000	Varilla no.=	4.00000		
CN=	2.10106 CM	PR=	0.00000 TON	MR=	2.32406 TON-M
					EX=-991.597 M

ac. tension S= 20.00000 Varilla no.= 4.00000
 ac. compre. S= 20.00000 Varilla no.= 4.00000
 CN= 2.50638 CM PR= 0.00000 TON MR= 3.46502 TON-M EX=***** M

ac. tension S= 15.00000 Varilla no.= 4.00000
 ac. compre. S= 15.00000 Varilla no.= 4.00000
 CN= 2.83078 CM PR= 0.00000 TON MR= 4.53961 TON-M EX=***** M

De los resultados anteriores elegimos para la franja corta (incluyendo la zona en voladizo) un armado simétrico, ya que los momentos positivo y negativo no son muy diferentes 2111.2 y 3283.8; con vs. no. 4 \varnothing 20 cm, de modo que:

$$M_u \max = 3283.8 \text{ kg-m} < M_p = 3465.0 \text{ kg-m}$$

En tanto que para la franja larga seleccionamos un refuerzo también simétrico con vs. no. 3 \varnothing 15 cm, teniendo:

$$M_u \max = 1343.4 \text{ kg-m} < M_p = 2616.0 \text{ kg-m}$$

La razón de haber elegido refuerzos simétricos está en que se garantiza una distribución más uniforme de los esfuerzos en dirección del armado.

Diseño de la sección por fuerza cortante:

(1) revisando la relación: $\frac{M}{V d} = \frac{3283.8 \text{ kg-m}}{6111.3 \text{ kg} \cdot 0.17 \text{ m}} = 3.161 > 0.2$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.5.a)II

∴ se debe emplear el criterio de 2.1.5.1) de las NTC-Conc. para calcular V_{CR}

$$p = \frac{100}{20} \times 1.27 \text{ cm}^2 / (1700 \text{ cm}^2) = 0.00374 < 0.01$$

$$\Rightarrow V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 17 \times (0.2 + 30 \cdot 0.00374) \sqrt{200} = 6004.6 \text{ kg}$$

$$V_u = 6111.3 \text{ kg/m} \approx 6004.6 \text{ kg/m}$$

(2) el esfuerzo cortante resistente v_{CR} no será mayor de:

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'c} \text{ ni de } F_R \sqrt{f'c}$$

donde:

$\gamma = a/b$;

a = l. corto del área donde actúa la carga

b = l. largo del área donde actúa la carga

(2) NTC-Concreto secc. 2.1.5.h)

del análisis de losa invertida se obtuvieron los lados del área correspondiente a una de las secciones críticas:

$$a = 2.26 - 0.17 = 2.09 \text{ m}$$

$$b = 5.76 - 0.17 = 5.59 \text{ m}$$

$$\text{de donde } \gamma = \frac{2.09}{5.59} = 0.37$$

$$\Rightarrow vcr = 0.8 \times (0.5+0.37) \sqrt{200} = 9.843 \text{ kg/cm}^2$$

calculando el esfuerzo de diseño:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = \frac{6111.3 \text{ kg}}{624 \text{ cm} \times 17 \text{ cm}} = 0.576 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 0.576 \text{ kg/cm}^2 < vcr = 9.843 \text{ kg/cm}^2$$

∴ La sección se acepta

4.2.2.b.2) Diseño de muros de cisterna:

El diseño de los muros de cisterna se hará considerando dos tipos de trabajo: como muros (sección horizontal sujeta a flexocompresión) y como vigas de gran peralte (secciones verticales sujetas a flexotorsión)

diseño por flexocompresión:

Del inciso anterior para el análisis de placa tenemos las descargas en la base de los muros (unión con losa-base). Para ambas condiciones: (llena y vacía)

EJE DE MURO	7 Y 9	I	I'	L
CARGA P (kg/m)	4776	5350	2473	6099

Los momentos actuantes en la base de los muros perimetrales deben ser los del empotramiento con la losa-base de la cisterna, mientras que para muros intermedios el momento flexionante será la diferencia entre los momentos de empotramiento; así que dependerán del método empleado para analizarla. En este diseño consideraremos los métodos: de franjas, de placa isotropa sobre fundación elástica, y de losa invertida tomando los máximos valores de momento flexionante en torno al eje del muro en cuestión:

Para el método P.F.E. se interpolan los valores para obtener los momentos de la placa en cada paño del muro, y su diferencia debe ser el momento que resista este último:

a) Cisterna llena:

Muro I: $y = 0.75$ m ancho muro $\cong 0.25$ m

$y = 0.50$, $M_x = 674.5$ kg-m

$y = 0.75$, $M_{x\text{máx}} = -4871.0$ kg-m

$y = 1.00$, $M_x = -4349$ kg-m

$y_{s1} = 0.625$, $M_x = (-4871+674.5)/2 = -2098.3$ kg-m

$y_{s2} = 0.875$, $M_x = (-4871-4349)/2 = -4610$ kg-m

$\Rightarrow M_x$ muro = $-4610 + 2098.3 = -2511.7$ kg-m

Muro I': $y = 3.25$ m ancho muro $\cong 0.25$ m

$y = 3.00$, $M_x = 3357$ kg-m

$y = 3.25$, $M_{x\text{máx}} = -4496$ kg-m

$y = 3.50$, $M_x = -2853$ kg-m

$y_{s1} = 3.125$, $M_x = (-4496+3357)/2 = -569.5$ kg-m

$y_{s2} = 3.375$, $M_x = (-4496-2853)/2 = -3674.5$ kg-m

$\Rightarrow M_x$ muro = $-3674.5 + 569.5 = -3105.0$ kg-m

EJE DE MURO	M _y : 7 Y 9 [kg-m]	M _x : I [kg-m]	M _x : I' [kgm]	M _x : L [kgm]
M.FRANJAS	-1.9	-1.9	0.0	-166.7
P.F.E.	-1361.0	-2511.7	-3105.0	1100.0
L.I.	-417.0	-248.4	-25.5	-634.8

b) Cisterna vacía:

Procediendo de forma similar obtenemos:

EJE DE MURO	M _y : 7 Y 9 [kg-m]	M _x : I [kgm]	M _x : I' [kgm]	M _x : L [kgm]
M.FRANJAS	164.8	164.8	0.0	0.0
P.F.E.	-1283.0	-2328.5	-3002.0	1192.0
L.I.	-479.8	-327.6	-29.4	-730.5

En las tablas anteriores podemos comparar que el método P.F.E. da valores mayores aunque son locales, mientras que el de franjas supone los menores.

De estos momentos sería obvio elegir los correspondientes al método que representa más fielmente el conjunto muros-placa que en este caso es el P.F.E.; sin embargo en su momento solo se disponía del método de losa invertida (empleando coeficientes del doble de los dados por las NTC-Concreto) por lo que el diseño procederá con estos últimos del caso más desfavorable (cist. vacía):

EJE DE MURO	7 Y 9	I	I'	L
CARGA AXIAL [kg]	4776.0	5350.0	2473.0	6099.0
MOMENTO FLEX. [kg-m]	959.6	655.2	58.8	1461.0
EXCENTRICIDAD [m]	0.201	0.123	0.024	0.240

Cargas de Diseño:

Factorizando las cargas de trabajo con 1.4, obtenmos los elementos mecánicos de diseño:

EJE DE MURO	7 Y 9	I	I'	L
CARGA AXIAL [kg]	6686.4	7490.0	3462.2	8538.6
MOMENTO FLEX. [kg-m]	1343.4	917.3	82.3	2045.4
EXCENTRICIDAD [m]	0.201	0.123	0.024	0.240

Excentricidad mínima de diseño:

(1) La excentricidad mínima de carga axial será: $0.05 t \geq 2.0$ cm siendo t = espesor del muro.

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.3

0.05×24 cm = 1.2 cm \Rightarrow $e_{\min} = 2.0$ cm = 0.02 < M/P en todos los casos

Efectos de esbeltez:

(1) Altura efectiva de muros con suficiente restricción lateral en sus bordes (unidos a elementos estruct. cuya dimensión normal al plano del muro sea mayor a 2.5 veces el espesor del mismo):

$$H' = H \quad \text{si: } H/L \leq 0.35$$

$$H' = (1.3 - 0.85 H/L) H \quad \text{si: } 0.35 \leq H/L < 0.8$$

$$H' = H/2 \quad \text{si: } H/L \geq 0.8$$

siendo H = altura del muro, L = longitud horizontal

(1) NTC Concreto secc. 4.5.1

$$I_{min} = \frac{100 \cdot 24^3}{12} = 115200 \text{ cm}^4$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{115200}{2400}} = 6.93 \text{ cm}$$

EJE DE MURO (H:100)	7 Y 9	I	I'	L
L	250	600	600	600
H'	96.0	100.0	100.0	100.0
H'/r	13.86	14.43	14.43	14.43

Debido a que para cada muro, los muros perpendiculares tienen una rigidez en dirección de estos comparablemente mayor a la del primero; se suponen lateralmente restringidos; y de acuerdo a las NTC-Concreto (secc. 1.3.2.b) (R16) se establece que los efectos de esbeltez se pueden despreciar si se cumple:

$$\frac{H'}{r_{min}} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

siendo:

M₁ = el momento de menor magnitud en cualquiera de los extremos

M₂ = el momento del otro extremo (mayor magnitud)

Debido a que no hay transmisión de momentos entre la losa-tapa y los muros de la cisterna, M₁ = 0 que es lo más desfavorable

Para el mayor valor de H'/r (muros: I, I', L) tenemos:

$$13.86 < 34$$

∴ Se pueden despreciar los efectos de esbeltez

Refuerzo vertical mínimo:

(1) Si la resultante de la carga axial de diseño cae dentro del tercio medio del espesor del muro t y su magnitud no excede de $0.25 f'c A_g$ el refuerzo mínimo será el dado para resistir cambios volumétricos; en caso contrario, se tomará el acero mínimo axial para columnas

(1) NTC-Concreto secc. 4.5.1

excentricidad máxima para que la carga axial esté contenida en el tercio medio del espesor del muro:

$$e_{\max \text{ t.m.}} = 1/2 \cdot 0.24/3 = 0.04 \text{ m}$$

Dado que existen excentricidades mayores a esta última, y se diseñarán uniformemente todos los muros, el refuerzo mínimo será el empleado para columnas:

(2) El refuerzo mínimo para columnas será tal que la relación: entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menor a $20/f_y$, y la relación máxima no excederá 0.06. El número mínimo de barras será de cuatro en sección rectangular:

(2) NTC-Concreto secc. 4.2.2

$$\frac{A_s \text{ mín}}{100 \times 24} > \frac{20}{4200} = 0.0048$$

$$\Rightarrow A_s \text{ mín} > 0.0048 \times 2400 = 11.52 \text{ cm}^2$$

Para vs. no. 3 en dos capas: $\frac{11.52 \text{ cm}^2}{2 \times 0.713 \text{ cm}^2/\text{vs}} = 8.08 \text{ vs.} \Rightarrow \frac{100}{8.08} = \textcircled{12} \text{ cm}$

mientras que:

$$A_s \text{ máx} \leq 0.06 \times 2400 = 144 \text{ cm}^2$$

$$\frac{144 \text{ cm}^2}{2 \times 0.713 \text{ cm}^2/\text{vs}} = 100.98 \text{ vs.} \Rightarrow \frac{100}{100.98} = \textcircled{1.0} \text{ cm}$$

El proporcionamiento del refuerzo se hará con base a las hipótesis establecidas para secciones a flexocompresión de la secc. 2.1.1 de las NTC-Concreto.

Empleando el programa para determinar la carga axial y momento flexionante resistentes de una sección rectangular doblemente armada (ver apéndice), obtenemos:

Eligiendo el armado mínimo vertical: vs. no. 3 @ 12 cm en dos capas y para cada excentricidad:

ARCHIVO DE DATOS PARA CÁLCULO DE CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEX. RESISTENTES DE SECCIÓN PARA MUROS DE CISTERNA

250,100,21,3,4200,1,4
 12,3,12,3
 0,201
 12,3,12,3
 0,123
 12,3,12,3
 0,240
 12,3,12,3
 0,024

ARCHIVO DE RESULTADOS DE CARGA AXIAL Y M. FLEXIONANTE RESISTENTE EN MUROS DE CISTERNA

INTERACCION CARGA AXIAL-MOMENTO FLEX. PARA SECC. RECTANGULAR
 CALCULO DE COORD. (PR-MR) PARA E DADA
 Programa: F. Javier Espino Rodriguez.

Fc= 250. kg/cm2
 b= 100.00000 cm
 d= 21.00000 cm
 d*= 3.00000 cm
 Fy= 4200.00000 kg/cm2
 Tipo de solucion= 1
 Cant. de Problemas= 4

Num. prob. =	1			
ac. tension S=	12.00000	Varilla no. =	3.00000	
ac. compre. S=	12.00000	Varilla no. =	3.00000	
ex. solicit. =	0.20100			
C=	10.50000 CM	P=-142.80000 TON	M= 13.48551 TON-M	EX= -0.094 M
C=	5.25000 CM	P= -61.72959 TON	M= 6.52063 TON-M	EX= -0.106 M
C=	2.62500 CM	P= -5.67080 TON	M= 5.12582 TON-M	EX= -0.904 M
C=	1.31250 CM	P= 32.02901 TON	M= 4.62968 TON-M	EX= 0.145 M
C=	1.96875 CM	P= 16.82672 TON	M= 4.87013 TON-M	EX= 0.289 M
CN=	2.43786 CM	PR= 0.00000 TON	MR= 4.05447 TON-M	EX=***** M
C=	1.21893 CM	P= 33.30157 TON	M= 4.61035 TON-M	EX= 0.138 M
C=	1.82839 CM	P= 22.90312 TON	M= 4.78662 TON-M	EX= 0.209 M
C=	1.52366 CM	P= 29.15721 TON	M= 4.67855 TON-M	EX= 0.160 M
C=	1.67603 CM	P= 27.08503 TON	M= 4.71833 TON-M	EX= 0.174 M
C=	1.75221 CM	P= 26.04894 TON	M= 4.73964 TON-M	EX= 0.182 M
C=	1.80935 CM	PR= 19.02200 TON	MR= 3.81923 TON-M	EX= 0.201 M

Num. prob.= 2
 ac. tension S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000
 ac. compre. S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000

 ex. solicit. = 0.12300

 C= 1.21893 CM P= 33.30157 TON M= 4.61035 TON-M EX= 0.138 M
 C= 0.60946 CM P= 41.59029 TON M= 4.51942 TON-M EX= 0.109 M
 C= 0.91420 CM P= 37.44593 TON M= 4.55731 TON-M EX= 0.122 M
 C= 1.06656 CM P= 35.37375 TON M= 4.58194 TON-M EX= 0.130 M
 C= 0.99038 CM P= 36.40984 TON M= 4.56915 TON-M EX= 0.125 M

 C= 0.95229 CM PR= 29.54231 TON MR= 3.65049 TON-M EX= 0.124 M

Num. prob.= 3
 ac. tension S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000
 ac. compre. S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000

 ex. solicit. = 0.24000

 C= 1.21893 CM P= 33.30157 TON M= 4.61035 TON-M EX= 0.138 M
 C= 1.82839 CM P= 22.90312 TON M= 4.78662 TON-M EX= 0.209 M
 C= 2.13313 CM P= 10.40767 TON M= 4.95109 TON-M EX= 0.476 M
 C= 1.98076 CM P= 16.33420 TON M= 4.87660 TON-M EX= 0.299 M
 C= 1.90458 CM P= 19.52873 TON M= 4.83383 TON-M EX= 0.248 M

 C= 1.89029 CM PR= 16.11766 TON MR= 3.86027 TON-M EX= 0.240 M

Num. prob.= 4
 ac. tension S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000
 ac. compre. S= 12.00000 Varilla no.= 3.00000

 ex. solicit. = 0.02400

 C= 1.21893 CM P= 33.30157 TON M= 4.61035 TON-M EX= 0.138 M
 C= 0.60946 CM P= 41.59029 TON M= 4.51942 TON-M EX= 0.109 M
 C= 0.30473 CM P= 45.73465 TON M= 4.49669 TON-M EX= 0.098 M
 C= 0.15237 CM P= 47.80683 TON M= 4.49101 TON-M EX= 0.094 M
 C= 0.07618 CM P= 48.84292 TON M= 4.48958 TON-M EX= 0.092 M

 C= 0.00000 CM PR= 39.90320 TON MR= 3.59129 TON-M EX= 0.090 M

De los resultados obtenemos la siguiente tabla de elementos mecánicos resistentes:

Muro		PP. (ton)	MP. (ton-m)	Pu. (ton)	Mu. (ton-m)
7-9	0.201	19.022	3.819	6.686	1.343
I	0.123	29.542	3.650	7.490	0.917
L	0.240	16.118	3.860	8.539	2.045
I*	0.090 *	39.903	3.591	3.462	0.082

* Esta es la mínima excentricidad con el eje neutro dentro de la secc.

Por lo que se observa que en todos los casos, la resistencia a flexocompresión es mayor que las solicitaciones (de diseño) correspondientes.

Diseño por Flexotorsión y Cortante:

Este diseño se hará suponiendo ahora los muros como vigas peraltadas formando una parrilla; cada viga soporta por la parte superior las descargas a cimentación incluyendo su peso propio, y por la inferior la carga neta de la losa base (reacción del suelo menos el peso propio de la losa-base).

La comparación se realizará con métodos congruentes a los de: Placa sobre fundación elástica (P.F.E.), Losa invertida (L.I.). Para los casos de cisterna llena y vacía. El análisis congruente a los de franjas carece de sentido, ya que estos se hicieron suponiendo que los muros actuaban como apoyos simples.

Cuando se analizó la losa-base por el método P.F.E., se hizo la suposición de empotramientos ideales para la losa en direcciones normales a los muros extremos e intermedios, lo que equivale a haber supuesto muros con rigidez infinita a torsión y con rigidez a flexión dada por con el mismo peralte de la losa-base; sin embargo, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en una y otra dirección del análisis de la losa-base, dan idea de la magnitud real de los momentos flexionantes, torsionantes y fuerzas cortantes en las secciones verticales de los muros.

Para el caso de la losa invertida, las vigas se analizarán como parrilla simplemente apoyada en las intersecciones de sus vigas, sujetas a cargas transversales y momentos torsionantes resultantes del análisis de losa invertida menos el de la descarga de cada muro a la losa base.

a) Cisterna llena:

Obteniendo el área tributaria de losa que corresponde a cada muro, según las bisectrices, las cargas inferiores, superiores, y netas de los muros son:

Siendo la carga neta de losa $w_n = 2477.4 \text{ kg/m}^2$, las cargas uniformemente repartidas para cada muro son:

EJE TRAMO M	AREA L.m ²	LONG.(m)	C INF.(kg/m)	C SUP. (kg/m)	C NETA.(kg/m)
1 7-9	11.947	6.00	4932.9	5350.0	417.1
1' 7-9	17.156	6.00	-7083.3	2473.0	-4610.3
L 7-9	8.578	6.00	3541.9	6099.0	2557.1
7 Y 9 1-1'	1.563	2.50	-1548.9	4776.0	3227.1

* Carga máxima al centro del claro por ser distribución triangular

Debido a que la relación l/h para los muros (idealizados como vigas) es ≤ 6; se deben considerar las deformaciones por cortante en el análisis. Para obtener las acciones de empotramiento correspondientes, debemos emplear los elementos de la matriz de transferencia (ó de cambio) para el caso en que se consideran deformaciones por cortante, dadas en el apéndice 12:

$$M_e = \frac{1}{(1+2g)} \int_0^L \frac{w(x) x(L-x)^2}{L^2} \left[1 + \frac{L}{L-x} g \right] dx$$

$$V_e = \frac{1}{(1+2g)} \int_0^L \frac{w(x) (L-x)^2}{L^3} [3x + (L-x) + \frac{2L^2}{L-x} g] dx$$

donde: $g = \frac{6 f E I_y}{G A L^2}$

evaluando las expresiones anteriores para los muros obtenemos las fuerzas de empotramiento del nudo inicial de cada barra:

EJE	Me .(kg-m)	Ve .(kg)
1	1251.3	1251.3
1'	-13830.9	-13830.9
L	7671.3	7671.3
7 Y 9	1680.8	4033.9

Calculando los momentos torsionantes de empotramiento para los diagramas de flexión de losa invertida para cisterna llena (pág. 353), de acuerdo a la fórmula dada en el apéndice 1:

Para el eje 1:

$$T_A = -\frac{1}{6} \left[\int_0^{1.43} -60 (6-x) dx + \int_{1.43}^{4.57} -248.4 (6-x) dx + \int_{4.57}^{6.00} -60 (6-x) dx \right] = 475.8$$

Por simetría $T_A = T_B$

EJE; TRAMO		Me1.(kg-m)	L1. (m)	Me2.(kg-m)	L2 (m)	Ta. Tn.(kg-m)
I; 7-9	6.00	-60.0	0-1.43; 4.57-6	-248.4	1.43-4.57	475.8
I; 7-9	6.00	-15.3	0-1.43; 4.57-6	-25.5	1.43-4.57	61.9
L; 7-9	6.00	-380.9	0-1.43; 4.57-6	-634.8	1.43-4.57	1541.3
7 Y 9; 1-1'	2.50	-417.0	0-2.50			521.3

Las fuerzas y momentos de empotramiento obtenidos, se aplicaran a resolver la parrilla formada por los muros, empleando el programa dado en el apendice 12 para analisis de parrillas por el metodo de rigideces considerando deformaciones por cortante. Debido a que la resistencia a torsion de los muros es necesaria para la estabilidad del conjunto, no se reduciran las rigideces a torsion de las vigas idealizadas.

ARCHIVO DE DATOS ANALISIS DE PARRILLA DE MUROS, CISTERNA LLENA:

ANALISIS PARRILLA DE MUROS DE CISTERNA; UNID: [KG.M]

```

1
7,6,6,6,126491E4,505964E4
1, 0,0
2, 0,2,5
3, 0,5,0
4,6,0,0
5,6,0,2,5
6,6,0,5,0
1,1,4,0,24,0,00392,0,02,1,2
2,2,5,0,24,0,00392,0,02,1,2
3,3,6,0,24,0,00392,0,02,1,2
4,1,2,0,24,0,00392,0,02,1,2
5,2,3,0,24,0,00392,0,02,1,2
6,4,5,0,24,0,00392,0,02,1,2
7,5,6,0,24,0,00392,0,02,1,2
1,0,0,1
2,0,0,1
3,0,0,1
4,0,0,1
5,0,0,1
6,0,0,1
CASO CISTERNA LLENA
0,7
1, 1541.3, -7671.3, 7671.3, 1541.3, 7671.3, 7671.3
2, -61.9, 13830.9, -13830.9, -61.9, -13830.9, -13830.9
3, -475.8, -1251.3, 1251.3, -475.8, 1251.3, 1251.3
4, -521.3, -1680.8, 4033.9, -521.3, 1680.8, 4033.9
5, -521.3, -1680.8, 4033.9, -521.3, 1680.8, 4033.9
6, 521.3, -1680.8, 4033.9, 521.3, 1680.8, 4033.9
7, 521.3, -1680.8, 4033.9, 521.3, 1680.8, 4033.9
    
```

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS DE PARRILLA DE MUROS, CISTERNA LLENA:

ANÁLISIS DE PARRILLAS CON DEFORM. POR CORTANTE
 HASTA 100 BARRAS, 100 NUDOS Y 200 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE ESTRUCTURA:
 ANALISIS PARRILLA DE MUROS DE CISTERNA; UNID:[KG,M]

NUM. DE SISTEMAS DE CARGA POR ANALIZAR: 1

NUM. BARRAS= 7 G.L.= 12 NUM.NUDOS= 6
 NUM DESPL.RESTR.= 6 NUM.NUDOS RESTR.= 6
 E= 1264910000.00 G= 5059640000.00

DAR COORDENADAS DE NUDOS

NUDO		X=	Y=
1		0.000	0.000
2		0.000	2.500
3		0.000	5.000
4		6.000	0.000
5		6.000	2.500
6		6.000	5.000

DATOS DE MIEMBROS:

BARRA	J	K	AREA	M. INERC. X	M. INERC. Y	LONG.	f. forma
1	1	4	0.240000	0.003920	0.020000	6.000	1.200
2	2	5	0.240000	0.003920	0.020000	6.000	1.200
3	3	6	0.240000	0.003920	0.020000	6.000	1.200
4	1	2	0.240000	0.003920	0.020000	2.500	1.200
5	2	3	0.240000	0.003920	0.020000	2.500	1.200
6	4	5	0.240000	0.003920	0.020000	2.500	1.200
7	5	6	0.240000	0.003920	0.020000	2.500	1.200

RESTRICC. DE NUDOS

NUDO RESTR Giro X RESTR Giro Y RESTR traslac.Z=? SI=1,NO=0

1	0	0	1
2	0	0	1
3	0	0	1
4	0	0	1
5	0	0	1
6	0	0	1

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1

TIT. SISTEMA DE CARGA: CASO CISTERNA LLENA

NUM.NUDOS CARGADOS= 0 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 7

ACC. EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS

BARRA	MXJ	MYJ	FZJ	MXk	MYk	FZk
1	1541.300	-7671.300	7671.300	1541.300	7671.300	7671.300
2	-61.900	13830.900	-13830.900	-61.900	-13830.900	-13830.900
3	-475.800	-1251.300	1251.300	-475.800	1251.300	1251.300
4	-521.300	-1680.800	4033.900	-521.300	1680.800	4033.900
5	-521.300	-1680.800	4033.900	-521.300	1680.800	4033.900
6	521.300	-1680.800	4033.900	521.300	1680.800	4033.900
7	521.300	-1680.800	4033.900	521.300	1680.800	4033.900

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO:

NUDO	GIRO X	GIRO Y	TRASL Z
1	-0.87062E-04	0.26832E-03	0.00000E+00
2	0.95957E-05	-0.47914E-03	0.00000E+00
3	0.50548E-04	-0.12395E-03	0.00000E+00
4	-0.87062E-04	-0.26832E-03	0.00000E+00
5	0.95957E-05	0.47914E-03	0.00000E+00
6	0.50548E-04	0.12395E-03	0.00000E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS:

BARRA	MXJ	MYJ	VZJ	MXk	MYk	VZk
1	1541.300	-5408.661	7671.300	1541.300	5408.661	7671.300
2	-61.900	9790.436	-13830.900	-61.900	-9790.436	-13830.900
3	-475.800	-2296.575	1251.300	-475.800	2296.575	1251.300
4	5408.661	1541.300	2238.704	-6451.261	2946.691	5829.096
5	-3339.175	-3008.591	5427.656	2296.575	-475.800	2640.144
6	-5408.661	1541.301	2238.703	6451.261	2946.691	5829.097
7	3339.175	-3008.591	5427.656	-2296.575	-475.800	2640.144

REACCIONES DE APOYOS:

NUDO	REACCION MX	REACCION MY	REACCION VZ
1	0.000	0.000	9910.003
2	0.000	0.000	-2574.147
3	0.000	0.000	3891.444
4	0.000	0.000	9910.003
5	0.000	0.000	-2574.147
6	0.000	0.000	3891.444

*****FIN DE CORRIDA*****

Con los valores anteriores en los extremos de cada miembro establecemos las funciones de elementos mecánicos para obtener los máximos valores:

muro I:

$$\begin{aligned} T(x) &= -475.8 + 60x + 188.4\langle x-1.43 \rangle - 188.4\langle x-4.57 \rangle \\ |T_{\text{máx}}| &= 475.8 \text{ kg-m} \\ M(x) &= -2296.6 + 1251.3x - 417.1x^2/2 \\ |M_{\text{máx}}| &= 2296.6 \text{ kg-m} \\ V(x) &= 1251.3 - 417.1x \\ |V_{\text{máx}}| &= 1251.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

muro I':

$$\begin{aligned} T(x) &= -61.9 + 15.3x + 10.2\langle x-1.43 \rangle - 10.2\langle x-4.57 \rangle \\ |T_{\text{máx}}| &= 61.9 \text{ kg-m} \\ M(x) &= 9790.4 - 13830.9x + 4610.3x^2/2 \\ |M_{\text{máx}}| &= 10956.0 \text{ kg-m (x = 3.0 m)} \\ V(x) &= -13830.9 + 4610.3x \\ |V_{\text{máx}}| &= 13830.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

muro L:

$$\begin{aligned} T(x) &= 1541.3 - 380.9x - 253.9\langle x-1.43 \rangle + 253.9\langle x-4.57 \rangle \\ |T_{\text{máx}}| &= 1541.3 \text{ kg-m} \\ M(x) &= -5408.7 + 7671.3x - 2557.1x^2/2 \\ |M_{\text{máx}}| &= 6098.3 \text{ kg-m (x = 3.0 m)} \\ V(x) &= 7671.3 - 2557.1x \\ |V_{\text{máx}}| &= 7671.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

muros 7 y 9 L-I':

$$\begin{aligned} T(x) &= 5408.7 + 417x \\ |T_{\text{máx}}| &= 6451.3 \text{ kg-m (x = 2.5 m)} \\ M(x) &= 1541.3 + 2238.7x - 3227.1x^2/2 \\ |M_{\text{máx}}| &= 2946.7 \text{ kg-m (x = 2.5 m)} \\ V(x) &= 2238.7 - 3227.1x \\ |V_{\text{máx}}| &= 5829.1 \text{ kg (x = 2.5 m)} \end{aligned}$$

muros 7 y 9 I'-I:

$$\begin{aligned} T(x) &= -3339.2 + 417x \\ |T_{\text{máx}}| &= 3339.2 \text{ kg-m} \\ M(x) &= -3008.6 + 5427.7x - 3227.1x^2/2 \\ |M_{\text{máx}}| &= 3008.6 \text{ kg-m} \\ V(x) &= 5427.7 - 3227.1x \\ |V_{\text{máx}}| &= 5427.7 \text{ kg} \end{aligned}$$

b) Cisterna vacía:

Repetiendo los cálculos del inciso anterior para el caso de cisterna vacía, tenemos:

carga neta de losa: $w_n = 2850.8 \text{ kg/m}^2$, por lo que las cargas uniformemente repartidas sobre los muros son:

EJE TRAMO M		LONG.[m]	C INF.[kg/m]	C SUP. [kg/m]	C NETA.[kg/m]
I 7-9	11.947	6.00	-5676.4	5350.0	-326.4
I' 7-9	17.155	6.00	-8150.9	2473.0	-5677.9
L 7-9	8.578	6.00	-4075.7	6099.0	2023.3
7 Y 9 I-I'	1.563	2.50	-1782.3	4776.0	2993.7

De donde las fuerzas de empotramiento en el nudo inicial debidas a la carga repartida en los muros son:

EJE		Ve .[kg]
I	-979.2	-979.2
I'	-17033.7	-17033.7
L	6069.9	6069.9
7 Y 9	1559.2	3742.1

Calculando los momentos torsionantes de empotramiento para los diagramas de flexión de losa invertida para cisterna vacía (pág. 356), de acuerdo a la fórmula dada en el apéndice 1:

EJE: TRAMO		Me1.[kg-m]	L1. [m]	Me2.[kg-m]	.L2 [m]	Ta=Tb.[kg-m]
I; 7-9	6.00	-144.0	0-1.43; 4.57-6	-327.6	1.43-4.57	720.3
I'; 7-9	6.00	-17.7	0-1.43; 4.57-6	-29.4	1.43-4.57	71.5
L; 7-9	6.00	-438.3	0-1.43; 4.57-6	-730.5	1.43-4.57	1773.7
7 Y 9; I-I'	2.50	-479.8	0-2.50	-	-	599.8

Con los datos anteriores repetimos el análisis de parrilla con deformación por cortante. A continuación se muestra sólo el archivo de resultados:

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS DE PARRILLA DE MUROS, CISTERNA VACÍA:

TIT. SISTEMA DE CARGA: CASO CISTERNA VACIA
 NUM.NUDOS CARGADOS= 0 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 7
 ACC. EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS

BARRA	MXj	MYj	FZj	MXk	MYk	FZk
1	1773.800	-6069.900	6069.900	1773.800	6069.900	6069.900
2	-71.600	17033.700	-17033.700	-71.600	-17033.700	-17033.700
3	-720.400	979.200	-979.200	-720.400	-979.200	-979.200
4	-599.800	-1559.200	3742.100	-599.800	1559.200	3742.100
5	-599.800	-1559.200	3742.100	-599.800	1559.200	3742.100
6	599.800	-1559.200	3742.100	599.800	1559.200	3742.100
7	599.800	-1559.200	3742.100	599.800	1559.200	3742.100

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO:

NUDO	GIRO X	GIRO Y	TRASL Z
1	-0.89930E-04	0.34372E-04	0.00000E+00
2	0.96601E-05	-0.76979E-03	0.00000E+00
3	0.53663E-04	-0.39634E-03	0.00000E+00
4	-0.89930E-04	-0.34372E-04	0.00000E+00
5	0.96601E-05	0.76979E-03	0.00000E+00
6	0.53663E-04	0.39634E-03	0.00000E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS:

BARRA	MXj	MYj	VZj	MXk	MYk	VZk
1	1773.800	-5780.047	6069.900	1773.800	5780.047	6069.900
2	-71.600	10542.250	-17033.700	-71.600	-10542.250	-17033.700
3	-720.400	-2363.006	-979.200	-720.400	2363.006	-979.200
4	5780.047	1773.800	1881.926	-6979.647	2876.636	5602.274
5	-3562.606	-2948.236	5209.555	2363.006	-720.400	2274.646
6	-5780.047	1773.800	1881.926	6979.647	2876.636	5602.274
7	3562.606	-2948.236	5209.555	-2363.006	-720.400	2274.646

REACCIONES DE APOYOS:

NUDO	REACCION MX	REACCION MY	REACCION VZ
1	0.000	0.000	7951.826
2	0.000	0.000	-6221.872
3	0.000	0.000	1295.446
4	0.000	0.000	7951.826
5	0.000	0.000	-6221.871
6	0.000	0.000	1295.446

*****FIN DE CORRIDA*****

muro I:

$$T(x) = -720.4 + 144x + 183.6\langle x-1.43 \rangle - 183.6\langle x-4.57 \rangle$$

$$|T_{\max}| = 720.4 \text{ kg-m}$$

$$M(x) = -2363.0 - 979.2x + 326.4x^2/2$$

$$|M_{\max}| = 3831.8 \text{ kg-m (x = 3.0)}$$

$$V(x) = -979.2 + 326.4x$$

$$|V_{\max}| = 979.2 \text{ kg}$$

muro I':

$$T(x) = -71.6 + 17.7x + 11.7\langle x-1.43 \rangle - 11.7\langle x-4.57 \rangle$$

$$|T_{\max}| = 71.6 \text{ kg-m}$$

$$M(x) = 10542.3 - 17033.7x + 5677.9x^2/2$$

$$|M_{\max}| = 15008.3 \text{ kg-m (x = 3.0 m)}$$

$$V(x) = -17033.7 + 5677.9x$$

$$|V_{\max}| = 17033.7 \text{ kg}$$

muro L:

$$T(x) = 1773.8 - 438.3x - 292.2\langle x-1.43 \rangle + 292.2\langle x-4.57 \rangle$$

$$|T_{\max}| = 1773.8 \text{ kg-m}$$

$$M(x) = -5780.0 + 6069.9x - 2023.3x^2/2$$

$$|M_{\max}| = 5780.0 \text{ kg-m}$$

$$V(x) = 6069.9 - 2023.3x$$

$$|V_{\max}| = 6069.9 \text{ kg}$$

muros 7 y 9 L-I':

$$T(x) = 5780.1 + 479.8x$$

$$|T_{\max}| = 6979.6 \text{ kg-m (x = 2.5 m)}$$

$$M(x) = 1773.8 + 1881.9x - 2993.7x^2/2$$

$$|M_{\max}| = 2876.6 \text{ kg-m (x = 2.5 m)}$$

$$V(x) = 1881.9 - 2993.7x$$

$$|V_{\max}| = 5602.3 \text{ kg (x = 2.5 m)}$$

muros 7 y 9 I'-I:

$$T(x) = -3562.6 + 479.8x$$

$$|T_{\max}| = 3562.6 \text{ kg-m}$$

$$M(x) = -2948.2 + 5209.6x - 2993.7x^2/2$$

$$|M_{\max}| = 2948.2 \text{ kg-m}$$

$$V(x) = 5209.6 - 2993.7x$$

$$|V_{\max}| = 5209.6 \text{ kg}$$

muro I:

$$\begin{aligned}
 T(x) &= -720.4 + 144x + 183.6\langle x-1.43 \rangle - 183.6\langle x-4.57 \rangle \\
 |T_{\text{máx}}| &= 720.4 \text{ kg-m} \\
 M(x) &= -2363.0 - 979.2x + 326.4x^2/2 \\
 |M_{\text{máx}}| &= 3831.8 \text{ kg-m (x = 3.0)} \\
 V(x) &= -979.2 + 326.4x \\
 |V_{\text{máx}}| &= 979.2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

muro I':

$$\begin{aligned}
 T(x) &= -71.6 + 17.7x + 11.7\langle x-1.43 \rangle - 11.7\langle x-4.57 \rangle \\
 |T_{\text{máx}}| &= 71.6 \text{ kg-m} \\
 M(x) &= 10542.3 - 17033.7x + 5677.9x^2/2 \\
 |M_{\text{máx}}| &= 15008.3 \text{ kg-m (x = 3.0 m)} \\
 V(x) &= -17033.7 + 5677.9x \\
 |V_{\text{máx}}| &= 17033.7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

muro L:

$$\begin{aligned}
 T(x) &= 1773.8 - 438.3x - 292.2\langle x-1.43 \rangle + 292.2\langle x-4.57 \rangle \\
 |T_{\text{máx}}| &= 1773.8 \text{ kg-m} \\
 M(x) &= -5780.0 + 6069.9x - 2023.3x^2/2 \\
 |M_{\text{máx}}| &= 5780.0 \text{ kg-m} \\
 V(x) &= 6069.9 - 2023.3x \\
 |V_{\text{máx}}| &= 6069.9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

muros 7 y 9 L-I':

$$\begin{aligned}
 T(x) &= 5780.1 + 479.8x \\
 |T_{\text{máx}}| &= 6979.6 \text{ kg-m (x = 2.5 m)} \\
 M(x) &= 1773.8 + 1881.9x - 2993.7x^2/2 \\
 |M_{\text{máx}}| &= 2876.6 \text{ kg-m (x = 2.5 m)} \\
 V(x) &= 1881.9 - 2993.7x \\
 |V_{\text{máx}}| &= 5602.3 \text{ kg (x = 2.5 m)}
 \end{aligned}$$

muros 7 y 9 I'-I:

$$\begin{aligned}
 T(x) &= -3562.6 + 479.8x \\
 |T_{\text{máx}}| &= 3562.6 \text{ kg-m} \\
 M(x) &= -2948.2 + 5209.6x - 2993.7x^2/2 \\
 |M_{\text{máx}}| &= 2948.2 \text{ kg-m} \\
 V(x) &= 5209.6 - 2993.7x \\
 |V_{\text{máx}}| &= 5209.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

A continuación se presenta una comparación de los elementos mecánicos obtenidos del análisis de los muros como parrilla (correspondiente al método de losa invertida) y los del método de placa sobre fundación elástica:

a) Cisterna llena:

MURO	Tors. Parr. [kg-m]	*Tors.P.F.E. [kg-m]	Flex.Parr. [kg-m]	Flex.P.F.E. [kg/ml]	Cort.Parr [kg]	**Cort.P.F.E. [kg]
I	475.8	2511.7	2296.6	1500.0	1251.3	742.3
I'	61.9	3105.0	10956.0	1487.0	13830.9	473.8
L	1541.3	1100.0	6098.3	2612.0	7671.3	508.9
7,9 L-I'	6451.0	1215.0	2946.7	972.7	5829.1	1459.0
7,9 I'-I	3339.2	1361.0	3008.6	3759.0	5427.7	1356.9

* Los momentos torsionantes de L, 7 y 9 se obtuvieron como los momentos flexionantes de la placa en torno al eje paralelo al muro en cada caso; mientras que en los muros I e I' se obtuvieron como la diferencia de los momentos flexionantes de placa en torno al eje X (ver diseño por flexocompresión).

** Las fuerzas cortantes de I, I' y L se obtienen de multiplicar las f. cortantes de placa en direcc. X (actuantes en el plano normal al eje X) [kg/ml] por el ancho del muro (0.25 m); mientras que para los muros 7 y 9 se obtienen similarmente con las correspondientes del diagrama de cortantes en Y.

b) Cisterna vacía:

MURO	Tors. Parr.	*Tors.P.F.E.	Flex.Parr.	Flex.P.F.E.	Cort.Parr	**Cort.P.F.E.
I	720.4	2328.5	3831.8	1456.0	979.2	699.0
I'	71.6	3002.0	15008.3	1518.0	17033.7	480.9
L	1773.8	1192.0	5780.0	2397.0	6069.9	658.8
7,9 L-I'	6979.6	1206.0	2876.6	1059.0	5602.3	1404.5
7,9 I'-I	3562.6	1283.0	2948.2	3452.0	5209.6	1829.5

Comparando los métodos se observa que para torsión el análisis de parrilla da mayores valores en los ejes L, 7 y 9; mientras que en los ejes I e I' da menores valores.

Para la flexión el análisis de parrilla da mayores valores en todos los casos, excepto en los tramos 7,9 I'-I.

En el cortante el mismo método dio valores mayores para todos los ejes.

Se debe tener presente que para el análisis de los muros de cisterna, ninguno de estos dos métodos se puede tomar como superior al otro, ya que el análisis de parrilla no considera el comportamiento del suelo ni la rigidez de la placa-base, además de que se consideran sólo apoyos en los cruces de muros; mientras que el análisis de placa sobre fundación elástica no considera la rigidez a flexión ni a cortante, sólo supone rigidez infinita a torsión ya que son empotramientos ideales a los tableros de placa adyacentes.

Para completar el diseño por flexotorsión y cortante de los muros, se realizará el diseño tomando como más representativos los resultados del análisis de parrilla, ya que al menos este considera las rigideces de los elementos que se desean diseñar.

Debido a que los armados por flexión serán simétricos y los de torsión y cortante uniformes en cada muro, sólo emplearemos los valores absolutos para revisar la sección armada por flexocompresión vertical, complementando el armado vertical y añadiendo el horizontal:

Obteniendo la envolvente de los casos de cisterna llena y vacía los elementos mecánicos de trabajo son:

MURO	Torsión [kg-m]	Flexión [kg-m]	Cortante [kg]
I	720.4	3831.8	1251.3
I'	71.6	15008.3	17033.7
L	1773.8	6098.3	7671.3
7,9 L-I'	6979.6	2946.7	5829.3
7,9 I'-I	3562.6	3008.6	5427.7

Factorizando los valores por el valor 1.4 (combinación de c. muerta + c. viva) obtenemos los elementos mecánicos de diseño:

MURO	Torsión. [kg-m]	Flexión. [kg-m]	Cortante. [kg]
I	1008.6	5364.5	1751.8
I'	100.2	21011.6	23847.2
L	2483.3	8537.6	10739.8
7,9 L-I'	9771.4	4125.4	8161.0
7,9 I'-I	4987.6	4212.0	7598.8

Diseño por flexión:

Refuerzo mínimo:

(1) El área mínima de acero de tensión para secciones rectangulares se obtiene como:

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d_{\text{máx}}$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.a)

$$d_{\text{máx}} = 0.9 \times 100 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 24 \times 90 = 5.69 \text{ cm}^2$$

⇒ 8 vs. no. 3, o 4 vs. no. 4 y 1 vs. no. 3

Refuerzo complementario en las paredes de vigas:

(1) En vigas con peraltes mayores a 75 cm, se proporcionará refuerzo longitudinal por cambios volumétricos en sus paredes de acuerdo a las NTC-Conc. secc. 3.10.

(1) NTC-Concreto secc. 4.1.3

refuerzo mínimo por cambios volumétricos en las paredes de la viga expuesta a intemperie y donde se requiera buen aspecto del concreto:

$$a_s \text{ [cm}^2\text{/cm]} = 1.5 \times 1.5 \times \frac{660 \times x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

x_1 = ancho de la viga

$$A_s = 1.5 \times 1.5 \times \frac{660 \times 24}{4200 \times 124} \times 100 = 6.84 \text{ cm}^2$$

⇒ 2 capas con: 5 vs. no. 3 distribuidas en el peralte de la viga.

Refuerzo máximo:

(2) El área máxima de acero de tensión será el 75% la correspondiente al de falla balanceada:

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b \text{ d}_{mín} + A_s \text{ comp.}$$

(2) NTC-Concreto secc. 2.1.2.b)

$$d_{mín} = 0.5 \times 100 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10200} \times 24 \times 50 + A_s \text{ comp.} = 17.1 \text{ cm}^2 + A_s \text{ comp.}$$

⇒ 24 vs. no. 3, o 14 vs. no. 4. (más el acero de compresión)

Viga I:

$$l_{libre}/h = (600-24)/100 = 5.76 > 2.5 \Rightarrow \text{diseño a flexión como viga normal}$$

Eligiendo el refuerzo mínimo simétrico:

Acero de tensión y compresión: 4 vs. no. 4 y 1 vs. no. 3

$$A_s = 4 \times 1.27 \text{ cm}^2 + 0.713 \text{ cm}^2 = 5.793 \text{ cm}^2$$

Ver diagramas de armado de cada sección al final del diseño.

distancia de varillas superiores al centroide de A:

$$d_c = \frac{2 \times 1.27 \times 12.2}{5.793} = 5.35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d' = 3 + 5.35 = 8.65 \text{ cm} ; d = 100 - 5.35 = 94.65 \text{ cm}$$

Empleando el programa del apéndice 2 para obtener el momento resistente de la sección rectangular doblemente armada:

ARCHIVO DE DATOS PARA CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE VIGA I:

250, 24, 94.65, 8.35, 4200, 0, 1
5.793, 5.793

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE VIGA I:

INTERACCION CARGA AXIAL-MOMENTO FLEX. PARA SECC. RECTANGULAR
CALCULO DE COORD. (PR-MR) PARA EXCENRICIDAD DADA
Programa: F. Javier Espino Rodriguez.

Fc= 250. kg/cm2
b= 24.00000 cm
d= 94.65000 cm
d*= 8.35000 cm
Fy= 4200.00000 kg/cm2
Tipo de solucion= 0
Cant. de Problemas= 1

Num. prob.= 1
ac. tension = 5.79300
ac. compre.= 5.79300

C= 47.32500 CM	P=-154.46880 TON	M= 64.85873 TON-M	EX= -0.420 M
C= 23.66250 CM	P= -75.39643 TON	M= 31.68122 TON-M	EX= -0.420 M
C= 11.83125 CM	P= -24.51386 TON	M= 23.24767 TON-M	EX= -0.948 M
C= 5.91563 CM	P= 19.32548 TON	M= 21.92674 TON-M	EX= 1.135 M
C= 8.87344 CM	P= -6.68265 TON	M= 22.42269 TON-M	EX= -3.355 M
CN= 7.96665 CM	PR= 0.00000 TON	MR= 17.86169 TON-M	EX=***** M

Tenemos que $MR = 17.862 \text{ ton-m} > Mu = 5.365 \text{ ton-m}$

∴ la sección de refuerzo horizontal mínimo se acepta.

Viga I':

Libbre/h = (600-24)/100 = 5.76 > 2.5 ⇒ diseño a flexión como viga normal

Debido a que el momento resistente de la sección mínima: $M_R = 17.862 \text{ t-m}$ <
 $M_u = 21.012 \text{ t-m}$, aumentaremos el área de acero:

Sea A_s : 7 vs. no. 4 (ver figura 4.59)

$A_s = 4 \times 1.27 = 8.89 \text{ cm}^2$

distancia de varillas superiores al centroide de A_s :

$$dc = \frac{2.54 \times (8.1 + 16.2)}{8.89} = 6.94 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d' = 6.94 + 3 = 9.94 \text{ cm} ; d = 100 - 6.94 = 93.06 \text{ cm}$$

Empleando nuevamente el programa para obtener el momento resistente de la sección:

ARCHIVO DE DATOS PARA CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE VIGA I':

250, 24, 93.06, 9.94, 4200, 0, 1
 8.890, 8.890

ARCHIVO DE RESULTADOS DEL CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE VIGA I':

INTERACCION CARGA AXIAL-MOMENTO FLEX. PARA SECC. RECTANGULAR
 CALCULO DE COORD. (PR-MR) PARA EXCENTRICIDAD DADA
 Programa: F. Javier Espino Rodriguez.

Fc= 250. kg/cm2

b= 24.00000 cm

d= 93.06000 cm

de= 9.94000 cm

Fy= 4200.00000 kg/cm2

Tipo de solucion= 0

Cant. de Problemas= 1

Num. prob.= 1

ac. tension = 8.89000

ac. compre.= 8.89000

C= 46.53000 CM	P=-151.87390 TON	M= 73.43551 TON-M	EX= -0.484 M
C= 23.26500 CM	P= -69.14938 TON	M= 40.73094 TON-M	EX= -0.589 M
C= 11.63250 CM	P= -8.39132 TON	M= 33.18476 TON-M	EX= -3.955 M
C= 5.81625 CM	P= 55.69176 TON	M= 31.69785 TON-M	EX= 0.569 M
C= 8.72437 CM	P= 16.29386 TON	M= 32.88952 TON-M	EX= 2.019 M
CM= 10.52744 CM	PR= 0.00000 TON	MR= 26.40314 TON-M	EX=***** M

Obtenemos: $M_R = 26.403 \text{ ton-m} > M_u = 21.012 \text{ ton-m}$

∴ Se acepta el armado para la viga I'.

Viga L:

$L_{libre}/h = (600-24)/100 = 5.76 > 2.5 \rightarrow$ diseño a flexión como viga normal

eligiendo el armado mínimo: $M_R = 17.862 \text{ ton-m} > M_u = 8.538 \text{ ton-m}$

Vigas 7 y 9 tramo L-I':

$L_{libre}/h = (250-24)/100 = 2.26 < 2.5 \rightarrow$ diseño a flexión como viga diafragma (1):

Debido a que $M_u = 4.125 \text{ ton-m} < M_R$ para la sección de refuerzo mínimo, supongamos:

$A_s = 5.793 \text{ cm}^2$.

Sin embargo las hipótesis de diseño hasta ahora empleadas (NTC-Concreto secc. 2.1.1) para flexión, no son válidas con relaciones L/h menores a 2.5.

(1) como:

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.793}{24 \times 94.65} = 0.0026 < 0.008$$

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

donde:

F_R : factor de resistencia = 0.9

z : brazo del par interno

siendo para claros continuos:

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.2.e)

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L_{libre}}{h}) h \quad \text{si } 1.0 < \frac{L_{libre}}{h} < 2.5$$

$$\rightarrow z = (0.3 + 0.2 \times 2.26) \times 100 = 75.2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_R = 0.9 \times 5.793 \times 4200 \times 75.2 = 1646695 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 16.467 \text{ ton-m} > M_u = 4.125 \text{ ton-m}$$

(2) El refuerzo se distribuirá de la siguiente forma:

El refuerzo obtenido con el momento (positivo) máximo se prolongará en todo el claro. Si hay uniones deberán quedar cerca de los apoyos intermedios. Debe anclarse de manera que pueda desarrollar en los paños de los apoyos, no menos del 80% de la esfuerzo de fluencia. Se distribuirá uniformemente en una altura de:

(2) NTC-Concreto secc. 4.1.4.II)

$$(0.2 - 0.5 \frac{L_{\text{libre}}}{h}) h = (0.2 - 0.05 \times 2.26) \times 100 = 8.7 \text{ cm}$$

$$\text{y no mayor que: } 0.2 L = 0.2 \times (250-24) = 45.2 \text{ cm}$$

a partir de la base de la viga.

Al menos la mitad del refuerzo calculado por flexión negativa en los apoyos (el mismo), debe prolongarse en todo el claro adyacente al apoyo; el resto se puede interrumpir a una distancia del paño mayor o igual a 0.4 Libre.

Además el refuerzo negativo sobre los apoyos deberá repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga: una porción correspondiente a:

$$0.5 \left(\frac{L_{\text{libre}}}{h} - 1 \right) A_s = 0.5 \cdot (2.26 - 1) \cdot 5.793 = 3.65 \text{ cm}^2 = 3 \text{ vs. no. } 4$$

distribuidas uniformemente en una franja de ancho: $0.2h = 0.2 \times 100 = 20 \text{ cm}$, a partir del paño superior de la viga; y el resto $(2.143 \text{ cm}^2 \cong 3 \text{ vs. no. } 3)$ repartidos uniformemente en otra franja adyacente de ancho $0.6h = 60 \text{ cm}$.

Ver diagramas de armado en la figura 4.59.

Vigas 7 y 9 tramo I'-I:

Debido a que tiene la misma relación Libre/h que las del tramo L-I', y en este caso: $M_u = 4.212 \text{ ton-m} < M_R = 16.467 \text{ ton-m}$ de la viga L-I', elegimos la misma sección.

Diseño por Cortante:

Viga I:

(1) Como la relación $L/h = 6.0/1.0 = 6 > 5 \Rightarrow$ se diseña como viga común y además:

$h = 100 \text{ cm} \geq 70 \text{ cm} \Rightarrow$ se reduce la resistencia al 70%

$h/b = 100/24 = 4.17 < 6 \Rightarrow$ no hay reducción en la resistencia

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{5.793}{24 \times 94.7} = 0.00255 < 0.01 \Rightarrow \text{se considera la razón de refuerzo}$$

La resistencia a cortante de la sección de concreto V_{cr} es:

$$V_{cr} = 0.7 F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.5.a).1.

$$\rightarrow V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times (0.2 + 30 \times 2.55 \times 10^{-3}) \sqrt{200} = 4976.3 \text{ kg.}$$

Como:

$$V_u = 1.251 \text{ ton} < V_{CR} = 4.976 \text{ ton}$$

\rightarrow la separación máxima necesaria de estribos sería de: $(d/2) \cong 47 \text{ cm}$

Viga I':

Como cumplen las mismas condiciones que para la viga I, tenemos

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8.89}{24 \times 93.1} = 0.00398 < 0.01 \rightarrow$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 24 \times 93.1 \times (0.2 + 30 \times 3.98 \times 10^{-3}) \sqrt{200} = 5653.5 \text{ kg}$$

Como:

$$V_u = 23.847 \text{ ton} > V_{CR} = 5.654 \text{ ton}$$

(1) \therefore Se requiere refuerzo por tensión diagonal, dado a una separación s_v :

$$s_v = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

donde:

A_v = área transversal de estribos (2 ramas) comprendido a una distancia s_v .

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.5.b).

$$A_v = 2 \times 0.713 = 1.426 \text{ cm}^2$$

$$s_v = \frac{0.8 \times 1.426 \times 4200 \times 93.1}{23847 - 5654} = 24.5 \text{ cm} < \frac{0.8 \times 1.426 \times 4200}{3.5 \times 24} = 57.0 \text{ cm}$$

Como los estribos se fijaron @ 12 cm ($<$ @ 24.5 cm), en el diseño a flexocompresión del muro, se acepta el armado con estribos @ 12 cm

Viga L:

Como esta sección tiene el mismo refuerzo por flexión que la viga I y por lo tanto la misma resistencia V_{CR} , pero:

$$V_{CR} = 4.976 \text{ ton} < V_u = 7.671 \text{ ton}$$

\therefore al igual que la viga I', requiere refuerzo por tensión diagonal:

con $d = 94.7$ cm

$$s_v = \frac{0.8 \times 1.426 \times 4200 \times 94.7}{7671 - 4976} = 168.4 \text{ cm} < \frac{0.8 \times 1.426 \times 4200}{3.5 \times 24} = 57.0 \text{ cm}$$

pero como:

$$V_u = 7671 \text{ kg.} < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 38571 \text{ kg.}$$

$s_v \leq d/2 = 47$ cm Y como el refuerzo por flexocompresión se fijo @ 12 cm, se acepta la sección.

Vigas 7 y 9 tramo L-I':

(1) Siendo $L/h = 2.5 < 4$, y como las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} será:

$$V_{cr} = 0.7 \times 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c} \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{V d} \right) \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

donde:

M = momento flexionante de trabajo en la sección analizada.

V = fuerza cortante de trabajo en la sección analizada.

Con: $3.5 - 2.5 M/(V d) > 1$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.5.a).1.

$$3.5 - 2.5 \times \frac{2946.7 \text{ kg-m}}{5829.3 \text{ kg} \times 0.95 \text{ m}} = 2.170$$

$$\Rightarrow V_{cr} = 0.7 \times 0.5 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times \sqrt{200} \times 2.170 = 19529.6 \text{ kg.} < 1.5 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times \sqrt{200} = 38570.7 \text{ kg}$$

Como:

$$V_{cr} = 19.530 \text{ ton} > V_u = 8.161 \text{ ton}$$

sólo se requiere refuerzo @ $d/2 = @ 47$ cm, quedando cubierto por el refuerzo a flexocompresión con estribos @ 12 cm

Vigas 7 y 9 tramo I'-I:

Estando en el mismo caso que las vigas del tramo L-I':

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V d} = 3.5 - 2.5 \times \frac{3008.6 \text{ kg-m}}{5427.7 \text{ kg} \times 0.95 \text{ m}} = 2.041$$

$$\rightarrow V_{CR} = 0.7 \times 0.5 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times \sqrt{200} \times 2.041 = 18368.7 \text{ kg.} <$$

$$< 1.5 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times \sqrt{200} = 38570.7 \text{ kg.}$$

$$V_{CR} = 18.369 \text{ ton} > V_u = 7.599 \text{ ton}$$

∴ se acepta el refuerzo con estribos Ø 12 cm obtenido por flexocompresión.

Diseño por Torsión:

(1) Debido a que se ha considerado que la resistencia a torsión es indispensable para el equilibrio de la estructura (parrilla), para determinar el refuerzo por torsión se deberá suponer el valor de la resistencia a torsión del concreto $T_{CR} = 0$; y sólo se obtendrá diferente de cero para determinar el mínimo refuerzo por torsión, así como máximo momento torsionante de diseño T_u .

Viga I:

(1) La resistencia a torsión de la sección de concreto se evalúa como:

$$T_{CR} = 0.25 \times 0.6 \text{ FR} \sum x^2 \text{ y } \sqrt{f'c}$$

donde:

$$FR = 0.8$$

x = la menor dimensión de cada rectángulo en que se descompone la sección.

y = la mayor

siendo: $y \leq 3x$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.6.a)

$$x = 24 \text{ cm}$$

$$y = 100 \text{ pero } < 3 \times 24 = 72 \text{ cm} \rightarrow y = 72 \text{ cm}$$

$$\sum x^2 \text{ y} = 24^2 \times 72 = 41472 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow T_{CR} = 0.25 \times 0.6 \times 0.8 \times 41472 \times \sqrt{200} = 70380.3 \text{ kg-cm}$$

(2) Límite de T_u :

$$T_u \leq 1.25 T_{CR} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 \text{ FR } b \text{ d } \sqrt{f'c}} \right)^2}$$

(2) NTC-Concreto secc. 2.1.6.b).III

$$T_u = 1.009 \text{ t-m} \leq 1.25 \times 70.380 \text{ t-m} \sqrt{16 - \left(\frac{1751.8}{0.5 \times 0.8 \times 24 \times 94.7 \times \sqrt{200}} \right)^2} = 351.7 \text{ t-m}$$

∴ Se acepta el diseñar por torsión con la sección de 24 cm x 100 cm

(1) Refuerzo por torsión A_{st} :

$$A_{st} = \frac{s (T_u - T_{CR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yt}}$$

donde:

A_{st} = área transversal de una sola rama del estribo.

x_1, y_1 : lados menor y mayor del estribo medidos c.a.c.

s = separación del estribo.

f_{yt} = esfuerzo de fluencia del acero del estribo.

$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$

(1) NTC-Concreto secc. 2.1.6.b).III

recubrimiento = 3 cm

$x_1 = 24 - 2 \times 3 = 18$ cm

$y_1 = 100 - 3 = 97$ cm

NOTA: en realidad los estribos se prolongan dentro del armado de la losa base, teniendo $y_1 = 120 - 2 \times 3 = 114$ cm, pero no se considera la contribución de la losa en este caso, ya que sólo se tratan de diseñar los muros como vigas dejando $y_1 = 97$ cm

$$\Rightarrow \Omega = 0.67 + 0.33 \times 97/18 = 2.45 \Rightarrow 1.5$$

Como se debe revisar la resistencia de estribos por la suma de cortante y torsión, manejaremos en forma implícita el área de estribos necesaria por torsión A_{st} , a una separación s dada:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{1009}{0.8 \times 1.5 \times 18 \times 97 \times 4200} = 1.15 \times 10^{-4} \text{ (1 rama)}$$

mientras que para cortante se solicita el refuerzo mínimo ($s = d/2$):

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{2 \times 0.713}{47} = 3.0340 \times 10^{-2} \text{ (2 ramas)}$$

sumando:

$$0.5 \frac{A_{sv}}{s} + \frac{A_{st}}{s} = 0.01529 \text{ (1 rama)}$$

(2) El área de estribos por torsión y cortante A_{svt}^* no deberá ser menor a:

$$\frac{A_{svt}^*}{s} = \frac{4 T_{CR}}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yt}} \text{ (1 rama)}$$

(2) NTC-Concreto secc. 2.1.6.b).I

$$\frac{A_{svt}^*}{s} = \frac{4 \times 70380.3}{0.8 \times 1.5 \times 18 \times 97 \times 4200} = 0.0320 \text{ (1 rama)}$$

$$\rightarrow s_{\max} \text{ (por torsión y cortante)} = \frac{0.713}{0.032} = 22 \text{ cm} \therefore \text{se acepta } s = 12 \text{ cm}$$

(ii) Refuerzo longitudinal por torsión A_{lt} :

$$A_{lt} = \frac{2 A_{st}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yt}}{f_y}$$

donde:

f_y = esfuerzo de fluencia del refzo. longitudinal

(i) NTC-Concreto secc. 2.1.6.b).ii.

$$A_{lt} = 2 \times 1.15 \times 10^{-4} \times (18 + 97) \times \frac{4200}{4200} = 0.026 \text{ cm}^2$$

< 1 vs. no. 3 (incluida en el refuerzo por temperatura)

Viga 1':

Teniendo las mismas dimensiones la sección sólo variando $d = 93.1 \text{ cm}$, verificamos no exceder el límite de T_u :

$$T_u = 0.100 \text{ t-m} \leq 1.25 \times 70.380 \text{ t-m} \left[16 - \left(\frac{1751.8}{0.5 \times 0.8 \times 24 \times 93.1 \times \sqrt{200}} \right)^2 \right] = 351.7 \text{ t-m}$$

→ Se acepta el diseñar por torsión con la sección de $24 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$

La contribución al refuerzo por torsión será:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{100}{0.8 \times 1.5 \times 18 \times 97 \times 4200} = 1.14 \times 10^{-5} \text{ (1 rama)}$$

mientras que para el cortante:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{23847 - 5654}{0.8 \times 4200 \times 93.1} = 5.816 \times 10^{-2} \text{ (2 ramas)}$$

de donde:

$$\frac{A_{svt}}{s} = 0.5 \times 5.816 \times 10^{-2} + 1.14 \times 10^{-5} = 0.0291 \text{ (1 rama)}$$

la cual deberá ser mayor a: $\frac{A_{svt}^*}{s} = 0.0320$

→ La separación máxima de estribos requerida por torsión y cortante será:

$$s_{\max} = \frac{0.713}{0.032} = 22 \text{ cm} \therefore \text{se acepta } s = 12 \text{ cm}$$

Por ser menor A_{st}/s que para la viga I, se tiene que el refuerzo longitudinal por torsión, está incluido en el refuerzo de temperatura.

Viga L:

Teniendo los mismos parámetros que la viga I, verificamos no exceder el límite:

$$T_{um\acute{a}x} = 351.7 \text{ t-m} > T_u = 2.483 \text{ t-m}$$

La contribución al refuerzo por torsión será:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{2483}{0.8 \times 1.5 \times 18 \times 97 \times 4200} = 2.822 \times 10^{-4} \text{ (1 rama)}$$

mientras que para el cortante:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{0.713}{47} = 1.517 \times 10^{-2} \text{ (2 ramas)}$$

de donde:

$$\frac{A_{svt}}{s} = 0.5 \times 1.517 \times 10^{-2} + 2.822 \times 10^{-4} = 0.00787 \text{ (1 rama)}$$

$$\text{la cual deberá ser mayor a: } \frac{A_{svt}^*}{s} = 0.0320$$

→ La separación máxima de estribos requerida por torsión y cortante será:

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{0.713}{0.032} = 22 \text{ cm} \therefore \text{ se acepta } s = 12 \text{ cm}$$

El refuerzo longitudinal por torsión será:

$$A_{tt} = 2 \times 2.822 \times 10^{-4} \times (18 + 97) \times \frac{4200}{4200} = 0.065 \text{ cm}^2$$

< 1 vs. no. 3 (incluida en el refuerzo por temperatura).

Vigas 7 y 9 tramo L-I':

Para los mismos parámetros que los de la viga I:

Límite de T_u :

$$T_{um\acute{a}x} = 351.7 \text{ t-m} > T_u = 9.771 \text{ t-m}$$

La contribución al refuerzo por torsión será:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{9771}{0.8 \cdot 1.5 \cdot 18 \cdot 97 \cdot 4200} = 1.110 \times 10^{-3} \text{ (1 rama)}$$

mientras que para el cortante:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{0.713}{47} = 1.517 \times 10^{-2} \text{ (2 ramas)}$$

de donde:

$$\frac{A_{svt}}{s} = 0.5 \times 1.517 \times 10^{-2} + 1.110 \times 10^{-3} = 0.0087 \text{ (1 rama)}$$

$$\text{la cual deberá ser mayor a: } \frac{A_{svt}^*}{s} = 0.0320$$

→ La separación máxima de estribos requerida por torsión y cortante será:

$$s_{\max} = \frac{0.713}{0.032} = 22 \text{ cm} \therefore \text{ se acepta } s = 12 \text{ cm}$$

El refuerzo longitudinal por torsión será:

$$A_{lt} = 2 \times 1.110 \cdot 10^{-3} \times (18 + 97) \times \frac{4200}{4200} = 0.255 \text{ cm}^2$$

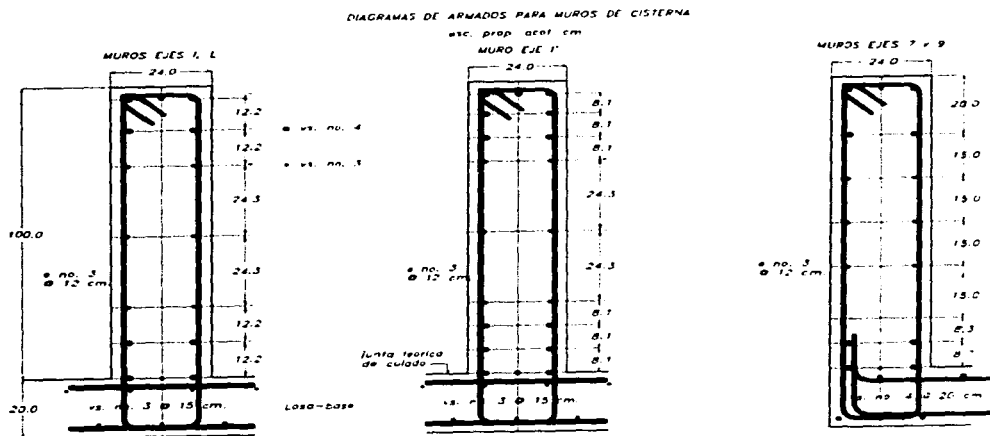
< 1 vs. no. 3 (incluida en el refuerzo por temperatura).

Vigas 7 y 9 tramo I'-I:

Dado que tienen los mismos parámetros que las vigas del tramo L-I', y los valores de $T_u = 4.988 \text{ t-m}$ y $V_u = 7.599 \text{ ton}$, son menores a los correspondientes de estas últimas, se acepta el refuerzo transversal @ 12 cm, quedando el refuerzo longitudinal por torsión (< 1 vs. no. 3) contenido en el refzo. por cambios volumétricos.

A continuación se muestran los diagramas de armado finales de cada muro diseñados por flexocompresión en sus secciones horizontales (como muros), y por flexión, torsión y cortante en su secciones verticales (como vigas).

FIGURA 4.59: DIAGRAMAS DE ARMADO PARA SECCIONES DE MUROS DE CISTERNA:



4.3) Memoria de Diseño de Nave de Bodega:

La estructura que forma la nave de bodega se compone de la siguiente forma: Una cubierta a base de Armadura tridimensional (que cubre toda la planta de la nave), soportada en sus extremos por ocho columnas metálicas armadas, a su vez apoyadas en dados de concreto ligados a muros de contención de mampostería.

El destino de la nave será el almacenamiento de productos químicos, considerando la estructura dentro del tipo B. La altura máxima de la estructura será de 10.86 m x 30 m, y la superficie (de nave) de $20.18 \times 18.0 = 363.24 \text{ m}^2 < 6000 \text{ m}^2$; por lo que corresponde al subgrupo B2, correspondiéndole para el diseño por carga vertical un factor de carga de 1.4; sin embargo para obtener una resistencia adicional, por no poder estimar el incremento de estas cargas causado por el paso del tren, el factor de carga se tomará como 1.5.

4.3.1) Diseño de Armadura tridimensional (tridilosa*) de Cubierta:

Descripción:

Armadura tridimensional metálica con uniones a base de soldadura eléctrica, con superficie total a cubrir de 435.7 m^2 a dos aguas (crube parte del patio de carga), ambas con pendiente: 17.13% ($\theta = 9.72^\circ$). Función: cubierta de nave.

Armado:

Perfiles: OC 21 x 2.77 - 40 E (Tubo redondo 1/2" diámetro nominal, cédula 40),

OC 27 x 2.87 - 40 E (Tubo redondo 3/4" diámetro nominal, cédula 40),

OC 33 x 3.38 - 40 E (Tubo redondo 1" diámetro nominal, cédula 40).

Todos en acero NOM. B-200 (A-501), Grado B, tipo E; Esfuerzo mínimo de fluencia: $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$; esfuerzo mínimo de tracción a la falla: $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$.

La armadura está formada a base de dos tipos de pirámides rectangulares hechas con los perfiles citados.

Placa unión para nodos, rectang. 10x15 cm en 6.3 mm de espesor acero NOM. B-254 (A-36); $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$.

Soldadura: electrodos tipo: E6013 y E7018 de 1/8" soldadora: Miller-300A

Método de Diseño:

El Análisis de la cubierta se hará como armadura tridimensional a través del método de las rigideces bajo las combinaciones más desfavorables que de acuerdo al R.C.D.F.-87 de acuerdo al tít. 6o., arts.: 188, 194.; $1.5(c.m. + c.v.max)$ y $0.9 c.m. + 1.1$ viento; debido a que las cargas muerta y viva son favorables a la estabilidad de la estructura. Para revisar estados límite de servicio $1.0(c.m. + c.v.med)$. El dimensionamiento se hará de acuerdo al mismo reglamento y a sus NTC-Metálicas.

* Término acuñado por el Ing. Heberto Castillo M.; creador de este tipo de estructuras.

Bajada de Cargas: combinación 1.5(c.m. + c.v.máx)

Peso de la armadura:

Proponiendo para peso máximo de la estructura todas las barras en OC 27x2.87:

w = 1.7 kg/m

Pirámide tipo I: base: 1.00 ancho x 1.05 fondo, 1.00 altura., diagonales: 1.24 m

Pirámide tipo II: base: 1.10 ancho - 1.05 fondo, 1.00 altura, diagonales: 1.26 m

LONG. BARRA [m]	CANT. BARRAS	LONG. TOT. [m]	PESO TOT. [kg]
1.00	322	322.0	548
1.10	474	521.4	886
1.05	800	840.0	1428
1.24	756	937.4	1594
1.26	840	1058.4	1799
TOTAL BARRAS	3192	3679.2	6255

Peso máximo aproximado de Nodo: 0.5 kg

Cantidad de nodos: 839

Peso total de nodos: 420 kg

Peso máximo total estimado de armadura: 6255 + 420 = 6675 kg

Peso unitario de armadura: 6675/445.2 = 15 kg/m²

Cuadro de cargas unitarias:

DESCRIPCIÓN	PESO. [kg/m ²]
LÁMINA PINTRO CAL. 24	5.0
ARMADURA	15.0
C. MUERTA	20.0
(I) C. VIVA MÁX	40.0
CARGA TOTAL	60.0

(I) RCDF-87 (tít. 6o., capít. V tabla cargas vivas unitarias)

Carga aplicada por nodo:

Nodos en superficie inferior de cubierta: 1 al 399

Nodos en superficie superior de cubierta: 400 al 839 = 439 nodos

$$\text{Carga muerta: } \frac{20 \text{ kg/m}^2 \times 445.2 \text{ m}^2}{839 \text{ nodos}} = 10.6 \text{ kg/nodo}$$

$$\text{Carga viva: } \frac{40 \text{ kg/m}^2 \times 445.2 \text{ m}^2}{439 \text{ nodos}} = 40.6 \text{ kg/nodo}$$

Carga finales de diseño aplicadas en nodos para combinación 1.5(c.m. + c.v.max):

Nodos: 1 al 399

$$F_1 = 1.5 \cdot 10.6 = 15.9 \text{ kg}$$

Nodos: 400 al 839

$$F_2 = 1.5 \times (10.6 + 40.6) = 76.8 \text{ kg}$$

Análisis:

El análisis de la estructura de cubierta se hará suponiéndola como armadura tridimensional; es decir considerando que las barras sólo son capaces de transmitir fuerzas axiales y no cortantes ni momentos en sus extremos; sin embargo esto no es exacto, ya que sobre todo en el caso de las barras diagonales, están soldadas en todo su perímetro de corte a la placa unión, transmitiendo también momentos en sus extremos; así como las barras que forman las cuerdas superior e inferior que son tramos de 12 m (continuos) de tubo, y en menor grado los separadores entre costillas que son tramos de 1.00 y 1.10 m soldados solamente en una pequeña porción de su perímetro; debiéndose resolver formalmente el problema como un marco espacial. Sin embargo debido al gran número de grados de libertad que implicaría la solución, esto es:

Para marco espacial:

$$6 \text{ g.l./nodo} \times 839 \text{ nodos} - 3 \text{ d.r.} \times 8 \text{ n.r.} = 5010 \text{ G.L.}$$

Para armadura tridimensional:

$$3 \text{ g.l./nodo} \times 839 \text{ nodos} - 3 \text{ d.r.} \times 8 \text{ n.r.} = 2493 \text{ G.L.}$$

y debido a que los perfiles elegidos tienen una rigidez axial mucho mayor que a cortante y aunque su rigidez a flexión no es baja, pero la conexión soldada no en todos los casos es en toda la sección, por lo cual despreciaremos las rigideces a flexión y cortante de la matriz de rigidez.

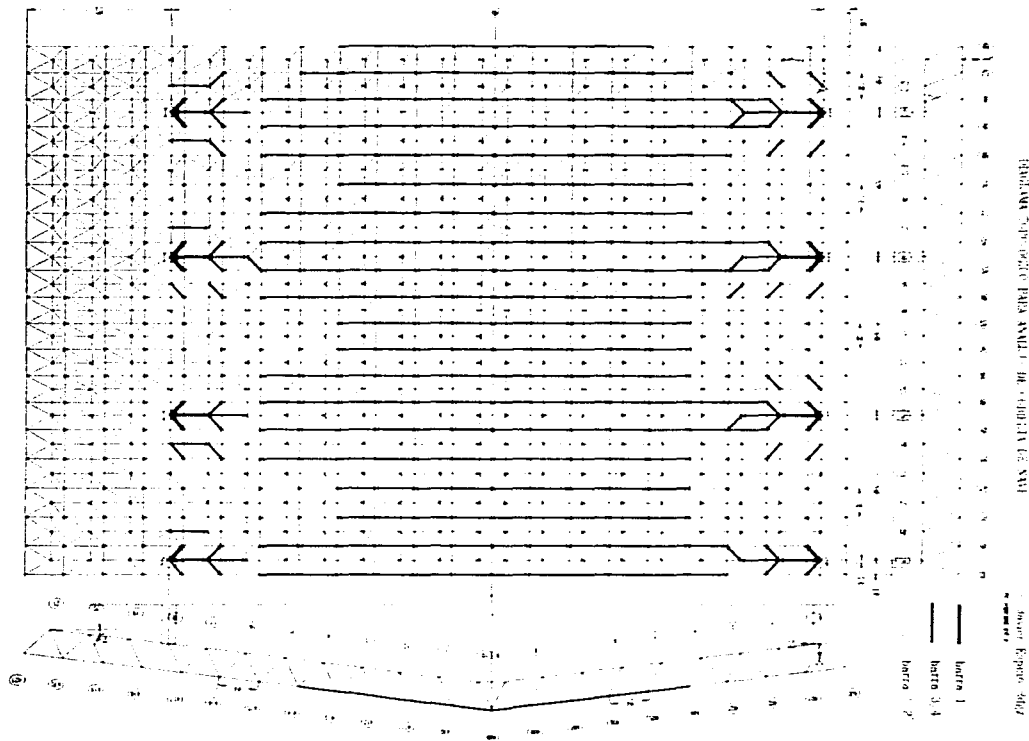
$$K_{\text{axial}} = \frac{EA}{L} = \frac{2039 \times 10^3 \times 1.61}{126} = 26053.9 \text{ kg/cm}$$

$$K_{\text{cort.}} = \frac{12EI}{L^3} = \frac{12 \times 2039 \times 10^3 \times 0.71}{(126)^3} = 8.685 \text{ kg/cm}$$

$$K_{\text{flex.}} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 2039 \times 10^3 \times 0.71}{126} = 45958 \text{ kg-cm/rad}$$

Nota: El análisis de la armadura se hará después de determinar los valores de diseño para todas las combinaciones de carga, y a través de un programa de análisis de armaduras tridimensionales (ver apéndice 6), para poder analizar en una sola corrida las diferentes condiciones de carga; y de esta manera ahorrar tiempo en la solución; resolviendo así el sistema $[K][d] = [F]$ de una vez para los distintos vectores $[F]$.

FIGURA 4.60: TOPOLOGÍA DE ARMADURA TRIDIMENSIONAL PARA CUBIERTA DE NAVE DE BODEGA



Bajada de Cargas: (0.9 c.m. + 1.1 viento)

De acuerdo a las NTC-Viento, secc. 2.2, la estructura es del tipo 1, ya que este tipo de armadura denominado "tridilosa" es una estructura comparablemente rígida con respecto de un sistema a base de armaduras planas además la relación $H/B = 10.86/18.00 = 0.60 < 5$; considerando que no varía esencialmente su geometría.

(1) Para el diseño de las estructuras tipo 1, basta tomar en cuenta los efectos estáticos del viento (empujes y succiones).

(1) NTC-Viento secc. 2.3

(2) Las presiones estáticas de diseño p se determinarán en dirección normal a la superficie considerada con una intensidad calculada de acuerdo a:

$$p = C_p C_z K P_o$$

donde:

C_p = factor de presión que depende de la forma y posición de la superficie expuesta.

C_z = factor correctivo de la altura sobre la superficie del terreno

K = factor correctivo por condición de exposición.

P_o = presión básica de diseño (30 kg/m² para estructuras tipo B).

(2) NTC-Viento, secc. 3.1

(3) Para tipo de zona B: urbana y suburbana; sitio rodeado por construcciones de mediana y baja altura; se tomarán $K = 1.0$, $a = 4.5$

Altura máxima en la cumbrera de la cubierta: 9.33 m

Para alturas menores a 10 m; se tomará:

$$C_z = 1$$

(3) NTC-Viento secc. 3.2

de donde nos queda:

$$p = 30 C_p \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Como se trata de un edificio o construcción cerrada se tomarán los siguientes coeficientes de presión:

ángulo de inclinación de la cubierta (ambas aguas) $\theta = 9.72^\circ$

SUPERFICIE	Cp	P (kg/m ²)
Techo inclinado sotavento	-0.7	-21.0
Techo inclinado barlovento	-0.8<0.040-1.6<1.8 = -0.8	-24.0
Pared barlovento	0.8	24.0
Pared sotavento	-0.5	-15.0

Para analizar los efectos del viento sobre la armadura, debemos tener en cuenta que para la dirección este-oeste la direcrtriz de la cubierta es paralela al viento, y los costados laterales (este y oeste) están cerrados (faldones verticales); mientras que en dirección norte-sur, la direcrtriz es a dos aguas aunque sin faldones, ofreciendo la mayor resistencia al viento.

Debido a que la estructura no tiene ejes de simetría, debemos realizar cuatro análisis, en cada uno el viento soplando hacia uno de los puntos cardinales.

VIENTO SENTIDO OESTE A ESTE:

área de faldón entre los edificios de talleres (oficinas) y la cubierta:
 $17.25m \times 1m / 2$ (área triangular libre) + $17 m^2$ (cara lateral armadura)
 $A = 25.63 m^2$

Fuerza en pared de barlovento: Empuje:

$F_b = 24 kg/m^2 \times 25.63 m^2 = 615.1 kg$
 Carga por nodo lateral de barlovento: (1-21 y 400-421) :
 $615.1 kg/43 nodos = 14.3 kg/nodo$ (hacia el este)
 Vector de cargas correspondiente de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.1 \times 14.3 \\ 0.9 \times -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.7 \\ -9.5 \\ 0 \end{pmatrix} kg$$

Fuerza en pared de sotavento: Succión:

$F_s = (-15 kg/m^2) \times 25.63 m^2 = -384.5 kg$
 Carga por nodo lateral de sotavento (379-399 y 818-839) :
 $384.5 kg/43 nodos = 8.9 kg/nodo$ (hacia el este)
 Vector de cargas correspondiente de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.1 \times 8.9 \\ 0.9 \times -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 9.8 \\ -9.5 \\ 0 \end{pmatrix} kg$$

VIENTO SENTIDO SUR A NORTE:

Área de barlovento (agua mayor): $12.6\text{m} \times 20.05\text{m} = 252.6 \text{ m}^2$

Fuerza en techo de barlovento: Succión :

$F_b = (-24 \text{ kg/m}^2) \times 252.6 \text{ m}^2 = -6062.4 \text{ kg}$

Carga por nodo del agua mayor de armadura:

$6062.4 \text{ kg}/260 \text{ nodos} = 23.3 \text{ kg/nodo}$. (normal al agua mayor)

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.1 \times 23.3 \cos 9.72^\circ + 0.9 \times -10.6 \\ 1.1 \times 23.3 \sin 9.72^\circ \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 15.7 \\ 4.3 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Área de sotavento (agua menor): $9.45\text{m} \times 20.05\text{m} = 189.5 \text{ m}^2$

Fuerza en techo de sotavento: Succión:

$F_s = (-15 \text{ kg/m}^2) \times 189.5 \text{ m}^2 = -2842.5 \text{ kg}$

Carga por nodo de agua menor de armadura:

$2842.5 \text{ kg}/200 \text{ nodos} = 14.2 \text{ kg/nodo}$. (normal al agua menor)

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.1 \times 14.2 \cos 9.72^\circ - 0.9 \times 10.6 \\ 1.1 \times -14.2 \sin 9.72^\circ \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 5.9 \\ -2.6 \end{pmatrix}$$

VIENTO SENTIDO ESTE A OESTE:

Carga por nodo lateral de barlovento (379-399 y 818-839): 14.3 kg/nodo

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.1 \times -14.3 \\ 0.9 \times -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -15.7 \\ -9.5 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Carga por nodo lateral de barlovento: (1-21 y 400-421) : 8.9 kg/nodo

Vector de cargas correspondiente de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.1 \times -8.9 \\ 0.9 \times -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -9.8 \\ -9.5 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

VIENTO SENTIDO NORTE A SUR:

Fuerza en techo de barlovento: succión:

$$F_b = (-24 \text{ kg/m}^2) \times 189.5 \text{ m}^2 = -4548.0 \text{ kg}$$

Carga por nodo de agua menor de armadura:

$$4548.0 \text{ kg}/200 \text{ nodos} = 22.7 \text{ kg/nodo. (normal al agua menor)}$$

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.1 \times 22.7 \cos 9.72^\circ + 0.9 \times -10.6 \\ 1.1 \times -22.7 \sin 9.72^\circ \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 15.1 \\ -4.2 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Fuerza en techo de sotavento: succión:

$$F_a = (-15 \text{ kg/m}^2) \times 252.6 \text{ m}^2 = -3789.0 \text{ kg}$$

Carga por nodo del agua mayor de armadura:

$$3789 \text{ kg}/260 \text{ nodos} = 14.6 \text{ kg/nodo. (normal al agua mayor)}$$

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.1 \times 14.6 \cos 9.72^\circ + 0.9 \times -10.6 \\ 1.1 \times 14.6 \sin 9.72^\circ \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 6.3 \\ 2.7 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Bajada de Cargas: 1.0(c.m. + c.v.med)

Cuadro de cargas unitarias:

DESCRIPCIÓN	PESO. (kg/m ²)
LÁMINA PINTRO CAL. 24	5.0
ARMADURA	15.0
C. MUERTA	20.0
(I) C. VIVA MED.	5.0
CARGA TOTAL	25.0

(1) RCDF-87 tit. 6o., capít. V tabla cargas vivas unitarias

Carga aplicada por nodo:

$$\text{Carga muerta: } \frac{20 \text{ kg/m}^2 \times 445.2 \text{ m}^2}{839 \text{ nodos}} = 10.6 \text{ kg/nodo}$$

$$\text{Carga viva: } \frac{5 \text{ kg/m}^2 \times 445.2 \text{ m}^2}{439 \text{ nodos}} = 5.1 \text{ kg/nodo}$$

Carga finales de diseño aplicadas en nodos para combinación 1.0(c.m. + c.v.med):

Nodos: 1 al 399

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.0 \times -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -10.6 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

Nodos: 400 al 839

Vector de cargas correspondientes de diseño:

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.0 \times -10.6 + 1.0 \times -5.1 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ -15.7 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

A continuación se listan los archivos resumidos de datos y resultados del análisis realizados através del método de las rigideces, mediante un programa de computadora para análisis de armaduras tridimensionales (ver apéndice 6).

Nota: la topología analizada es un modelo refinado resultante de un análisis previo de la estructura (empleando barras acordes a la carga que soportan); sin embargo por simplicidad y estando del lado de la seguridad, el peso propio se toma como si toda la armadura fuera a base de tubo de OC 27x2.87.

ARCHIVO DE DATOS PARA ANÁLISIS DE LA CUBIERTA DE NAVE:

ANALISIS DE CUBIERTA DE NAVE. unid:[kg,m]
 (no. de sistemas de carga a analizar)
 6
 (barras,nodos,despl. restring.,nodos restring.,módulo elast.)
 3192, 839, 24, 8, 2039E3
 (coord. de nodos)
 1, 0, 0, 0
 2, 0, 0.177, 1.035
 3, 0, 0.354, 2.070
 :
 21, 0, -0.532, 20.355
 :
 43, 2, 0, 0 (apoyo 1)
 :
 60, 2, 0, 17.25 (apoyo 2)
 :
 148, 7.5, 0, 0 (apoyo 3)
 :
 165, 7.5, 0, 17.25 (apoyo 4)
 :
 274, 13.5, 0, 0 (apoyo 5)
 :
 291, 13.5, 0, 17.25 (apoyo 6)
 :
 379, 19, 0, 0 (apoyo 7)
 :
 396, 19, 0, 17.25 (apoyo 8)
 :
 400, -0.5, 0.897, -0.686
 401, -0.5, 1.074, 0.349
 :
 409, -0.5, 2.492, 8.625
 :
 421, -0.5, 0.365, 21.047
 :
 839, 19.55, 0.365, 21.047
 (numeración de barras)
 1, 1,2,0.161E-3
 2, 2,3,0.161E-3
 :
 41, 43,44,0.319E-3
 42, 44,45,0.215E-3
 :
 380, 398,399,0.161E-3
 381, 1,22,0.161E-3
 382, 22,43,0.161E-3
 :

758, 378,399,0.161E-3
 759, 400,401,0.161E-3
 760, 401,402,0.161E-3
 ⋮
 764, 405,406,0.215E-3
 ⋮
 1178, 838,839,0.161E-3
 1179, 400,422,0.161E-3
 1180, 422,444,0.161E-3
 ⋮
 1596, 817,839,0.161E-3
 1597, 400,1,0.161E-3
 1598, 1,401,0.161E-3
 ⋮
 1639, 422,1,0.161E-3
 1640, 1,423,0.161E-3
 ⋮
 1765, 444,43,0.161E-3
 1766, 43,445,0.319E-3
 1767, 445,44,0.161E-3
 1768, 44,446,0.215E-3
 ⋮
 3192, 399,839,0.161E-3
 (restricc. de apoyos)
 43, 1,1,1
 60, 1,1,1
 148, 1,1,1
 165, 1,1,1
 274, 1,1,1
 291, 1,1,1
 379, 1,1,1
 396, 1,1,1
 (nodos cargados, barras cargadas; cond. 1.5(c.m. + c.v.m4x))
 839, 0
 (cargas en nodos)
 1,0,-15.9,0
 ⋮
 399,0,-15.9,0
 400,0,-76.8,0
 ⋮
 839,0,-76.8,0
 (nodos cargados, barras cargadas; cond. 0.9 c.m.+ 1.1 vientoeste)
 839, 0
 (cargas en nodos)
 1,15.7,-9.5,0
 ⋮
 21,15.7,-9.5,0
 22,0,-9.5,0
 ⋮
 379,9.8,-9.5,0
 :

399,9.8,-9.5,0
400,15.7,-9.5,0
⋮
421,15.7,-9.5,0
422,0,-9.5,0
⋮
818,9.8,-9.5,0
⋮
839,9.8,-9.5,0
(nodos cargados, barras cargadas; cond. 0.9 c.m.+ 1.1 vientoeste)
839,0
(cargas en nodos)
1,-9.8,-9.5,0
⋮
21,-9.8,-9.5,0
22,0,-9.5,0
⋮
379,-15.7,-9.5,0
⋮
399,-15.7,-9.5,0
400,-9.8,-9.5,0
⋮
421,-9.8,-9.5,0
422,0,-9.5,0
⋮
818,-15.7,-9.5,0
⋮
839,-15.7,-9.5,0
(nodos cargados, barras cargadas; cond. 0.9 c.m.+ 1.1 viento norte)
839,0
(cargas en nodos)
1,0,-9.5,0
⋮
399,0,-9.5,0
400,0,5.9,-2.6
⋮
408,0,5.9,-2.6
409,0,31.1,1.7
410,0,15.7,4.3
⋮
421,0,15.7,4.3
⋮
422,0,5.9,-2.6
⋮
431,0,31.1,1.7
⋮
443,0,15.7,4.3
⋮
839,0,15.7,4.3
(nodos cargados, barras cargadas; cond. 0.9 c.m.+ 1.1 viento sur)
839,0

(cargas en nodos)

1.0,-9.5,0

⋮

399.0,-9.5,0

400.0,15.1,-4.2

⋮

408.0,15.1,-4.2

409.0,30.9,-1.5

410.0,6.3,2.7

⋮

421.0,6.3,2.7

⋮

422.0,15.1,-4.2

⋮

431.0,30.9,-1.5

⋮

443.0,6.3,2.7

⋮

839.0,6.3,2.7

(nodos cargados, barras cargadas; cond. 1.0(c.m. + c.v.med))

839. 0

(cargas en nodos)

1.0,-10.6,0

⋮

399.0,-10.6,0

400.0,-15.7,0

⋮

839.0,-15.7,0

F I N

Debido a que el archivo de resultados es demasiado extenso (5 discos de 1.44 MB c/u), primero determinaremos la resistencia a carga axial de las tres secciones elegidas, para las longitudes de barras empleadas; y de esta manera asignar la sección correspondiente a cada barra de acuerdo a su carga axial resultante.

Procediendo de acuerdo a las NTC-estructuras metálicas primero determinamos el tipo al que pertenece cada sección:

SECCIÓN D x t	DIAM.NOM.	W (kg/m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	r (cm)	D/t
21 x 2.77	1/2"	1.27	1.61	0.71	0.66	7.581
27 x 2.87	3/4"	1.69	2.15	1.55	0.85	9.408
33 x 3.38	1"	2.50	3.19	3.64	1.07	9.767

(1) Si se cumple la relación $D/t < 132000/F_y$ la sección es tipo I (admite diseño plástico).

(1) NTC-Metálicas secc.2.3.2 y 2.3.5

$132000/2520 = 52.38 > D/t$ ∴ se permite el diseño plástico de las tres secciones.

Diseño por tensión:

Área neta efectiva A_e

(2) Dado que las uniones de barras son a través de soldadura, aunque no en todo su perímetro:

$$A_e = U A_t$$

siendo:

A_t = área total de la sección

U = coeficiente de reducción de área

(2) NTC-Metálicas secc. 2.1.3

Para nuestro caso: $U = 0.85$

SECCIÓN D nominal	A_e (cm ²)
1/2"	1.37
3/4"	1.83
1"	2.71

Resistencia a tensión:

(3) La resistencia a tensión estará dada por el menor de los resultados siguientes:

a) Estado límite de flujo Plástico en toda la sección:

$$R_{tp} = A_t F_y F_{RI}$$

(3) NTC-Metálicas secc. 3.1.2

(1) b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_{tr} = A_e F_u F_{Rz}$$

siendo:

$$F_{R1} = 0.9$$

$$F_{R2} = 0.75$$

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia del material

F_u = esfuerzo mínimo de ruptura a tensión

(1) NTC-Metálicas secc. 3.1.2

teniendo:

$$F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2; F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN diám. nominal	Rtp [kg]	Rtf [kg]
1/2"	3651	4192
3/4"	4876	5600
1"	7235	8292

Resistencia a Compresión:

relaciones de esbeltez máxima: $(KL/r)_{\min}$

Para una barra de armadura: $k=1.0$ y las longitudes máximas de barras propuestas:

SECC. diám. nom.	L=1.05	L=1.26
1/2"	159.1	190.9
3/4"	123.5	148.2
1"	98.1	117.8

(2) La resistencia a compresión se tomará de acuerdo a la comparación de las relaciones de esbeltez y el valor $(KL/r)_c$

Si $KL/r \geq (KL/r)_c$

$$\Rightarrow R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} \text{ At } F_R$$

Si $KL/r < (KL/r)_c$

$$\Rightarrow R_c = \text{At } F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2[(KL/r)_c]^2} \right] F_R$$

donde:

$$F_R = 0.85$$

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y}$$

(2) NTC-Metálicas secc. 3.2.2.1

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{2520} = 126.3$$

Aplicando la expresión correspondiente; obtenemos en el mismo orden de la tabla anterior la resistencia a compresión R_c [kg]:

SECC. diám. nom.	L=1.05	L=1.26
1/2"	1087.8	755.5
3/4"	2403.6	1674.1
1"	4771.8	3860.9

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE LA CUBIERTA DE NAVE:

Resumiendo el listado a los resultados de barras con su carga máxima de diseño (de entre las 5 combinaciones analizadas) cuando es superior a la carga resistente para la sección OC con diámetro nominal de 1/2" y misma relación de esbeltez:

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
37	38	39	1.05	-1307	3/4"
41	43	44	1.05	-4396	1"
42	44	45	1.05	-2259	3/4"
56	58	59	1.05	-2203	3/4"
57	59	60	1.05	-4125	1"
77	80	81	1.05	-1325	3/4"
137	143	144	1.05	-1232	3/4"
141	148	149	1.05	-4265	1"
142	149	150	1.05	-2203	3/4"
156	163	164	1.05	-2100	3/4"
157	164	165	1.05	-3939	1"
261	274	275	1.05	-4088	1"
262	275	276	1.05	-2063	3/4"
276	289	290	1.05	-2016	3/4"
277	290	291	1.05	-3873	3/4"
297	311	312	1.05	-1213	3/4"
357	374	375	1.05	-1167	3/4"
361	379	380	1.05	-3444	1"
362	380	381	1.05	-1988	3/4"
376	394	395	1.05	-2100	3/4"
377	395	396	1.05	-3519	1"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
764	405	406	1.05	-1381	3/4"
765	406	407	1.05	-1549	3/4"
766	407	408	1.05	-1643	3/4"
767	408	409	1.05	-1652	3/4"
768	409	410	1.05	-1633	3/4"
769	410	411	1.05	-1587	3/4"
770	411	412	1.05	-1456	3/4"
771	412	413	1.05	-1260	3/4"
784	426	427	1.05	-1493	3/4"
785	427	428	1.05	-1745	3/4"
786	428	429	1.05	-1904	3/4"
787	429	430	1.05	-1969	3/4"
788	430	431	1.05	-1941	3/4"
789	431	432	1.05	-1913	3/4"
790	432	433	1.05	-1885	3/4"
791	433	434	1.05	-1755	3/4"
792	434	435	1.05	-1540	3/4"
793	435	436	1.05	-1241	3/4"
803	446	447	1.05	-1615	3/4"
804	447	448	1.05	-1932	3/4"
805	448	449	1.05	-2119	3/4"
806	449	450	1.05	-2240	3/4"
807	450	451	1.05	-2296	3/4"
808	451	452	1.05	-2305	3/4"
809	452	453	1.05	-2240	3/4"
810	453	454	1.05	-2203	3/4"
811	454	455	1.05	-2165	3/4"
812	455	456	1.05	-2072	3/4"
813	456	457	1.05	-1913	3/4"
814	457	458	1.05	-1680	3/4"
815	458	459	1.05	-1372	3/4"
824	468	469	1.05	-1587	3/4"
825	469	470	1.05	-1923	3/4"
826	470	471	1.05	-2137	3/4"
827	471	472	1.05	-2268	3/4"
828	472	473	1.05	-2343	3/4"
829	473	474	1.05	-2352	3/4"
830	474	475	1.05	-2287	3/4"
831	475	476	1.05	-2249	3/4"
832	476	477	1.05	-2212	3/4"
833	477	478	1.05	-2109	3/4"
834	478	479	1.05	-1941	3/4"
835	479	480	1.05	-1699	3/4"
836	480	481	1.05	-1372	3/4"
846	491	492	1.05	-1213	3/4"
847	492	493	1.05	-1596	3/4"
848	493	494	1.05	-1876	3/4"
849	494	495	1.05	-2063	3/4"
850	495	496	1.05	-2137	3/4"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
851	496	497	1.05	-2119	3/4"
852	497	498	1.05	-2091	3/4"
853	498	499	1.05	-2044	3/4"
854	499	500	1.05	-1904	3/4"
855	500	501	1.05	-1661	3/4"
856	501	502	1.05	-1325	3/4"
857	502	503	1.05	-1089	3/4"
868	514	515	1.05	-1437	3/4"
869	515	516	1.05	-1745	3/4"
870	516	517	1.05	-1941	3/4"
871	517	518	1.05	-2044	3/4"
872	518	519	1.05	-2035	3/4"
873	519	520	1.05	-2016	3/4"
874	520	521	1.05	-1960	3/4"
875	521	522	1.05	-1811	3/4"
876	522	523	1.05	-1559	3/4"
889	536	537	1.05	-1577	3/4"
890	537	538	1.05	-1857	3/4"
891	538	539	1.05	-2044	3/4"
892	539	540	1.05	-2128	3/4"
893	540	541	1.05	-2109	3/4"
894	541	542	1.05	-2081	3/4"
895	542	543	1.05	-2035	3/4"
896	543	544	1.05	-1895	3/4"
897	544	545	1.05	-1652	3/4"
898	545	546	1.05	-1307	3/4"
899	546	547	1.05	-1088	3/4"
908	556	557	1.05	-1540	3/4"
909	557	558	1.05	-1876	3/4"
910	558	559	1.05	-2091	3/4"
911	559	560	1.05	-2231	3/4"
912	560	561	1.05	-2315	3/4"
913	561	562	1.05	-2333	3/4"
914	562	563	1.05	-2277	3/4"
915	563	564	1.05	-2231	3/4"
916	564	565	1.05	-2203	3/4"
917	565	566	1.05	-2091	3/4"
918	566	567	1.05	-1923	3/4"
919	567	568	1.05	-1680	3/4"
920	568	569	1.05	-1363	3/4"
929	578	579	1.05	-1587	3/4"
930	579	580	1.05	-1895	3/4"
931	580	581	1.05	-2091	3/4"
932	581	582	1.05	-2221	3/4"
933	582	583	1.05	-2296	3/4"
934	583	584	1.05	-2305	3/4"
935	584	585	1.05	-2249	3/4"
936	585	586	1.05	-2212	3/4"
937	586	587	1.05	-2175	3/4"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
938	587	588	1.05	-2072	3/4"
939	588	589	1.05	-1904	3/4"
940	589	590	1.05	-1671	3/4"
941	590	591	1.05	-1372	3/4"
952	602	603	1.05	-1540	3/4"
953	603	604	1.05	-1801	3/4"
954	604	605	1.05	-1969	3/4"
955	605	606	1.05	-2044	3/4"
956	606	607	1.05	-2055	3/4"
957	607	608	1.05	-1997	3/4"
958	608	609	1.05	-1941	3/4"
959	609	610	1.05	-1801	3/4"
960	610	611	1.05	-1577	3/4"
961	611	612	1.05	-1269	3/4"
962	612	613	1.05	-1089	3/4"
973	624	625	1.05	-1307	3/4"
974	625	626	1.05	-1587	3/4"
975	626	627	1.05	-1773	3/4"
976	627	628	1.05	-1867	3/4"
977	628	629	1.05	-1876	3/4"
978	629	630	1.05	-1848	3/4"
979	630	631	1.05	-1792	3/4"
980	631	632	1.05	-1643	3/4"
981	632	633	1.05	-1409	3/4"
994	646	647	1.05	-1297	3/4"
995	647	648	1.05	-1577	3/4"
996	648	649	1.05	-1764	3/4"
997	649	650	1.05	-1848	3/4"
998	650	651	1.05	-1857	3/4"
999	651	652	1.05	-1829	3/4"
1000	652	653	1.05	-1773	3/4"
1001	653	654	1.05	-1633	3/4"
1002	654	655	1.05	-1088	3/4"
1015	668	669	1.05	-1512	3/4"
1016	669	670	1.05	-1764	3/4"
1017	670	671	1.05	-1913	3/4"
1018	671	672	1.05	-1988	3/4"
1019	672	673	1.05	-1969	3/4"
1020	673	674	1.05	-1932	3/4"
1021	674	675	1.05	-1885	3/4"
1022	675	676	1.05	-1764	3/4"
1023	676	677	1.05	-1549	3/4"
1024	677	678	1.05	-1251	3/4"
1034	688	689	1.05	-1577	3/4"
1035	689	690	1.05	-1876	3/4"
1036	690	691	1.05	-2053	3/4"
1037	691	692	1.05	-2156	3/4"
1038	692	693	1.05	-2212	3/4"
1039	693	694	1.05	-2212	3/4"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
1040	694	695	1.05	-2147	3/4"
1041	695	696	1.05	-2109	3/4"
1042	696	697	1.05	-2081	3/4"
1043	697	698	1.05	-1988	3/4"
1044	698	699	1.05	-1839	3/4"
1045	699	700	1.05	-1633	3/4"
1046	700	701	1.05	-1353	3/4"
1055	710	711	1.05	-1568	3/4"
1056	711	712	1.05	-1857	3/4"
1057	712	713	1.05	-2035	3/4"
1058	713	714	1.05	-2147	3/4"
1059	714	715	1.05	-2203	3/4"
1060	715	716	1.05	-2203	3/4"
1061	716	717	1.05	-2147	3/4"
1062	717	718	1.05	-2100	3/4"
1063	718	719	1.05	-2072	3/4"
1064	719	720	1.05	-1979	3/4"
1065	720	721	1.05	-1829	3/4"
1066	721	722	1.05	-1740	3/4"
1067	722	723	1.05	-1335	3/4"
1078	734	735	1.05	-1493	3/4"
1079	735	736	1.05	-1736	3/4"
1080	736	737	1.05	-1895	3/4"
1081	737	738	1.05	-1969	3/4"
1082	738	739	1.05	-1951	3/4"
1083	739	740	1.05	-1923	3/4"
1084	740	741	1.05	-1876	3/4"
1085	741	742	1.05	-1745	3/4"
1086	742	743	1.05	-1521	3/4"
1087	743	744	1.05	-1223	3/4"
1099	756	757	1.05	-1288	3/4"
1100	757	758	1.05	-1568	3/4"
1101	758	759	1.05	-1755	3/4"
1102	759	760	1.05	-1857	3/4"
1103	760	761	1.05	-1857	3/4"
1104	761	762	1.05	-1839	3/4"
1105	762	763	1.05	-1783	3/4"
1106	763	764	1.05	-1633	3/4"
1107	764	765	1.05	-1391	3/4"
1120	778	779	1.05	-1353	3/4"
1121	779	780	1.05	-1633	3/4"
1122	780	781	1.05	-1829	3/4"
1123	781	782	1.05	-1913	3/4"
1124	782	783	1.05	-1913	3/4"
1125	783	784	1.05	-1885	3/4"
1126	784	785	1.05	-1839	3/4"
1127	785	786	1.05	-1699	3/4"
1128	786	787	1.05	-1456	3/4"
1140	799	800	1.05	-1456	3/4"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
1141	800	801	1.05	-1745	3/4"
1142	801	802	1.05	-1960	3/4"
1143	802	803	1.05	-2081	3/4"
1144	803	804	1.05	-2109	3/4"
1145	804	805	1.05	-2063	3/4"
1146	805	806	1.05	-2025	3/4"
1147	806	807	1.05	-2007	3/4"
1148	807	808	1.05	-1904	3/4"
1149	808	809	1.05	-1717	3/4"
1150	809	810	1.05	-1437	3/4"
1161	821	822	1.05	-1633	3/4"
1162	822	823	1.05	-1885	3/4"
1163	823	824	1.05	-2044	3/4"
1164	824	825	1.05	-2128	3/4"
1165	825	826	1.05	-2137	3/4"
1166	826	827	1.05	-2081	3/4"
1167	827	828	1.05	-2044	3/4"
1168	828	829	1.05	-2025	3/4"
1169	829	830	1.05	-1932	3/4"
1170	830	831	1.05	-1773	3/4"
1171	831	832	1.05	-1549	3/4"
1172	832	833	1.05	-1241	3/4"

1682	22	423	1.24	-756	3/4"
1684	23	424	1.24	-887	3/4"
1713	38	438	1.24	-821	3/4"
1766	43	445	1.24	-2791	1"
1768	44	446	1.24	-1335	3/4"
1770	45	447	1.24	-765	3/4"
1797	59	460	1.24	-1213	3/4"
1799	60	461	1.24	-2837	1"
1808	43	467	1.26	-2753	1"
1810	44	468	1.26	-1391	3/4"
1812	45	469	1.26	-793	3/4"
1839	59	482	1.26	-1241	3/4"
1841	60	483	1.26	-2781	1"
1892	64	489	1.26	-756	3/4"
1894	65	490	1.26	-868	3/4"
1923	80	504	1.26	-812	3/4"
2186	148	555	1.26	-2520	1"
2188	149	556	1.26	-1241	3/4"
2217	164	570	1.26	-1083	3/4"
2219	165	571	1.26	-2511	1"
2228	148	577	1.24	-2865	1"
2230	149	578	1.24	-1400	3/4"
2232	150	579	1.24	-812	3/4"
2259	164	592	1.24	-1251	3/4"
2261	165	593	1.24	-2884	1"
2312	169	599	1.24	-887	3/4"

BARRA	NODO J	NODO K	LONGITUD	NX (- COMPRESION)	SECC. ASIG.
2314	170	600	1.24	-924	3/4"
2343	185	614	1.24	-859	3/4"
2345	186	615	1.24	-803	3/4"
2606	253	665	1.24	-756	3/4"
2608	254	666	1.24	-821	3/4"
2690	274	687	1.24	-2688	1"
2692	275	688	1.24	-1279	3/4"
2721	290	702	1.24	-1157	3/4"
2723	291	703	1.24	-2781	1"
2732	274	709	1.26	-2707	1"
2734	275	710	1.26	-1307	3/4"
2763	290	724	1.26	-1213	3/4"
2765	291	725	1.26	-2875	1"
2816	295	731	1.26	-793	3/4"
2818	296	732	1.26	-831	3/4"
2847	311	746	1.26	-812	3/4"
2849	312	747	1.26	-756	3/4"
3110	379	797	1.26	-1717	1"
3112	380	798	1.26	-1129	3/4"
3114	381	799	1.26	-765	3/4"
3141	395	812	1.26	-1017	3/4"
3143	396	813	1.26	-1773	1"
3152	379	819	1.26	-980	3/4"
3183	395	834	1.26	-784	3/4"
3185	396	835	1.26	-1045	3/4"

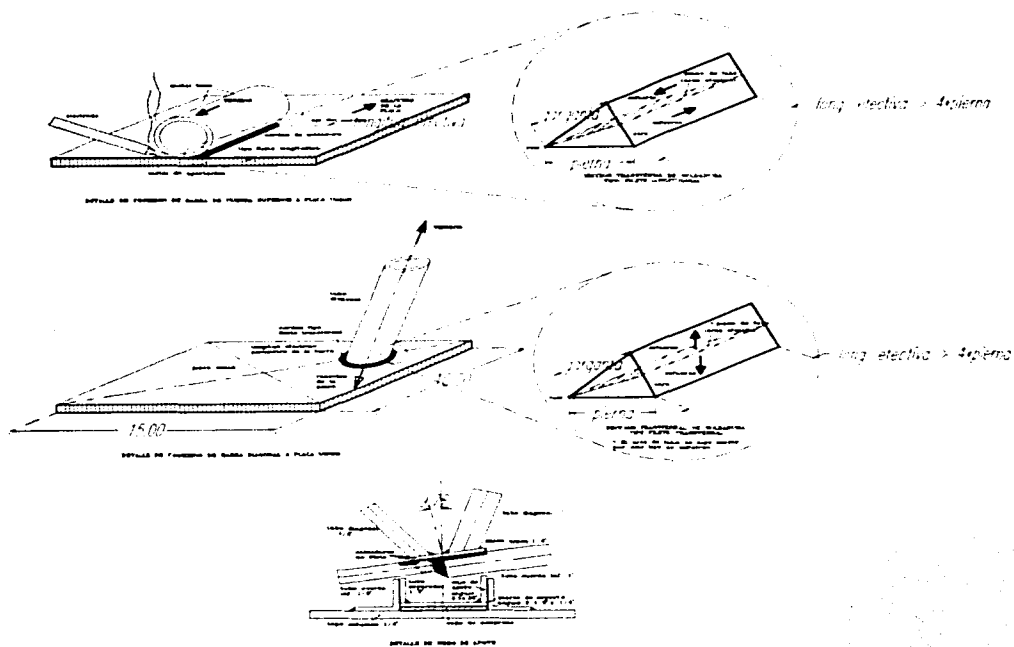
REACCIONES DE APOYOS:

NODO	FX	FY	FZ
43	-445	4251	6854
60	-245	6078	-6909
148	614	4103	6674
165	471	5774	-6739
274	165	4235	6431
291	372	6297	-6502
379	-455	2377	4527
396	-477	3228	-4335

***** F I N *****

De acuerdo al listado anterior, todas las barras resisten las cargas de diseño obtenidas; además se observa que sólo aparecen las barras a compresión, ya que todos los miembros sujetos a tensión resisten con barras OC de 1/2". En la figura 4.61 se muestra el detalle de unión con soldadura de las barras a la placa unión:

FIGURA 4.61: DIAGRAMA DE CONEXIONES DE BARRAS A PLACA UNIÓN MEDIANTE SOLDADURA:
PARA ARMADURA DE CUBIERTA:



Diseño de Conexiones en Armaduras:

Estructuras tipo 2: Son aquellas formadas por conexiones que permiten giros relativos y transmiten la totalidad de las fuerzas normales y cortantes resistentes, pero no más del 20% de los momentos resistentes de los miembros que la forman (1)

(1) NTC-Metálicas secc. 1.3

(2) Las conexiones de estructuras del tipo 2, o las formadas por barras que transmitan cargas axiales calculadas (armaduras), deben ser capaces de resistir al menos una fuerza de diseño de 5000 kg

(2) NTC-Metálicas secc. 5.1.1

NOTA: El Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero *Man-IMCA* (R28), especifica una carga de diseño de 3000 kg para el mismo caso de conexiones mínimas (3); mientras que para el caso específico de armaduras se pide que las conexiones desarrollen las fuerzas producidas por las cargas de diseño; pero no menos del 50% de la capacidad efectiva del miembro (4)

(3) Man-IMCA tomo I secc. 1.15.1

(4) Man-IMCA tomo I secc. 1.15.7

(5) Las conexiones de armadura se considerarán como flexibles y por tanto sólo se diseñarán para resistir los cortantes que resulten en la unión.

(5) NTC-Metálicas secc. 5.1

Aunque las NTC-Estructuras Metálicas indican que las conexiones se dimensionarán para a manera de que su resistencia de diseño sea al menos igual que la sollicitación de diseño correspondiente determinada mediante el análisis estructural bajo cargas de diseño; se prefiere dimensionar las conexiones considerando la capacidad efectiva de las barras a conectar, ya que en caso de presentarse una sollicitación adicional y ocurra una redistribución de fuerzas, la falla no se presente en la conexión sino en la barra, lo que ayudaría a que la falla total de la armadura sea dúctil.

Capacidad máxima a tensión de barras T_{max} :

SECCIÓN	T_{max} (KGI)
1/2"	4192
3/4"	5600
1"	8292

Diseño de conexiones soldadas:

(1) El esfuerzo resistente de una soldadura está dada por el menor de los sig. resultados:

$$FR1 F_e ; FR2 F_{MB}$$

donde:

FR1 = factor de resistencia para el metal de aportación

FR2 = " " " " " " base

F_e = resistencia nominal del metal del electrodo (F_{EXX})

F_{MB} = " " " " " " base.

(1) NTC-Metálicas secc. 5.2.5

(2) Para soldadura tipo filete, las NTC-Metálicas la clasifican como sigue:

FORMA DE TRABAJO DEL FILETE	MATERIAL	F _R	RESISTENCIA NOMINAL F _{MB} Ó F _S
CORTANTE EN ÁREA EFECTIVA	ELECTRODO METAL BASE*	0.75	0.60 F _{EXX}
TENSIÓN O COMPRESIÓN PARALELA AL EJE DE LA SOLDADURA **	METAL BASE	0.90	F _y

(*) El diseño del metal base queda regido por la parte de las NTC-Metálicas que sea aplicable a cada caso particular

(**) Las soldaduras de filete que unen entre sí componentes de miembros compuestos se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión ó compresión paralelos a los ejes de la soldadura que hay en los elementos al conectarlos.

(2) NTC-Metálicas tabla 5.2.3

Límites para el tamaño de la soldadura tipo filete:

(3) La longitud mínima de pierna de la soldadura queda determinada por la más gruesa de las partes que se unen, aunque no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos lo justifiquen.

Para uniones de elementos con espesor de hasta 6.3 mm, la pierna mínima de la sección será de 3.2 mm (obtenida con una pasada empleando electrodo de 1/8").

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete será cuando menos cuatro veces su tamaño nominal (pierna); ni menor que la separación entre filetes longitudinales paralelos. La separación entre filetes longitudinales no será mayor de 20 cm

(3) NTC-Metálicas secc. 5.2.8 a-g)

(4) El esfuerzo mínimo de fluencia especificado (nominal) para soldadura E70xx es de 4000 kg/cm²; empleando electrodos tipo E7018 para las uniones de acero A-36 y A-501 (mismo esfuerzo de fluencia que el A-36).

(4) NTC-Metálicas secc. 5.2.2.1

Barras cuerdas superior e inferior:

Este tipo de barras tienen una longitud máxima efectiva de 5 cm a cada lado de la barra, con soldadura de filete longitudinal, mientras que la carga axial de la barra le provoca esfuerzo cortante puro s a la sección efectiva del filete, por lo que se diseñará con un esfuerzo permisible τ_p :

$$\tau_p = F_R / F_a$$

$$\tau_p = 0.75 \times [0.6 \times 4000 \text{ kg/cm}^2] = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Conociendo la longitud efectiva, obtendremos el tamaño de la soldadura (pierna); calculando el esfuerzo resultante máximo $s_{m\acute{a}x}$ causado en la sección efectiva:

$$\tau_p \geq s_{m\acute{a}x} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{L_e g_e}$$

de modo que la garganta mínima de la soldadura está dada por:

$$g_{e\text{mín}} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{L_e \tau_p}$$

en este tipo de unión (barras de cuerdas superior e inferior) la sección transversal del filete es un triángulo con el vértice de la raíz agudo; considerando como límite para este un ángulo de 60°, tenemos un triángulo equilátero; de manera que si la pierna de la soldadura es a ; la garganta efectiva valdrá:

$$g_e = a \cos 30^\circ = 0.866 a$$

de donde:

$$a = \frac{g_{e\text{mín}}}{0.866}$$

obteniendo el tamaño de la soldadura a en múltiplos de 1/16":

$$N = \text{entero superior} \left(\frac{g_{e\text{mín}}}{0.866 \times 0.158 \text{ cm/dieciseisavo de pulgada}} \right)$$

tenemos para cada sección:

SECCIÓN NOMINAL BARRA	T _{máx} [kg]	τ _p [kg/cm ²]	L _e [cm]	g _{e mín} [cm]	TAMAÑO FILETE NECESARIO
1/2"	5000	1800	10.0	0.278	1/8"
3/4"	5600	1800	10.0	0.311	3/16"
1"	8292	1800	10.0	0.461	1/4"

Barras diagonales:

Dado que las barras diagonales se sueldan en todo su perímetro a la placa unión, este será igual a la longitud efectiva máxima de la soldadura correspondiente (en realidad el corte es elíptico); siendo la soldadura en este caso de tipo transversal. La carga axial de la barra provoca un esfuerzo resultante combinado (cortante y normal) en la sección efectiva, que es más uniforme a lo largo del cordón a diferencia del filete longitudinal, haciéndole aproximadamente una tercera parte más resistente que el segundo; sin embargo se adopta el mismo esfuerzo permisible en la mayoría de los códigos de diseño (1).

(1) McCormack, J. "Diseño de Estructuras Metálicas". Alfaomega, 1991. secc. 11-9

Como el diseño de la conexión es sólo a cortante; el esfuerzo permisible τ_p de la conexión será el mismo que el empleado para filete longitudinal (esto es equivalente a considerar el esfuerzo de cortante de diseño mayor al real);

Debido a que el filete es transversal; la sección de la soldadura se tomará como un triángulo rectángulo, de modo que la relación entre la garganta efectiva y la pierna de la sección será:

$$a = \frac{g_e \text{ mín}}{\cos 45^\circ}$$

O bién el tamaño de la soldadura en múltiplos de 1/16"

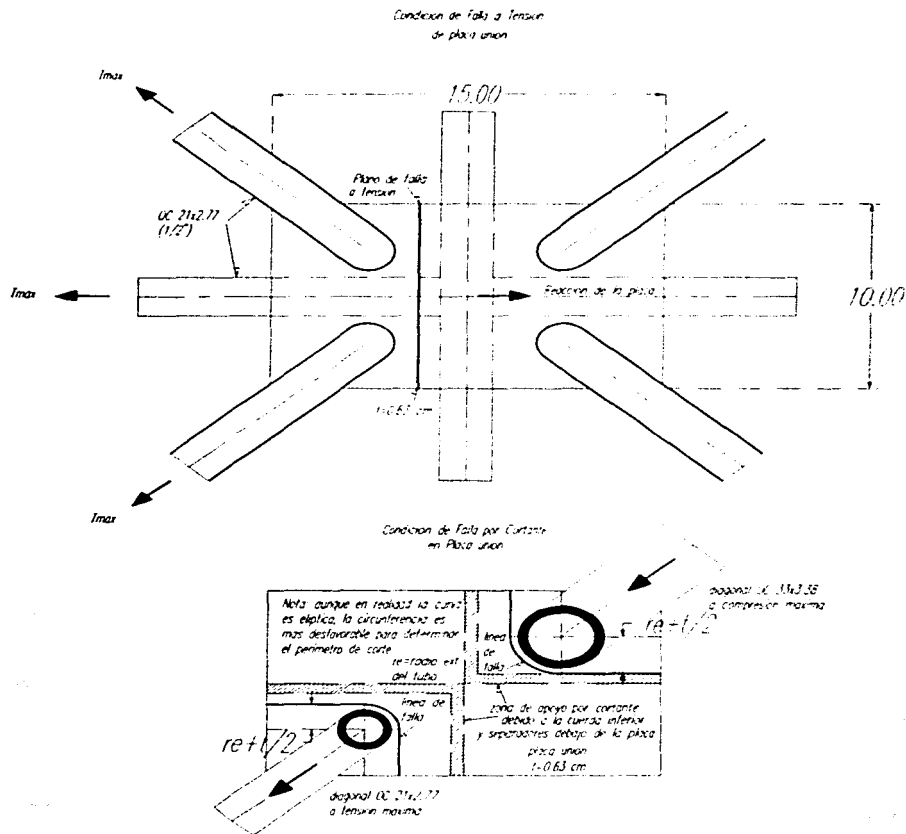
$$N = \text{entero superior} \left(\frac{g_e \text{ mín}}{0.7071 \times 0.158 \text{ cm/dieciseisavo de pulg.}} \right)$$

De este modo calculamos el tamaño del filete necesario:

SECCIÓN NOMINAL BARRA	Tmáx (kg)	τp (kg/cm2)	Le (cm)	εmín (cm)	TAMARO FILETE NECESARIO
1/2"	5000	1800	6.6	0.421	1/4"
3/4"	5600	1800	8.5	0.366	1/4"
1"	8292	1800	10.4	0.443	1/4"

NOTA: Cabe señalar que el filete a aplicar podría hacerse empleando el electrodo del diámetro indicado para el tamaño; sin embargo como la cantidad de calor necesario para fundir un electrodo es proporcional al cuadrado de su diámetro, y los tubos a soldar tienen un espesor menor al del electrodo, se prefiere emplear un electrodo menor (E7018 de 1/8") dando varias pasadas hasta formar la garganta necesaria; para evitar derretir la unión.

FIGURA 4.62: DIAGRAMA DE TRAYECTORIAS DE FALLA PARA REVISIÓN DE PLACA UNIÓN POR CORTE Y TENSION:



Placa unión:

Para revisar la placa unión, consideramos que la conexión es flexible, por lo que revisaremos sólo para los casos de tensión y cortante.

a) Revisión por tensión:

Recordando que todas las barras con cargas máximas a tensión son de 1/2", supondremos el caso extremo en que todas las barras que llegan a un nodo actúan a toda su capacidad a tensión:

$$T_{m\acute{a}x} = 4192 \text{ kg}$$

Para un nodo hipotético de pirámide tipo II (más desfavorable), la resultante en dirección x, de la mitad de las barras del lado de la sección más corta de la placa:

Coseno director de barras diagonales con respecto al eje x = 0.4379

$$TR_{xm\acute{a}x} = 4192 \text{ kg} + 2 \times 4192 \times 0.4379 = 7863.4 \text{ kg}$$

(i) La Tensión resistente en la sección menor de la placa (10 × 0.63 cm) se obtiene de la menor:

$$R_{Tfp} = 0.9 A_t F_y ; R_{Tfr} = 0.75 A_n F_u$$

(ii) NTC-Metálicas secc.3.1.2.

Estado límite de flujo plástico:

$$R_{Tfp} = 0.9 \times 10 \times 0.63 \times 2520 \text{ kg/cm}^2 = 14288 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura:

$$R_{Tfr} = 0.75 \times 10 \times 0.63 \times 4080 \text{ kg/cm}^2 = 19278 \text{ kg}$$

$$R_T = 14288 \text{ kg}$$

$$R_{Tm\acute{i}n} = 14288 \text{ kg} > TR_{xm\acute{a}x} = 7863.4 \text{ kg}$$

b) Revisión por Cortante:

Para este caso supondremos la mayor resultante normal a la placa de entre la capacidad total a compresión de una barra diagonal de 1" y la capacidad total a tensión de una barra de 1/2"; el perímetro de corte mínimo será una escuadra formada por un cuarto de circunferencia (radio = radio ext. barra + medio espesor de la placa) con prolongaciones rectas hasta los bordes de la placa, suponiendo la barra localizada al centro del cuarto de la placa (ver figura 4.62).

b.1) Barra 1":

Capacidad de carga a compresión: 3861 kg

Coseno director de la diagonal de pirámide tipo I (más desfavorable) en dirección normal a la placa: 0.8097

Fuerza Cortante de diseño:

$$V_{\max} = 3861 \text{ kg} \times 0.8097 = 3126 \text{ kg}$$

Perímetro de corte:

$$\pi \times 3.3/4 + 15/4 + 10/4 = 8.84 \text{ cm}$$

Área de corte:

$$A_s = 8.84 \times 0.63 = 5.57 \text{ cm}^2$$

(i) El Cortante resistente (ruptura por cortante) será:

$$R_v = 0.75 (0.6 F_u) A_s$$

(i) NTC-Metálicas secc. 5.4

$$R_v = 0.75 \times 0.6 \times 4080 \text{ kg/cm}^2 \times 5.57 \text{ cm}^2 = 10227 \text{ kg}$$

$$R_v = 10227 \text{ kg} > V_{\max} = 3861 \text{ kg}$$

b.2) Barra 1/2":

Máxima capacidad de carga a tensión: 4192 kg

Fuerza cortante de diseño:

$$V_{\max} = 4192 \text{ kg} \times 0.8097 = 3394 \text{ kg}$$

Perímetro de corte:

$$\pi \times 2.1/4 + 15/4 + 10/4 = 7.9 \text{ cm}$$

Área de corte:

$$A_s = 7.9 \times 0.63 = 4.98 \text{ cm}^2$$

Cortante resistente:

$$R_v = 0.75 \times 0.6 \times 4080 \text{ kg/cm}^2 \times 4.98 \text{ cm}^2 = 9137 \text{ kg}$$

$$R_v = 9137 \text{ kg} > V_{\max} = 3394 \text{ kg}$$

∴ Las dimensiones de la placa unión son aceptables

Revisión de Marco de Apoyo para nodos:

Marco de ángulo LI de 2" x 1/4" perimetral a la placa unión de apoyo soldado exteriormente a placa tapa de columna (1/4" espesor).

Resultante horizontal de Reacciones para nodos de apoyo (fuerza cortante resultante de apoyos):

$$R_{xz} = \sqrt{R_x^2 + R_z^2}$$

para cada nodo de apoyo tenemos:

NODO	Rx [kg]	Rz [kg]	Rxz [kg]
43	445	6854	6868
60	245	6909	6913
148	614	6674	6702
165	471	6739	6755
274	165	6431	6433
291	372	6502	6512
379	455	4527	4550
396	477	4335	4361

por lo que el cortante de diseño será: $R_{xz \text{ max}} = 6913 \text{ kg}$

Longitud total del filete:

$$L_e = 2 \times [(10 + 10.2) + (15 + 10.2)] = 90.8 \text{ cm}$$

Tamaño de soldadura: 1/4" (6.3 mm); garganta efectiva:

$$g_e = 0.7071 \times 0.63 = 0.445 \text{ cm}$$

Esfuerzo permisible de soldadura de filete (electrodo E7018):

$$\tau_p = 0.75 \times 0.6 \times 4000 \text{ kg/cm}^2 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza cortante resistente del filete:

$$R_t = 90.8 \text{ cm} \times 0.445 \text{ cm} \times 1800 \text{ kg/cm}^2 = 72730 \text{ kg}$$

$$R_t = 72730 \text{ kg} > R_{xz \text{ max}} = 6913 \text{ kg}$$

∴ La soldadura resiste el cortante total

Revisión de Estado límite de Servicio:

Desplazamientos calculados para combinación: 1.0(c.m + c.v.med)

(1) Desplazamiento vertical máximo permisible en cumbrera:

$$\delta_c = L/240 + 0.5 \text{ cm}$$

$$\delta_c = 1725/240 + 0.5 = 7.68 \text{ cm}$$

Desplazamiento vertical máximo obtenido en cumbrera: -1.49 cm

$$1.49 \text{ cm} < 7.68 \text{ cm}$$

(1) Desplazamiento vertical máximo permisible en extremo del voladizo:

$$\delta_v = 2 \left[\frac{L_v}{240} + 0.5 \text{ cm} \right]$$

(1) RCDF-87 tít. 6o. capít.III Art. 184-1

$$\delta_v = 2 \times \left[\frac{379}{240} + 0.5 \right] = 4.16 \text{ cm}$$

Desplazamiento vertical máximo obtenido en voladizo: -0.46 cm

$$0.46 \text{ cm} < 4.16 \text{ cm}$$

(2) Desplazamiento relativo horizontal máximo permisible de cumbrera respecto de apoyos:

$$\delta_h = 0.012 \Delta H$$

(2) RCDF-87 tít. 6o. capít.III Art. 209

$$\delta_h = 0.012 \times 242 \text{ cm} = 1.70 \text{ cm}$$

Desplazamiento máximo horizontal obtenido en cumbrera: 0.031 cm (dir X)

$$0.031 \text{ cm} < 1.70 \text{ cm}$$

∴ No se rebasan los estados límite de servicio

4.3.2) Diseño de Cables y soportes en columnas de nave:

Descripción:

Cables formados por torones de acero, uniendo los extremos superiores de columnas (pares) para resistir el coceo de la armadura de cubierta.

Armado:

Los cables estarán sujetos mediante estrobo conectados a ángulos de soporte soldados en las placas diafragma superiores de columnas correspondientes.

Método de Diseño:

El análisis se hará considerando el peso propio del cable (catenario), más la máxima reacción horizontal en dirección Z de los apoyos. La selección se hará de acuerdo a la tabla del fabricante del cable; y el diseño del soporte de acuerdo a las NTC-Metálicas (R18).

Análisis del cable catenario:

Claro que libra el cable:

$$L = 17.25 - 0.35 = 16.90 \text{ m}$$

La componente horizontal de Tensión necesaria en el cable será la máxima reacción horizontal en dirección z de la armadura.

$$H = 6909 \text{ kg (factorizada)}/1.5 = 4606 \text{ kg}$$

De la tabla del fabricante de Cables:

DÍAMETRO NOMINAL PULGADAS	RESISTENCIA MÍNIMA RUPTURA TONELADAS METRICAS Fu	PESO UNITARIO KG/M	AREA METÁLICA CM ²
3/8	5.9	0.36	0.419
1/2	10.4	0.62	0.768
5/8	16.3	0.97	1.174

Eligiendo apriori un cable de 1/2" con w = 0.62 kg/m

Empleando las ecuaciones que gobiernan el análisis de Cables catenarios (R32). La ordenada del punto O al sistema de referencia es:

$$C = H/w$$

$$C = \frac{4606}{0.62} = 7429.032$$

mientras que la ordenada del apoyo del cable está dado por:

$$y = C \cosh \frac{L/2}{C}$$

$$y = 7429.032 \cosh \left[\frac{16.90/2}{7429.032} \right] = 7429.037$$

la flecha del cable será:

$$f = y - C$$

$$f = 7429.037 - 7429.032 = 0.005 = 5 \text{ mm}$$

La componente vertical de la tensión en el apoyo del cable será:

$$v = w L / 2$$

$$V = 0.62 \text{ kg/m} \times \frac{16.90 \text{ m}}{2} = 5.239 \text{ kg}$$

La resultante de tensión en el apoyo del cable será:

$$T = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$T = \sqrt{5.239^2 + 4606^2} = 4606.003 \text{ kg}$$

factorizando:

$$T_u = 4606.003 \times 1.5 = 6909.005$$

El factor de resistencia del cable se tomará como 0.75, ya que el valor tabulado corresponde al estado límite de ruptura (RS).

$$R_t = 0.75 F_u$$

$$T_R = 0.75 \times 10400 \text{ kg} = 7800 \text{ kg}$$

NOTA: Como el acero de los alambres del cable es estirado en frío, no tiene un punto de fluencia definido y no se diseña por flujo plástico; de donde:

$$T_R = 7800 \text{ kg} > T_u = 6909 \text{ kg}$$

∴ se acepta el diámetro del cable

El cable se sujetará alrededor de los ojillos mediante prensas (llamadas perros); los ojillos a su vez se unen con los estrobos (argollas con perno), y estas se sujetan a los soportes de columnas (ver figura 4.64); llevando en uno de los extremos un templador para poder tensar el cable. Estos aditamentos van de acuerdo al diámetro del cable, y están diseñados para resistir la tensión total del mismo por lo que no se revisarán.

Diseño del soporte de columna:

El soporte del cable consiste en un tramo de 10 cm de ángulo L1 de 63.5 x 6.3 mm de acero A-36, con un barreno de 25.4 mm (necesario para que entre el estrobo) en un lado, y soldado a la columna en el otro.

$$A_t = 10 \times 0.63 = 6.3 \text{ cm}^2$$

(1) El área neta será:

$$A_n = (10 - 2.5) \times 0.63 = 4.725 \text{ cm}^2$$

(1) NTC-Metálicas secc. 2.1.2

(2) El área neta efectiva será:

$$A_e = U A_n = 0.75 A_n = 3.544$$

(3) Se debe cumplir que:

$$A_n \leq 0.85 A_t = 5.355 \text{ cm}^2$$

(3) NTC-Metálicas secc. 2.1.4

Por tensión:

Estado límite de fractura:

$$R_{tf} = 0.75 A_e F_u$$

$$R_{tf} = 0.75 \times 3.544 \text{ cm} \times 4080 \text{ kg/cm}^2 = 10843 \text{ kg}$$

Estado límite de flujo plástico:

$$R_{tp} = 0.9 A_n F_y$$

$$R_{tp} = 0.9 \times 4.725 \text{ cm}^2 \times 2520 \text{ kg/cm}^2 = 10716 \text{ kg}$$

$$R_t = 10716 \text{ kg} > T_u = 6909 \text{ kg}$$

Por cortante:

La distancia del centro del barreno al borde del ángulo es de:

$$6.35/2 = 3.175 \text{ cm}$$

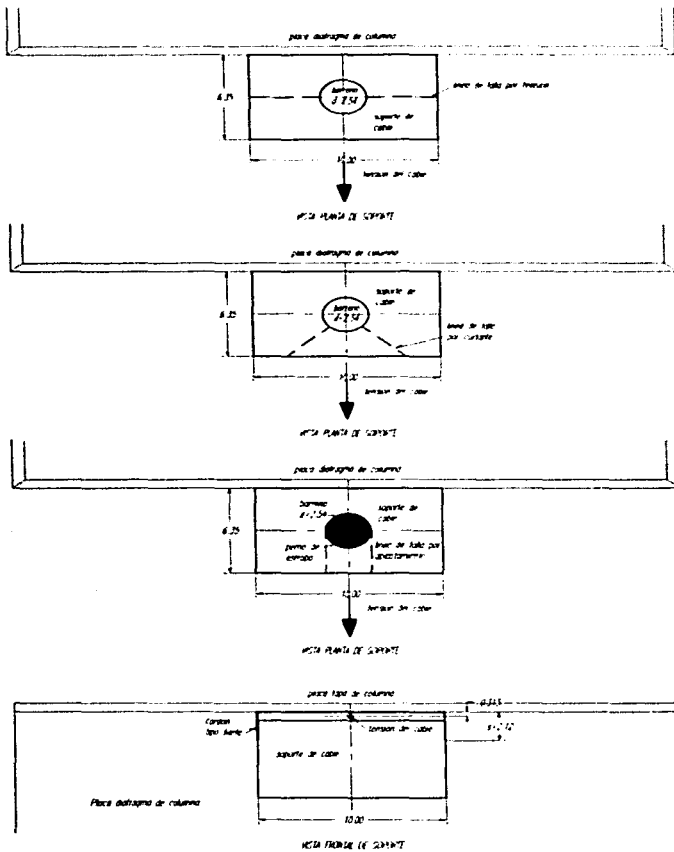
(4) Para orificios estandar de 25.4 mm esta distancia no será menor a 3.175 mm;

(4) NTC-Metálicas secc. 5.3.11

El perímetro de corte será a través de dos líneas a 45° del centro del barreno hasta el borde del ángulo:

$$2 \times (3.175 \sqrt{2} - 1.27) = 6.44 \text{ cm}$$

FIGURA 4.63: DIAGRAMA DE TRAYECTORIAS DE FALLA PARA SOPORTE DE CABLE EN COLUMNA



(i) La resistencia correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de la trayectoria de falla por cortante se evalúa como:

$$R_v = F_R F_n A_s$$

donde:

A_s = área de corte a lo largo de la trayectoria de falla

$F_R = 0.75$

$F_n = 0.6 F_u$

(i) NTC-Metálicas secc. 5.4

$$R_v = 0.75 \times 0.6 \times 4080 \text{ kg/cm}^2 \times 6.44 \text{ cm} \times 0.63 \text{ cm} = 7449 \text{ kg}$$

$$R_v = 7449 \text{ kg} > T_u = 6909 \text{ kg}$$

Por aplastamiento:

La resistencia de diseño de superficies que transmiten carga por aplastamiento se obtendrá como:

$$R_a = F_R R_n$$

donde:

$F_R = 0.75$

$R_n = 1.5 F_y A_a$

siendo:

F_y = el menor de los esfuerzos de fluencia de los materiales en contacto

A_a = área de aplastamiento

El perno que atraviesa el orificio del sujetador, tiene un diámetro de 2.50 cm de donde:

$$A_a = \pi \times 2.50 \text{ cm} \times 0.63 \text{ cm}/2 = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow R_a = 0.75 \times 1.5 \times 2520 \text{ kg/cm}^2 \times 2.47 \text{ cm}^2 = 7013 \text{ kg}$$

$$R_a = 7013 \text{ kg} > T_u = 6909 \text{ kg}$$

\(\therefore\) se acepta el tramo de ángulo barrenado como soporte

Diseño de Soldadura para soporte:

(1) Considerando que los elementos a unirse tienen ambos 6.3 mm de espesor, el tamaño máximo de filete será de: $1/4" - 1/16" = 3/16" (0.476 \text{ cm})$

(1) NTC-Metálicas secc. 5.2.8.b)

Como la sección transversal es un triángulo rectángulo de lados iguales, la garganta efectiva será:

$$g_e = 0.707 \times 0.476 \text{ cm} = 0.3367 \text{ cm}$$

(2) El esfuerzo permisible a cortante de la soldadura

$$\tau_p = 0.75 \times 0.60 \times 4000 \text{ kg/cm}^2 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

(2) NTC-Metálicas tabla 5.2.3

Por lo que la longitud mínima efectiva de cordón de filete, necesario será:

$$L_e = \frac{T_u}{\tau_p g_e}$$

$$L_e = \frac{6909 \text{ kg}}{1800 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.3367 \text{ cm}} = 11.4 \text{ cm}$$

Para evitar momentos en la conexión, debemos hacer que el centroide de los cordones coincida con el centro de la carga ejercida por el cable. Como en este caso la mínima excentricidad se logra soldando todo el paño superior del ángulo (10 cm) y el restante 1.4 cm repartido en los paños verticales como remates del cordón superior.

Para hacer coincidir el centroide de los cordones de soldadura con la carga, modificamos la longitud de los cordones verticales a un valor s :

tomando como referencia el cordón superior:

Centroide de cordones:

$$y_c = \frac{2 \times s \times s/2}{10 + 2s} = 0.315 \text{ cm}$$

de donde:

$$s^2 - 0.63 s - 3.15 = 0$$

$$s = 2.12 \text{ cm}$$

finalmente el esfuerzo máximo de cortante en el cordón de filete de $3/16"$ será:

$$\frac{4606 \text{ kg} \times 1.5}{0.3367 \text{ cm} \times 14.24 \text{ cm}} = 1441 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_p = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.3) Diseño de Columnas de nave:

Descripción:

Columnas metálicas armadas con celosía; formando marcos con vigas IPR en dirección Este-Oeste. Función: soportar la armadura tridimensional de cubierta de la nave.

Armado:

Las columnas son de sección transversal cuadrada uniforme, y se componen de los siguientes perfiles laminados en acero tipo A-36 (NOM B-254) $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$: cuatro ángulos L1 64 x 6 mm unidos por celosía a base de solera 51 x 6 mm; placas diafragma en las cuatro caras de ambos extremos, placa tapa (para descanso de apoyos de armadura) y placa base. Todas las uniones serán con soldadura E7018 tipo filete.

Método de Diseño:

El análisis se hará considerando las combinaciones 1.5(c.m. + c.v.máx) (la cual gobierna el diseño de la armadura); 1.1(c.m. + c.v.Inst. + sismo) y 1.0 (c.m. + c.v.med) de acuerdo al RCDF-87 (R19); las columnas se analizarán formando marcos planos mediante el método de las rigideces. El dimensionamiento se hará de acuerdo a las Normas Técnicas complementarias para estructuras Metálicas (R18).

Sección de columna armada:

Primero evaluaremos las propiedades de la sección armada de la columna a partir de las de sus componentes (1):

ELEMENTO	ÁREA	X	Ix	rx	cmín	Imín	rmín
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm]
L1 64 x 6	7.68	1.83	29.14	1.96	2.54	11.65	1.24
SOLERA 51 x 6	3.20	0.32	6.94	1.47	2.54	0.11	0.18

(1) MAN-IMCA Tomo I, Tabla de Dimensiones y Propiedades de perfiles

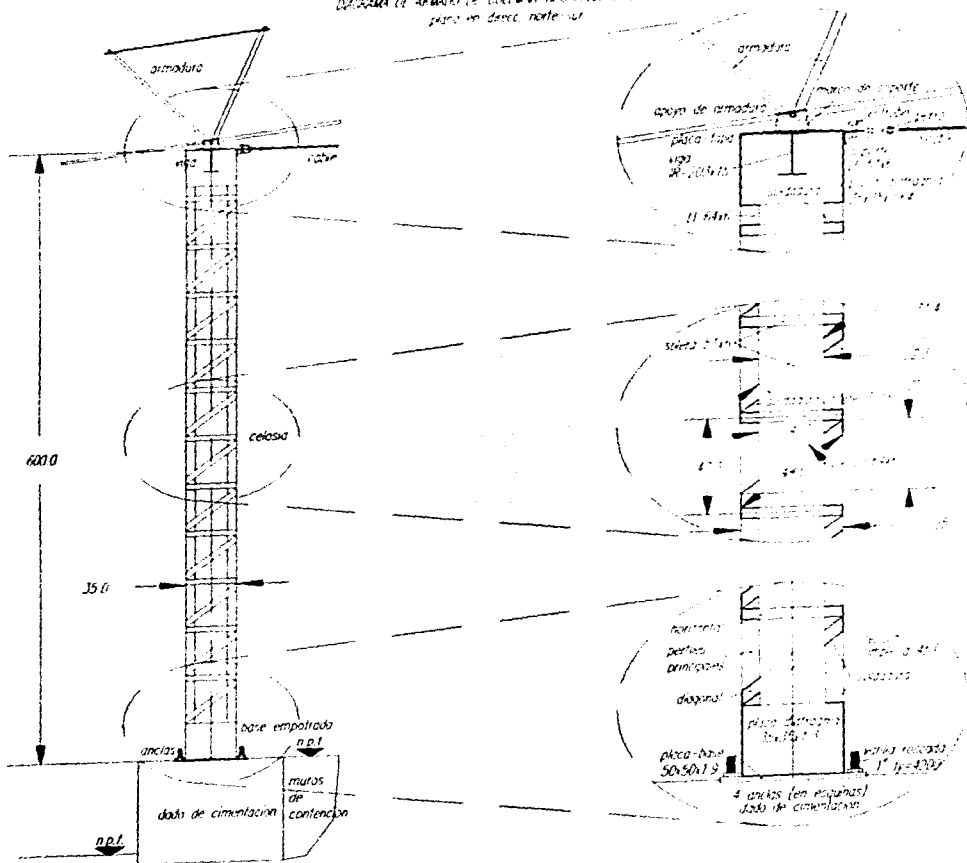
El área efectiva de la sección armada es (se desprecia el área de la celosía) ver diagrama de sección transversal de columna):

$$A_{te} = 4 \times 7.68 = 30.72 \text{ cm}^2$$

La distancia del centroide de la sección (doblemente simétrica) al paño exterior de los ángulos se encuentra a 17.5 cm

FIGURA 4.64: DIAGRAMA DE COLUMNA ARMADA TIPO PARA NAVE

DIAGRAMA DE ARMADO DE COLUMNA TIPO PARA NAVE DE TIPO
para un direc. norte-sur



Momento de inercia mínimo (simétrico) de la sección armada:

$$I_{\text{mín}} = 4 \times [29.14 \text{ cm}^4 + 7.68 \text{ cm}^2 \times (17.5 - 1.83)^2 \text{ cm}^2] = 7659.82 \text{ cm}^4$$

Radio de giro mínimo de la sección:

$$r_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{7659.82 \text{ cm}^4}{30.72 \text{ cm}^2}} = 15.79 \text{ cm}$$

REQUISITOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS ARMADAS:

Celosía de columna:

(i) La celosía formará un sistema triangulado completo a base de solera. El ángulo que formen las soleras de la celosía con el eje de la columna será al menos de 45°. La longitud efectiva de las soleras que forman la celosía será la distancia entre conexiones. La relación de esbeltez de estas soleras no excederá de 140.

(ii) NTC-Metálicas secc. 4.2.2

La celosía será del tipo sencillo, y estará hecha por soleras horizontales y diagonales formando un ángulo de 45° con respecto del eje de la columna; de manera que las longitudes libres de las soleras serán:

$$L_{\text{e hor}} = 35 - 2 \times 6.35 = 22.30 \text{ cm}$$

$$L_{\text{e diag}} = 22.30 \times \sqrt{2} = 31.54 \text{ cm}$$

Por lo que la relación de esbeltez de las soleras que forman la celosía será:

$$\left(\frac{L_e}{r_{\text{mín}}} \right)_{\text{sol. diag.}} = \frac{31.54}{0.183} = 172 > 140$$

$$\left(\frac{L_e}{r_{\text{mín}}} \right)_{\text{sol. horiz.}} = \frac{22.30}{0.183} = 122 < 140$$

lo anterior indica que para la diagonal debería elegirse una solera más gruesa, perfil LI en vez de solera, o bien aumentar el ángulo de la celosía; sin embargo se dejará tal cual, ya que la solera horizontal si cumple este requisito.

(ii) La relación de esbeltez del ángulo, calculada con una longitud igual a la separación entre uniones solera-ángulo, no será mayor que la relación de esbeltez de la columna completa:

(1) Debido a que el ángulo es continuo através de la longitud de la columna, se adopta un coeficiente de longitud efectiva k de 0.7 para el segmento comprendido entre uniones de celosía. En la columna completa la base se considera empotrada. El pandeo se supone en dirección norte-sur, ya que en esta se une a otra columna mediante el cable y la armadura; mientras que en dirección este-oeste, en vez de cable se une mediante un perfil IPR el cual restringe la rotación de la columna; así entonces para la dirección más desfavorable el extremo superior se aproxima al libre (la armadura no restringe el desplazamiento lateral de las columnas), por lo cual elegimos un valor de $k = 2.1$; obteniendo:

(1) MAN-IMCA Tomo II Tabla C.1.8.1

$$\left(\frac{K L}{r_{\min}} \right)_{\text{Ángulo}} = \frac{0.7 \cdot 35}{1.24} = 19.76$$

$$\left(\frac{K L}{r_{\min}} \right)_{\text{columna}} = \frac{2.1 \cdot 600}{15.79} = 79.79$$

de donde se cumple que:

$$(KL/r)_{\text{Ángulo}} = 19.76 < (KL/r)_{\text{columna}} = 79.79$$

(2) La celosía debe diseñarse para soportar una fuerza cortante normal al eje de columna, igual al 2.5% de la fuerza su compresión total, más las fuerzas cortantes transversales en caso de presentarse (por ejemplo: cortantes sísmicos). La revisión se hará posteriormente (cuando se conozcan dichas fuerzas).

(2) NTC-Metálicas secc. 4.2.2

Placas diafragma:

(3) Se colocarán diafragmas (placas) en los planos de la celosía, lo más cerca posible de los extremos de la columna. La longitud de estos será al menos igual a la distancia de separación de los elementos principales de la columna (distancia entre ángulos). El grueso de las placas no será menor de 1/60 de la distancia anterior. La distancia longitudinal libre entre cordones no excederá de 15 cm Se colocará un cordón con una longitud de al menos 1/3 de la longitud de la placa.

(3) NTC-Metálicas secc. 4.2.2

Se colocarán placas diafragma en las cuatro aristas de cada extremo de columna con las sig. dimensiones:

Extremo superior: de 35 x 35 cm y 0.63 cm de espesor; soldadas a todo lo largo de sus bordes (35 cm a cada lado).

Extremo inferior: similar a las superiores pero con espesor de 1.27 cm

Para el caso más desfavorable (extremo superior):

$$L = 35 \text{ cm} > \text{dist. ángulos LI} = 22.3 \text{ cm}$$

$$t = 0.63 \text{ cm} > \frac{22.3}{60} = 0.372 \text{ cm}$$

para el cordón:

$$L_t = 35 \times 2 = 70 \text{ cm} > \frac{35}{3} = 11.7 \text{ cm}$$

∴ las placas diafragma satisfacen los requisitos

Cargas Críticas de Pandeo de Marcos formados por columnas:

Para obtener la menor carga crítica de pandeo de la estructura, y de esta manera conocer las longitudes efectivas reales para cada elemento, analizaremos los diferentes marcos planos que forman las columnas con cables y vigas; partiendo de las cargas provocadas por la armadura para la combinación: 1.0(c.m. + c.v.max) = {F₀}, e incrementándolas proporcionalmente con un factor λ hasta obtener el determinante nulo de la matriz de rigidez combinada [K]_m; lo que indicará haber alcanzado el sistema de cargas λ{F₀} para una configuración deformada [D] distinta de cero (modo de pandeo), que anulará la capacidad de la estructura para soportar más carga (ver apéndice 13).

El análisis descrito se hará mediante un programa de cómputo hecho para análisis de marcos planos con interacción flexión-carga axial (ver apéndice):

Cargas máximas en columnas combinación 1.0(c.v. + c.m.max)

NODO	COL. DEL.	FY(kg.)	FX(kg.)	FZ(kg.)	NODO	COL. TRAS.	FY(kg.)	FX(kg.)	FZ(kg.)
60		-4052	163	4606	43		-2834	297	-3569
165		-3849	-314	4493	148		-2735	-409	-4440
291		-4198	-248	4335	274		-2823	-110	-4287
396		-2152	318	2890	379		-1585	303	-3018

Debido a que en los nodos 396 y 379 las cargas actúan con una excentricidad de 10 cm en dirección x; se provocan momentos flexionantes en los marcos de la misma dirección.

Para el nodo 379:

$$M_y = 1585 \text{ kg} \times 10 \text{ cm} = 15850 \text{ kg-cm (sentido antihorario)}$$

Para el nodo 396:

$$M_y = 2152 \text{ kg} \times 10 \text{ cm} = 21520 \text{ kg-cm (sentido antihorario)}$$

A continuación se presentan los archivos de resultados resumidos (con los resultados finales solamente) para los cuatro marcos en dirección z (correspondientes a cables) y en seguida para los dos marcos en dirección x (correspondientes a vigas en IR 203 x 15).

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO 1 EJE Z COLUMNAS NODOS 60 Y 43:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.
 CREA: MARAX.RES
 PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 PROFR. M.C. MIGUEL MORENO
 S.E.P.I..E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO 1 DIRECC.Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS:[25.00000, 35.00000]

NUM.BARRAS= 3
 G.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS
 NUM.NUDO X Y

1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-4.6060	-4.0520	0.0000
4	4.5690	-2.8340	0.0000

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:

0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NUDO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
3	1	1	0
4	1	1	0

.....

ITER. DE DETERMINANTE.= 23
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 30.97371000

.....

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	-142.6649	-125.5055	0.0000
4	141.5189	-87.7795	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.72515E+02	-0.12016E+01	0.18129E+00
4	0.67235E+02	-0.84041E+00	-0.16809E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	125.505	-15.738	-9442.723	-125.505	15.738	0.002	428.397
2	87.780	14.592	8755.096	-87.780	-14.592	0.000	428.397
3	-126.927	0.000	0.000	126.927	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	125.50550	0.29297	1.8475	1.00000
2	0.00000	87.77951	0.20490	2.2092	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.12893E+08

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.51458E+08	-0.12016E+01	0.13594E+06
4	-0.49307E+08	-0.84041E+00	0.12791E+06

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	125.505	1953076.000	*****	-125.505	-1953076.000	-456.768	428.397
2	87.780	-1953069.000	*****	-87.780	1953069.000	-48.454	428.397
3	-1953214.000	0.000	0.000	1953214.000	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER K col ERR. RELAT.

1	125.50550	125.50550	0.29297	1.8475	0.00000
2	87.77951	87.77951	0.20490	2.2092	0.00000

NO. ITER. IDET.= 23

VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.12893E+08

COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 30.97371000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-1953076.000	125.505	*****
2	1953069.000	87.780	*****

*****FIN DE CORRIDA*****

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO 2 EJE Z COLUMNAS NODOS 165 Y 148:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO 2 DIRECC.Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS:[30.00000, 32.40000]

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 2

NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-4.4930	-3.8490	0.0000
4	4.4490	-2.7350	0.0000

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:

0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NUDO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
3	1	1	0
4	1	1	0

ITER. DE DETERMINANTE.= 16
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 32.39996000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	-145.5730	-124.7075	0.0000
4	144.1474	-88.6139	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.74521E+02	-0.11940E+01	0.18630E+00
4	0.67952E+02	-0.84840E+00	-0.16988E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	124.707	-16.173	-9703.866	-124.707	16.173	0.001	428.397
2	88.614	14.747	8848.495	-88.614	-14.747	0.001	428.397
3	-129.400	0.000	0.000	129.400	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	124.70750	0.29110	1.8534	1.00000
2	0.00000	88.61390	0.20685	2.1987	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.75846E+10

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.89050E+05	-0.11940E+01	0.23516E+03
4	-0.85331E+05	-0.84840E+00	0.22145E+03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	124.707	3232.958	-9165476.000	-124.707	-3232.958	0.642	428.397
2	88.614	-3234.379	-9502101.000	-88.614	3234.379	-0.991	428.397
3	-3378.538	0.000	0.000	3378.538	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	124.70750	124.70750	0.29110	1.8534	0.00000
2	88.61390	88.61390	0.20685	2.1987	0.00000

NO. ITER. IDET.= 16
 VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.75846E+10
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 32.39996000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-3232.958	124.707	-9165476.000
2	3234.379	88.614	-9502101.000

*****FIN DE CORRIDA*****

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO 3 EJE Z COLUMNAS NODOS 291 Y 274:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO 3 DIRECC.Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS: [25.00000, 31.00000]

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICCC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 2

NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS			
NODO	FX	FY	MZ
3	-4.3350	-4.1980	0.0000
4	4.2870	-2.8230	0.0000

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:

0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NODO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
3	1	1	0
4	1	1	0

ITER. DE DETERMINANTE.= 22
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 30.34908000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS			
NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	-131.5633	-127.4055	0.0000
4	130.1065	-85.6755	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.67695E+02	-0.12198E+01	0.16924E+00
4	0.60983E+02	-0.82027E+00	-0.15246E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	127.405	-14.692	-8815.090	-127.405	14.692	0.000	428.397
2	85.675	13.235	7941.038	-85.675	-13.235	0.001	428.397
3	-116.871	0.000	0.000	116.871	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	127.40550	0.29740	1.8337	1.00000
2	0.00000	85.67547	0.19999	2.2361	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

*Determinante de SFF= 0.21357E+07

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.32961E+09	-0.12198E+01	0.87163E+06
4	-0.31441E+09	-0.82027E+00	0.81486E+06

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	127.405	13806040.000	*****	-127.405	*****	7261.819	428.397
2	85.675	*****	*****	-85.675	13806060.000	-452.292	428.397
3	*****	0.000	0.000	13806200.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	127.40550	127.40550	0.29740	1.8337	0.00000
2	85.67547	85.67547	0.19999	2.2361	0.00000

NO. ITER. IDET.= 22
 VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.21357E+07
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 30.34908000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-13806040.000	127.405	*****
2	13806060.000	85.675	*****

*****FIN DE CORRIDA*****

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO 4 EJE Z COLUMNAS NODOS 396 Y 379:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.
 CREA: MARAX.RES
 PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 PROFR. M.C. MIGUEL MORENO
 S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO 4 DIRECC.Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS:[50.00000, 60.00000]

NUM.BARRAS= 3
 G.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM.DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS.RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS			
NODO	FX	FY	MZ
3	-2.8900	-2.1520	0.0000
4	3.0180	-1.5850	0.0000

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:

0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NUDO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
3	1	1	0
4	1	1	0

ITER. DE DETERMINANTE.= 23
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 57.13798000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS			
NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	-165.1288	-122.9609	0.0000
4	172.4424	-90.5637	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.66152E+02	-0.11772E+01	0.16538E+00
4	0.99851E+02	-0.86707E+00	-0.24963E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	122.961	-14.357	-8614.155	-122.961	14.357	0.004	428.397
2	90.564	21.671	13002.340	-90.564	-21.671	-0.001	428.397
3	-150.772	0.000	0.000	150.772	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	122.96090	0.28703	1.8665	1.00000
2	0.00000	90.56370	0.21140	2.1749	1.00000

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.22131E+08

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.46680E+07	-0.11772E+01	-0.12317E+05
4	0.45002E+07	-0.86707E+00	-0.11689E+05

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	122.961	-152619.800	*****	-122.961	152619.800	66.737	428.397
2	90.564	152627.200	*****	-90.564	-152627.200	-9.818	428.397
3	152454.600	0.000	0.000	-152454.600	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	122.96090	122.96090	0.28703	1.8665	0.00000
2	90.56370	90.56370	0.21140	2.1749	0.00000

NO. ITER. IDET.= 23

VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.22131E+08
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 57.13798000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	152619.800	122.961	482414300.000
2	-152627.200	90.564	499129500.000

*****FIN DE CORRIDA*****

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO A EJE X COLUMNAS DELANTERAS 60, 165, 291 Y 396:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.
 CREA: MARAX.RES
 PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 PROFR. M.C. MIGUEL MORENO
 S.E.P.I..E.S.I.A..I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO A DIRECC.X UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS:[55.00000, 60.00000]

NUM.BARRAS= 7
 G.L.= 12
 NUM.NUDOS= 8
 NUM DESPL.RESTR.= 12
 NUM.NUDOS RESTR.= 4
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

NUM. NODOS CARGADOS= 4
 NUM. MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.1630	-4.0520	0.0000
6	-0.3140	-3.8490	0.0000
7	-0.2480	-4.1980	0.0000
8	0.3180	-2.1520	21.5200

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:
 0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NUDO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
5	1	1	0
6	1	1	0
7	1	1	0
8	1	1	1

.....

ITER. DE DETERMINANTE.= 10
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 58.04199000

.....

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000
5	9.4608	-235.1862	0.0000
6	-18.2252	-223.4036	0.0000
7	-14.3944	-243.6603	0.0000
8	18.4574	-124.9064	1249.0640

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.46221E+01	-0.22599E+01	0.92241E-02
6	-0.47784E+01	-0.21372E+01	0.77565E-02
7	-0.47010E+01	-0.23372E+01	0.72940E-02
8	-0.44532E+01	-0.11850E+01	0.19522E-01

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	236.044	-1.610	-723.299	-236.044	1.610	-242.846	428.397
2	223.231	-2.128	-840.439	-223.231	2.128	-436.426	428.397
3	244.111	-2.181	-844.374	-244.111	2.181	-464.451	428.397
4	123.770	1.218	-142.933	-123.770	-1.218	873.905	428.397
5	11.071	0.858	242.846	-11.071	-0.858	228.890	85.328
6	-5.026	0.685	207.537	5.026	-0.685	203.505	71.699
7	-17.239	1.136	260.947	17.239	-1.136	375.159	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	236.04390	0.55099	1.3472	1.00000
2	0.00000	223.23100	0.52108	1.3853	1.00000
3	0.00000	244.11110	0.56983	1.3247	1.00000
4	0.00000	123.77050	0.28892	1.8604	1.00000
5	0.00000	11.07107	0.12975	2.7762	1.00000
6	0.00000	-5.02600	-0.07010	0.0000	1.00000
7	0.00000	-17.23904	-0.20945	0.0000	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX. = 2

Determinante de SFF= 0.17124E+32

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.27973E+04	-0.74364E+01	0.60295E+01
6	-0.27929E+04	-0.89606E+00	0.46611E+01
7	-0.27887E+04	-0.35138E+01	0.46683E+01
8	-0.27840E+04	0.39270E+01	0.57051E+01

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	776.720	323.368	-311583.800	-776.720	-323.368	-154682.700	428.397
2	93.592	-63.721	-395124.200	-93.592	63.721	-266565.300	428.397
3	367.014	47.251	-384632.500	-367.014	-47.251	-267780.300	428.397
4	-410.169	-311.563	-377230.000	410.169	311.563	-154284.700	428.397
5	-313.919	541.534	154682.700	313.919	-541.534	143088.400	85.328
6	-268.417	411.722	123476.800	268.417	-411.722	123543.400	71.699
7	-330.023	535.076	144236.900	330.023	-535.076	155533.800	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	236.04390	776.71980	1.81309	0.7427	0.69610
2	223.23100	93.59210	0.21847	2.1395	-1.38515
3	244.11110	367.01380	0.85672	1.0804	0.33487
4	123.77050	-410.16930	-0.95745	0.0000	1.30175
5	11.07107	-313.91890	-3.67896	0.0000	1.03527
6	-5.02600	-268.41660	-3.74364	0.0000	0.98128
7	-17.23904	-330.02260	-4.00961	0.0000	0.94776

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 3

Determinante de SFF= 0.20629E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.29741E+03	-0.31964E+01	0.89956E+00
6	-0.29233E+03	-0.17039E+01	0.39136E+00
7	-0.28806E+03	-0.24706E+01	0.41526E+00
8	-0.28306E+03	-0.54845E+00	0.49037E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	333.853	369.372	25302.060	-333.853	-369.372	-34683.550	428.397
2	177.972	-100.709	-52184.190	-177.972	100.709	-35601.050	428.397
3	258.048	55.617	-38021.910	-258.048	-55.617	-34329.380	428.397
4	57.284	-328.981	-62174.390	-57.284	328.981	-19109.740	428.397
5	-359.911	98.667	34683.550	359.911	-98.667	20051.570	85.328
6	-277.426	53.235	15549.480	277.426	-53.235	16185.550	71.699
7	-347.438	67.622	18143.820	347.438	-67.622	20358.810	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	776.71980	333.85270	0.77931	1.1328	-1.32653
2	93.59210	177.97170	0.41544	1.5515	0.47412
3	367.01380	258.04750	0.60236	1.2885	-0.42227
4	-410.16930	57.28444	0.13372	2.7347	8.16022
5	-313.91890	-359.91070	-4.21796	0.0000	0.12779
6	-268.41660	-277.42590	-3.86929	0.0000	0.03247
7	-330.02260	-347.43850	-4.22120	0.0000	0.05013

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 4

Determinante de SFF= 0.36395E+34

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.29369E+02	-0.23248E+01	0.56845E-01
6	-0.29402E+02	-0.21188E+01	0.40510E-01
7	-0.29238E+02	-0.23458E+01	0.41105E-01
8	-0.28886E+02	-0.11298E+01	0.61798E-01

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	242.825	7.103	-3153.849	-242.825	-7.103	-2389.230	428.397
2	221.303	-5.198	-4843.122	-221.303	5.198	-3508.677	428.397
3	245.019	-0.582	-4425.799	-245.019	0.582	-3468.054	428.397
4	118.009	-6.025	-4063.238	-118.009	6.025	-1206.441	428.397
5	2.358	7.639	2389.229	-2.358	-7.639	1886.499	85.328
6	-10.669	5.539	1622.179	10.669	-5.539	1638.270	71.699
7	-24.482	6.898	1829.783	24.482	-6.898	2455.506	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	333.85270	242.82540	0.56682	1.3282	-0.37487
2	177.97170	221.30350	0.51659	1.3913	0.19580
3	258.04750	245.01910	0.57194	1.3223	-0.05317
4	57.28444	118.00850	0.27547	1.9053	0.51457
5	-359.91070	2.35777	0.02763	6.0158	153.64870
6	-277.42590	-10.66945	-0.14881	0.0000	-25.00188
7	-347.43850	-24.48232	-0.29745	0.0000	-13.19140

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 5

Determinante de SFF= 0.68170E+32

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.72203E+03	-0.36077E+01	0.15536E+01
6	-0.72087E+03	-0.18077E+01	0.11956E+01
7	-0.71964E+03	-0.26430E+01	0.11988E+01
8	-0.71812E+03	0.13908E+00	0.14726E+01

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	376.817	91.621	-79744.410	-376.817	-91.621	-40609.850	428.397
2	188.808	-20.785	-102628.300	-188.808	20.785	-69373.430	428.397
3	276.058	12.023	-99492.770	-276.058	-12.023	-69619.920	428.397
4	-14.526	-87.573	-97884.860	14.526	87.573	-39403.180	428.397
5	-82.159	141.631	40609.860	82.159	-141.631	37282.960	85.328
6	-79.601	107.035	32090.460	79.601	-107.035	32121.660	71.699
7	-106.033	139.433	37498.250	106.033	-139.433	40652.240	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	242.82540	376.81720	0.87960	1.0662	0.35559
2	221.30350	188.80760	0.44073	1.5063	-0.17211
3	245.01910	276.05800	0.64440	1.2457	0.11244
4	118.00850	-14.52645	-0.03391	0.0000	9.12370
5	2.35777	-82.15942	-0.96286	0.0000	1.02870
6	-10.66945	-79.60145	-1.11021	0.0000	0.86596
7	-24.48232	-106.03260	-1.28824	0.0000	0.76911

 NO. DE ITERACION PARA P AX. = 6

Determinante de SFF= 0.58287E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.10490E+03	-0.24746E+01	0.23096E+00
6	-0.10447E+03	-0.20768E+01	0.16227E+00
7	-0.10390E+03	-0.23795E+01	0.16535E+00
8	-0.10309E+03	-0.98840E+00	0.20642E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	258.471	39.747	-8706.709	-258.471	-39.747	-6971.542	428.397
2	216.916	-11.930	-16011.410	-216.916	11.930	-10871.090	428.397
3	248.533	5.909	-14307.540	-248.533	-5.909	-10830.590	428.397
4	103.236	-38.426	-16304.190	-103.236	38.426	-5254.132	428.397
5	-30.286	23.285	6971.542	30.286	-23.285	5867.803	85.328
6	-36.581	16.798	5003.286	36.581	-16.798	5051.146	71.699
7	-56.884	21.670	5779.447	56.884	-21.670	6503.195	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	376.81720	258.47100	0.60335	1.2874	-0.45787
2	188.80760	216.91630	0.50634	1.4053	0.12958
3	276.05800	248.53260	0.58015	1.3129	-0.11075
4	-14.52645	103.23650	0.24098	2.0371	1.14071
5	-82.15942	-30.28604	-0.35494	0.0000	-1.71278
6	-79.60145	-36.58127	-0.51020	0.0000	-1.17602
7	-106.03260	-56.88401	-0.69111	0.0000	-0.86401

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 7

Determinante de SFF= 0.30555E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.17933E+03	-0.26033E+01	0.38206E+00
6	-0.17908E+03	-0.20504E+01	0.29023E+00
7	-0.17866E+03	-0.24147E+01	0.29124E+00
8	-0.17802E+03	-0.85093E+00	0.36674E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	271.906	26.904	-19545.390	-271.906	-26.904	-10663.660	428.397
2	214.162	-8.232	-26005.700	-214.162	8.232	-17779.930	428.397
3	252.210	2.648	-24972.640	-252.210	-2.648	-17841.940	428.397
4	88.878	-26.020	-24573.830	-88.878	26.020	-9416.683	428.397
5	-17.444	36.720	10663.650	17.444	-36.720	9549.091	85.328
6	-27.437	27.479	8230.839	27.437	-27.479	8243.064	71.699
7	-44.478	36.028	9598.871	44.478	-36.028	10665.750	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	258.47100	271.90620	0.63471	1.2552	0.04941
2	216.91630	214.16230	0.49992	1.4143	-0.01286
3	248.53260	252.20960	0.58873	1.3033	0.01458
4	103.23650	88.87840	0.20747	2.1955	-0.16155
5	-30.28604	-17.44390	-0.20443	0.0000	-0.73620
6	-36.58127	-27.43719	-0.38267	0.0000	-0.33327
7	-56.88401	-44.47822	-0.54039	0.0000	-0.27892

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 8

Determinante de SFF= 0.19916E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.26331E+03	-0.27615E+01	0.56809E+00
6	-0.26278E+03	-0.20108E+01	0.42865E+00
7	-0.26211E+03	-0.24483E+01	0.43138E+00
8	-0.26118E+03	-0.69868E+00	0.53335E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	HZJ	NXk	VYk	HZk	P EULER
1	288.435	47.516	-27666.230	-288.435	-47.516	-15420.870	428.397
2	210.028	-12.754	-38110.250	-210.028	12.754	-25819.420	428.397
3	255.718	6.635	-36245.020	-255.718	-6.635	-25879.770	428.397
4	72.976	-46.100	-36871.620	-72.976	46.100	-14001.590	428.397
5	-38.055	53.249	15420.880	38.055	-53.249	13878.920	85.328
6	-43.529	39.873	11940.490	43.529	-39.873	11971.390	71.699
7	-64.557	51.931	13908.370	64.557	-51.931	15250.650	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	271.90620	288.43470	0.67329	1.2187	0.05730
2	214.16230	210.02830	0.49027	1.4282	-0.01968
3	252.20960	255.71780	0.59692	1.2943	0.01372
4	88.87840	72.97564	0.17035	2.4229	-0.21792
5	-17.44390	-38.05510	-0.44599	0.0000	0.54161
6	-27.43719	-43.52851	-0.60710	0.0000	0.36967
7	-44.47822	-64.55681	-0.78433	0.0000	0.31102

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 9

Determinante de SFF= 0.34518E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.16151E+03	-0.25730E+01	0.34744E+00
6	-0.16117E+03	-0.20563E+01	0.25911E+00
7	-0.16067E+03	-0.24056E+01	0.26114E+00
8	-0.15993E+03	-0.88440E+00	0.32667E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	268.749	33.707	-16558.500	-268.749	-33.707	-9803.392	428.397
2	214.772	-9.961	-23692.340	-214.772	9.961	-16134.580	428.397
3	251.262	4.340	-22321.380	-251.262	-4.340	-16160.940	428.397
4	92.373	-32.788	-22952.760	-92.373	32.788	-8391.178	428.397
5	-24.245	33.563	9803.388	24.245	-33.563	8675.708	85.328
6	-32.511	24.931	7458.869	32.511	-24.931	7484.568	71.699
7	-51.245	32.533	8676.375	51.245	-32.533	9640.239	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	288.43470	268.74870	0.62734	1.2626	-0.07325
2	210.02830	214.77210	0.50134	1.4123	0.02209
3	255.71780	251.26210	0.58652	1.3057	-0.01773
4	72.97564	92.37349	0.21563	2.1535	0.20999
5	-38.05510	-24.24548	-0.28414	0.0000	-0.56958
6	-43.52851	-32.51063	-0.45343	0.0000	-0.33890
7	-64.55681	-51.24540	-0.62261	0.0000	-0.25976

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 10

Determinante de SFF= 0.25326E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.21188E+03	-0.26650E+01	0.45487E+00
6	-0.21150E+03	-0.20348E+01	0.34366E+00
7	-0.21097E+03	-0.24275E+01	0.34550E+00
8	-0.21019E+03	-0.79205E+00	0.43061E+00

ELEMOTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	278.355	36.508	-22512.710	-278.355	-36.508	-12526.060	428.397
2	212.529	-10.349	-30731.620	-212.529	10.349	-20902.950	428.397
3	253.544	4.570	-29303.930	-253.544	-4.570	-20961.520	428.397
4	82.728	-35.430	-29488.420	-82.728	35.430	-11185.480	428.397
5	-27.046	43.169	12526.070	27.046	-43.169	11232.040	85.328
6	-34.922	32.294	9670.917	34.922	-32.294	9692.612	71.699
7	-53.887	42.178	11268.910	53.887	-42.178	12434.540	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	268.74870	278.35490	0.64976	1.2406	0.03451
2	214.77210	212.52870	0.49610	1.4198	-0.01056
3	251.26210	253.54440	0.59185	1.2999	0.00900
4	92.37349	82.72843	0.19311	2.2756	-0.11659
5	-24.24548	-27.04632	-0.31697	0.0000	0.10356
6	-32.51063	-34.92249	-0.48707	0.0000	0.06906
7	-51.24540	-53.88688	-0.65470	0.0000	0.04902

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 11

Determinante de SFF= 0.26755E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.20189E+03	-0.26476E+01	0.43469E+00
6	-0.20148E+03	-0.20384E+01	0.32645E+00
7	-0.20091E+03	-0.24227E+01	0.32868E+00
8	-0.20011E+03	-0.81064E+00	0.40889E+00

ELEMOTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	276.532	38.568	-21034.210	-276.532	-38.568	-12020.850	428.397
2	212.909	-10.913	-29395.700	-212.909	10.913	-19971.450	428.397
3	253.045	5.116	-27856.930	-253.045	-5.116	-20014.100	428.397
4	84.670	-37.473	-28420.520	-84.670	37.473	-10617.990	428.397
5	-29.108	41.346	12020.850	29.108	-41.346	10736.080	85.328
6	-36.419	30.851	9235.361	36.419	-30.851	9262.013	71.699
7	-55.930	40.236	10752.090	55.930	-40.236	11867.060	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	278.35490	276.53240	0.64551	1.2447	-0.00659
2	212.52870	212.90870	0.49699	1.4185	0.00178
3	253.54440	253.04520	0.59068	1.3011	-0.00197
4	82.72843	84.67014	0.19764	2.2494	0.02293
5	-27.04632	-29.10777	-0.34113	0.0000	0.07082
6	-34.92249	-36.41876	-0.50794	0.0000	0.04109
7	-53.88688	-55.92955	-0.67952	0.0000	0.03652

NO. ITER. IDET.= 10
 VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.26755E+33
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 58.04199000

REACCIONES DE APOYOS			
NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-38.568	276.532	-21034.210
2	10.913	212.909	-29395.700
3	-5.116	253.045	-27856.930
4	37.473	84.670	-28420.520

*****FIN DE CORRIDA*****

ARCHIVO DE RESULTADOS ANÁLISIS MARCO B EJE X COLUMNAS TRASERAS:

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P. I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

CARGA CRITICA DE PANDEO GLOBAL EN MARCO B DIRECC.X UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 1

RANGO DE ITERACION PARA COEF. DE VAR. DE CARGAS:[50.00000, 100.00000]

NUM.BARRAS= 7

G.L.= 12

NUM.NUDOS= 8

NUM DESPL.RESTR.= 12

NUM.NUDOS RESTR.= 4

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 4
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.2970	-2.8340	0.0000
6	-0.4090	-2.7350	0.0000
7	-0.1100	-2.8230	0.0000
8	0.3030	-1.5850	15.8500

INDICES DE VARIACION DE CARGAS DE NUDO PARA CARGAS CRIT. DE PANDEO:
 0=CONSTANTE, 1=VARIABLE

NUDO	IND. DX	IND. DY	IND. DZ
5	1	1	0
6	1	1	0
7	1	1	0
8	1	1	1

ITER. DE DETERMINANTE.= 9
 COEF.DE VARIACION DE CARGAS= 81.54297000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

CARGAS MODIFICADAS:

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000
5	24.2183	-231.0928	0.0000
6	-33.3511	-223.0200	0.0000
7	-8.9697	-230.1958	0.0000
8	24.7075	-129.2456	1292.4560

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.25242E+01	-0.22082E+01	-0.50390E-02
6	0.21947E+01	-0.21365E+01	-0.34570E-02
7	0.23643E+01	-0.22060E+01	-0.42227E-02
8	0.26653E+01	-0.12384E+01	0.55853E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	230.639	0.879	394.907	-230.639	-0.879	132.439	428.397
2	223.150	1.005	391.511	-223.150	-1.005	211.447	428.397
3	230.416	0.953	395.808	-230.416	-0.953	175.860	428.397
4	129.350	3.768	985.054	-129.350	-3.768	1275.977	428.397
5	23.339	-0.454	-132.439	-23.339	0.454	-117.394	85.328
6	-11.017	-0.325	-94.053	11.017	0.325	-100.729	71.699
7	-20.939	-0.105	-75.131	20.939	0.105	16.479	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	230.63850	0.53838	1.3629	1.00000
2	0.00000	223.14960	0.52090	1.3856	1.00000
3	0.00000	230.41570	0.53786	1.3635	1.00000
4	0.00000	129.35040	0.30194	1.8199	1.00000
5	0.00000	23.33936	0.27352	1.9121	1.00000
6	0.00000	-11.01666	-0.15365	0.0000	1.00000
7	0.00000	-20.93914	-0.25440	0.0000	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.17534E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.13825E+03	-0.19618E+01	-0.29948E+00
6	0.13770E+03	-0.21894E+01	-0.23019E+00
7	0.13765E+03	-0.21501E+01	-0.22910E+00
8	0.13776E+03	-0.14878E+01	-0.27003E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						P EULER
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	
1	204.909	-14.993	15440.350	-204.909	14.993	7449.581	428.397
2	228.677	3.071	19460.200	-228.677	-3.071	13109.070	428.397
3	224.572	1.463	19357.160	-224.572	-1.463	13238.000	428.397
4	155.396	17.067	19222.670	-155.396	-17.067	8837.161	428.397
5	39.212	-26.183	-7449.577	-39.212	26.183	-6945.987	85.328
6	2.790	-20.527	-6163.083	-2.790	20.527	-6152.447	71.699
7	-7.641	-26.150	-7085.547	7.641	26.150	-7544.708	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	230.63850	204.90930	0.47832	1.4459	-0.12556
2	223.14960	228.67680	0.53380	1.3687	0.02417
3	230.41570	224.57210	0.52422	1.3812	-0.02602
4	129.35040	155.39580	0.36274	1.6604	0.16761
5	23.33936	39.21176	0.45954	1.4752	0.40479
6	-11.01666	2.79039	0.03892	5.0690	4.94807
7	-20.93914	-7.64095	-0.09283	0.0000	-1.74039

NO. DE ITERACION PARA P AX. = 3

Determinante de SFF= 0.71551E+32

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.31640E+03	-0.16547E+01	-0.68387E+00
6	0.31578E+03	-0.22512E+01	-0.53589E+00
7	0.31565E+03	-0.20749E+01	-0.52926E+00
8	0.31575E+03	-0.18083E+01	-0.64354E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						P EULER
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	
1	172.827	-19.358	36791.020	-172.827	19.358	16426.590	428.397
2	235.132	1.928	43897.590	-235.132	-1.928	29470.810	428.397
3	216.724	5.838	44450.590	-216.724	-5.838	29938.880	428.397
4	188.871	18.204	41427.540	-188.871	-18.204	18560.530	428.397
5	43.575	-58.266	-16426.590	-43.575	58.266	-15596.290	85.328
6	8.300	-46.154	-13874.520	-8.300	46.154	-13818.530	71.699
7	-6.504	-59.626	-16120.350	6.504	59.626	-17268.070	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	204.90930	172.82680	0.40343	1.5744	-0.18563
2	228.67680	235.13170	0.54886	1.3498	0.02745
3	224.57210	216.72420	0.50590	1.4059	-0.03621
4	155.39580	188.87140	0.44088	1.5061	0.17724
5	39.21176	43.57463	0.51067	1.3994	0.10012
6	2.79039	8.29983	0.11576	2.9392	0.66380
7	-7.64095	-6.50388	-0.07902	0.0000	-0.17483

NO. DE ITERACION PARA P AX. = 4

Determinante de SFF= 0.47718E+32

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.46306E+03	-0.14056E+01	-0.99027E+00
6	0.46273E+03	-0.23004E+01	-0.79144E+00
7	0.46282E+03	-0.20028E+01	-0.77548E+00
8	0.46326E+03	-0.20803E+01	-0.96175E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	146.813	0.861	56878.180	-146.813	-0.861	23667.960	428.397
2	240.274	-4.137	63502.250	-240.274	4.137	42818.900	428.397
3	209.186	15.389	65767.850	-209.186	-15.389	43770.630	428.397
4	217.281	-5.500	57327.660	-217.281	5.500	26868.310	428.397
5	23.358	-84.280	-23667.960	-23.358	84.280	-22647.100	85.328
6	-5.852	-67.026	-20171.790	5.852	67.026	-20046.220	71.699
7	-30.209	-88.035	-23724.410	30.209	88.035	-25575.850	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	172.82680	146.81270	0.34270	1.7082	-0.17719
2	235.13170	240.27420	0.56087	1.3353	0.02140
3	216.72420	209.18650	0.48830	1.4311	-0.03603
4	188.87140	217.28090	0.50720	1.4041	0.13075
5	43.57463	23.35799	0.27374	1.9113	-0.86551
6	8.29983	-5.85229	-0.08162	0.0000	2.41822
7	-6.50388	-30.20918	-0.36703	0.0000	0.78471

NO. DE ITERACION PARA P AX. = 5

Determinante de SFF= 0.19620E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.12220E+03	-0.19938E+01	-0.25607E+00
6	0.12196E+03	-0.21815E+01	-0.20612E+00
7	0.12219E+03	-0.21482E+01	-0.20159E+00
8	0.12262E+03	-0.14656E+01	-0.24504E+00

ELEMtos MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	208.244	7.220	15810.270	-208.244	-7.220	6462.572	428.397
2	227.855	-1.663	16781.740	-227.855	1.663	11524.850	428.397
3	224.380	6.514	17684.410	-224.380	-6.514	11784.210	428.397
4	153.075	-5.464	15149.740	-153.075	5.464	8215.298	428.397
5	16.999	-22.848	-6462.571	-16.999	22.848	-6099.705	85.328
6	-14.688	-18.014	-5425.141	14.688	18.014	-5382.969	71.699
7	-30.172	-23.830	-6401.247	30.172	23.830	-6922.842	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	146.81270	208.24430	0.48610	1.4343	0.29500
2	240.27420	227.85460	0.53188	1.3712	-0.05451
3	209.18650	224.37980	0.52377	1.3818	0.06771
4	217.28090	153.07540	0.35732	1.6729	-0.41944
5	23.35799	16.99908	0.19922	2.2404	-0.37407
6	-5.85229	-14.68770	-0.20485	0.0000	0.60155
7	-30.20918	-30.17202	-0.36657	0.0000	-0.00123

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX. = 6

Determinante de SFF= 0.23628E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.10530E+03	-0.20206E+01	-0.22517E+00
6	0.10487E+03	-0.21768E+01	-0.17503E+00
7	0.10493E+03	-0.21611E+01	-0.17352E+00
8	0.10516E+03	-0.14306E+01	-0.20393E+00

ELEMNTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	211.047	-6.490	12325.120	-211.047	6.490	5709.366	428.397
2	227.366	1.494	14760.490	-227.366	-1.494	10030.940	428.397
3	225.721	2.553	14919.240	-225.721	-2.553	10157.560	428.397
4	149.420	9.047	14412.830	-149.420	-9.047	7112.790	428.397
5	30.709	-20.046	-5709.367	-30.709	20.046	-5313.363	85.328
6	-4.137	-15.700	-4717.576	4.137	15.700	-4702.196	71.699
7	-15.660	-20.175	-5455.358	15.660	20.175	-5820.335	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	208.24430	211.04660	0.49264	1.4247	0.01328
2	227.85460	227.36620	0.53074	1.3727	-0.00215
3	224.37980	225.72130	0.52690	1.3776	0.00594
4	153.07540	149.42010	0.34879	1.6932	-0.02446
5	16.99908	30.70871	0.35989	1.6669	0.44644
6	-14.68770	-4.13703	-0.05770	0.0000	-2.55030
7	-30.17202	-15.66038	-0.19027	0.0000	-0.92665

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 7

Determinante de SFF= 0.13050E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.18006E+03	-0.18906E+01	-0.38836E+00
6	0.17954E+03	-0.22034E+01	-0.30253E+00
7	0.17952E+03	-0.21313E+01	-0.29957E+00
8	0.17967E+03	-0.15638E+01	-0.35889E+00

ELEMNTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	197.469	-12.798	20801.670	-197.469	12.798	9521.136	428.397
2	230.140	2.040	25119.240	-230.140	-2.040	16926.550	428.397
3	222.614	3.278	25329.770	-222.614	-3.278	17157.660	428.397
4	163.331	14.085	24146.450	-163.331	-14.085	11150.960	428.397
5	37.017	-33.623	-9521.136	-37.017	33.623	-8962.131	85.328
6	1.626	-26.503	-7964.429	-1.626	26.503	-7937.344	71.699
7	-10.622	-34.085	-9220.325	10.622	34.085	-9858.500	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	211.04660	197.46940	0.46095	1.4729	-0.06876
2	227.36620	230.13990	0.53721	1.3644	0.01205
3	225.72130	222.61400	0.51964	1.3872	-0.01396
4	149.42010	163.33080	0.38126	1.6195	0.08517
5	30.70871	37.01736	0.43382	1.5183	0.17042
6	-4.13703	1.62608	0.02268	6.6403	3.54418
7	-15.66038	-10.62216	-0.12905	0.0000	-0.47431

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 8

Determinante de SFF= 0.89265E+32

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.25585E+03	-0.17604E+01	-0.55061E+00
6	0.25534E+03	-0.22295E+01	-0.43307E+00
7	0.25532E+03	-0.20981E+01	-0.42718E+00
8	0.25551E+03	-0.17010E+01	-0.51909E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						P EULER
	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	
1	183.874	-11.668	30201.530	-183.874	11.668	13319.990	428.397
2	232.863	0.930	35452.210	-232.863	-0.930	23870.550	428.397
3	219.146	5.862	36084.300	-219.146	-5.862	24270.350	428.397
4	177.670	11.482	33298.380	-177.670	-11.482	15323.190	428.397
5	35.886	-47.218	-13319.990	-35.886	47.218	-12632.720	85.328
6	1.605	-37.375	-11237.830	-1.605	37.375	-11187.390	71.699
7	-13.225	-48.425	-13082.960	13.225	48.425	-14030.740	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	197.46940	183.87450	0.42922	1.5264	-0.07394
2	230.13990	232.86330	0.54357	1.3564	0.01170
3	222.61400	219.14600	0.51155	1.3982	-0.01583
4	163.33080	177.67050	0.41473	1.5528	0.08071
5	37.01736	35.88556	0.42056	1.5420	-0.03154
6	1.62608	1.60527	0.02239	6.6832	-0.01296
7	-10.62216	-13.22541	-0.16068	0.0000	0.19684

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 9

Determinante de SFF= 0.10074E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.22743E+03	-0.18108E+01	-0.48645E+00
6	0.22703E+03	-0.22189E+01	-0.38543E+00
7	0.22710E+03	-0.21074E+01	-0.37913E+00
8	0.22739E+03	-0.16520E+01	-0.46233E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	189.137	-4.106	27522.210	-189.137	4.106	11832.070	428.397
2	231.758	-0.404	31401.470	-231.758	0.404	21221.830	428.397
3	220.115	6.864	32264.820	-220.115	-6.864	21620.890	428.397
4	172.545	4.248	29097.410	-172.545	-4.248	13851.730	428.397
5	28.323	-41.956	-11832.060	-28.323	41.956	-11229.210	85.328
6	-4.625	-33.219	-9992.623	4.625	33.219	-9938.740	71.699
7	-20.461	-43.299	-11682.150	20.461	43.299	-12559.270	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	183.87450	189.13660	0.44150	1.5050	0.02782
2	232.86330	231.75760	0.54099	1.3596	-0.00477
3	219.14600	220.11540	0.51381	1.3951	0.00440
4	177.67050	172.54460	0.40277	1.5757	-0.02971
5	35.88556	28.32297	0.33193	1.7357	-0.26701
6	1.60527	-4.62456	-0.06450	0.0000	1.34712
7	-13.22541	-20.46079	-0.24859	0.0000	0.35362

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 10

Determinante de SFF= 0.15513E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.15270E+03	-0.19395E+01	-0.32597E+00
6	0.15230E+03	-0.21930E+01	-0.25693E+00
7	0.15239E+03	-0.21398E+01	-0.25333E+00
8	0.15266E+03	-0.15168E+01	-0.30474E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							P EULER
	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk		
1	202.579	-4.043	18384.560	-202.579	4.043	8071.054	428.397	
2	229.050	0.426	21186.550	-229.050	-0.426	14366.060	428.397	
3	223.495	4.589	21689.250	-223.495	-4.589	14606.820	428.397	
4	158.431	5.633	19975.230	-158.431	-5.633	9745.283	428.397	
5	28.260	-28.514	-8071.062	-28.260	28.514	-7604.366	85.328	
6	-5.517	-22.484	-6761.699	5.517	22.484	-6728.635	71.699	
7	-19.074	-29.185	-7878.189	19.074	29.185	-8452.824	82.308	

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	189.13660	202.57900	0.47288	1.4542	0.06636
2	231.75760	229.04950	0.53467	1.3676	-0.01182
3	220.11540	223.49480	0.52170	1.3845	0.01512
4	172.54460	158.43090	0.36982	1.6444	-0.08908
5	28.32297	28.26027	0.33119	1.7376	-0.00222
6	-4.62456	-5.51736	-0.07695	0.0000	0.16182
7	-20.46079	-19.07423	-0.23174	0.0000	-0.07269

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 11

Determinante de SFF= 0.15172E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.15641E+03	-0.19323E+01	-0.33569E+00
6	0.15595E+03	-0.21947E+01	-0.26260E+00
7	0.15598E+03	-0.21399E+01	-0.25965E+00
8	0.15619E+03	-0.15223E+01	-0.31082E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							P EULER
	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk		
1	201.822	-8.349	18382.200	-201.822	8.349	8292.972	428.397	
2	229.231	1.329	21787.190	-229.231	-1.329	14729.620	428.397	
3	223.504	3.640	22098.860	-223.504	-3.640	14945.570	428.397	
4	158.997	9.986	20836.930	-158.997	-9.986	9899.812	428.397	
5	32.567	-29.270	-8292.970	-32.567	29.270	-7798.382	85.328	
6	-2.114	-23.059	-6931.240	2.114	23.059	-6903.942	71.699	
7	-14.722	-29.751	-8041.621	14.722	29.751	-8607.353	82.308	

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	202.579	-4.043	18384.560	-202.579	4.043	8071.054	428.397
2	229.050	0.426	21186.550	-229.050	-0.426	14366.060	428.397
3	223.495	4.589	21689.250	-223.495	-4.589	14606.820	428.397
4	158.431	5.633	19975.230	-158.431	-5.633	9745.283	428.397
5	28.260	-28.514	-8071.062	-28.260	28.514	-7604.366	85.328
6	-5.517	-22.484	-6761.699	5.517	22.484	-6728.635	71.699
7	-19.074	-29.185	-7878.189	19.074	29.185	-8452.824	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	189.13660	202.57900	0.47288	1.4542	0.06636
2	231.75760	229.04950	0.53467	1.3676	-0.01182
3	220.11540	223.49480	0.52170	1.3845	0.01512
4	172.54460	158.43090	0.36982	1.6444	-0.08908
5	28.32297	28.26027	0.33119	1.7376	-0.00222
6	-4.62456	-5.51736	-0.07695	0.0000	0.16182
7	-20.46079	-19.07423	-0.23174	0.0000	-0.07269

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 11

Determinante de SFF= 0.15172E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.15641E+03	-0.19323E+01	-0.33569E+00
6	0.15595E+03	-0.21947E+01	-0.26260E+00
7	0.15598E+03	-0.21399E+01	-0.25965E+00
8	0.15619E+03	-0.15223E+01	-0.31082E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	201.822	-8.349	18382.200	-201.822	8.349	8292.972	428.397
2	229.231	1.329	21787.190	-229.231	-1.329	14729.620	428.397
3	223.504	3.640	22098.860	-223.504	-3.640	14945.570	428.397
4	158.997	9.986	20836.930	-158.997	-9.986	9899.812	428.397
5	32.567	-29.270	-8292.970	-32.567	29.270	-7798.382	85.328
6	-2.114	-23.059	-6931.240	2.114	23.059	-6903.942	71.699
7	-14.722	-29.751	-8041.621	14.722	29.751	-8607.353	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	202.57900	201.82230	0.47111	1.4569	-0.00375
2	229.04950	229.23140	0.53509	1.3671	0.00079
3	223.49480	223.50360	0.52172	1.3845	0.00004
4	158.43090	158.99690	0.37114	1.6415	0.00356
5	28.26027	32.56693	0.38167	1.6187	0.13224
6	-5.51736	-2.11360	-0.02948	0.0000	-1.61041
7	-19.07423	-14.72238	-0.17887	0.0000	-0.29559

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 12

Determinante de SFF= 0.12000E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.19413E+03	-0.18669E+01	-0.41752E+00
6	0.19365E+03	-0.22080E+01	-0.32715E+00
7	0.19365E+03	-0.21243E+01	-0.32322E+00
8	0.19384E+03	-0.15899E+01	-0.38954E+00

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						P EULER
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	
1	194.997	-10.303	22792.150	-194.997	10.303	10206.170	428.397
2	230.617	1.333	26987.270	-230.617	-1.333	18202.080	428.397
3	221.881	4.311	27386.000	-221.881	-4.311	18481.710	428.397
4	166.059	11.270	25631.930	-166.059	-11.270	11950.190	428.397
5	34.522	-36.095	-10206.170	-34.522	36.095	-9635.146	85.328
6	-0.160	-28.498	-8566.937	0.160	28.498	-8531.879	71.699
7	-13.438	-36.813	-9949.824	13.438	36.813	-10657.730	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	201.82230	194.99750	0.45518	1.4822	-0.03500
2	229.23140	230.61700	0.53833	1.3629	0.00601
3	223.50360	221.88080	0.51793	1.3895	-0.00731
4	158.99690	166.05890	0.38763	1.6062	0.04253
5	32.56693	34.52243	0.40458	1.5722	0.05664
6	-2.11360	-0.15954	-0.00223	0.0000	-12.24845
7	-14.72238	-13.43774	-0.16326	0.0000	-0.09560

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 13

Determinante de SFF= 0.10756E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.21455E+03	-0.18321E+01	-0.46063E+00
6	0.21409E+03	-0.22150E+01	-0.36258E+00
7	0.21411E+03	-0.21147E+01	-0.35759E+00
8	0.21433E+03	-0.16273E+01	-0.43329E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	191.360	-8.568	25476.550	-191.360	8.568	11219.540	428.397
2	231.347	0.716	29738.800	-231.347	-0.716	20063.450	428.397
3	220.876	5.357	30321.010	-220.876	-5.357	20399.850	428.397
4	169.971	9.101	27960.400	-169.971	-9.101	13091.990	428.397
5	32.786	-39.733	-11219.530	-32.786	39.733	-10620.150	85.328
6	-1.280	-31.405	-9443.297	1.280	31.405	-9399.825	71.699
7	-15.607	-40.725	-11000.020	15.607	40.725	-11799.530	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	194.99750	191.36020	0.44669	1.4962	-0.01901
2	230.61700	231.34740	0.54003	1.3608	0.00316
3	221.88080	220.87590	0.51559	1.3927	-0.00455
4	166.05890	169.97080	0.39676	1.5876	0.02302
5	34.52243	32.78637	0.38424	1.6132	-0.05295
6	-0.15954	-1.28025	-0.01786	0.0000	0.87539
7	-13.43774	-15.60677	-0.18961	0.0000	0.13898

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 14

Determinante de SFF= 0.12155E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.19124E+03	-0.18728E+01	-0.40959E+00
6	0.19081E+03	-0.22065E+01	-0.32287E+00
7	0.19087E+03	-0.21239E+01	-0.31828E+00
8	0.19112E+03	-0.15859E+01	-0.38515E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	195.606	-6.151	22879.090	-195.606	6.151	10026.500	428.397
2	230.467	0.448	26500.190	-230.467	-0.448	17913.020	428.397
3	221.841	5.248	27087.700	-221.841	-5.248	18218.670	428.397
4	165.641	7.059	24881.870	-165.641	-7.059	11838.450	428.397
5	30.370	-35.487	-10026.500	-30.370	35.487	-9480.530	85.328
6	-3.432	-28.041	-8432.490	3.432	28.041	-8391.813	71.699
7	-17.648	-36.395	-9826.866	17.648	36.395	-10546.000	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	191.36020	195.60560	0.45660	1.4799	0.02170
2	231.34740	230.46650	0.53797	1.3634	-0.00382
3	220.87590	221.84140	0.51784	1.3896	0.00435
4	169.97080	165.64070	0.38665	1.6082	-0.02614
5	32.78637	30.37036	0.35592	1.6762	-0.07955
6	-1.28025	-3.43151	-0.04786	0.0000	0.62691
7	-15.60677	-17.64839	-0.21442	0.0000	0.11568

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 15

Determinante de SFF= 0.13824E+33

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.17001E+03	-0.19092E+01	-0.36426E+00
6	0.16957E+03	-0.21992E+01	-0.28625E+00
7	0.16962E+03	-0.21334E+01	-0.28253E+00
8	0.16986E+03	-0.15473E+01	-0.34011E+00

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	199.411	-6.799	20211.660	-199.411	6.799	8963.457	428.397
2	229.705	0.834	23612.130	-229.705	-0.834	15968.330	428.397
3	222.828	4.434	24064.490	-222.828	-4.434	16224.370	428.397
4	161.611	8.135	22351.600	-161.611	-8.135	10664.210	428.397
5	31.017	-31.682	-8963.455	-31.017	31.682	-8452.607	85.328
6	-3.167	-24.997	-7515.718	3.167	24.997	-7482.068	71.699
7	-16.573	-32.365	-8742.302	16.573	32.365	-9371.747	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	195.60560	199.41120	0.46548	1.4657	0.01908
2	230.46650	229.70490	0.53620	1.3656	-0.00332
3	221.84140	222.82750	0.52014	1.3866	0.00443
4	165.64070	161.61060	0.37725	1.6281	-0.02494
5	30.37036	31.01679	0.36350	1.6586	0.02084
6	-3.43151	-3.16693	-0.04417	0.0000	-0.08354
7	-17.64839	-16.57290	-0.20135	0.0000	-0.06489

NO. ITER. IDET.= 9
 VALOR MINIMO OBTENIDO DEL DETERMINANTE= 0.13824E+33
 COEF. DE VARIACION DE CARGAS= 81.54297000

REACCIONES DE APOYOS		REACCION Y	REACCION Z
NUDO	REACCION X		
1	6.799	199.411	20211.660
2	-0.834	229.705	23612.130
3	-4.434	222.828	24064.490
4	-8.135	161.611	22351.600

*****FIN DE CORRIDA*****

De los análisis anteriores, tenemos las siguientes relaciones de esbeltez en columnas, y sus cargas correspondientes debidas al pandeo de marcos:

COLUMNA	CARGA. pandeo X [ton]	K.col x	CARGA. pandeo Z [ton]	K.col z
43	199.411	1.466	87.780	2.209
60	276.532	1.245	125.506	1.848
148	229.705	1.366	88.614	2.199
165	212.909	1.419	124.708	1.853
274	222.828	1.387	85.675	2.236
291	253.045	1.301	127.406	1.834
379	161.611	1.628	90.564	2.175
396	84.670	2.249	122.961	1.867

En todos los casos se obtuvo un coeficiente de variación de cargas mucho mayor al factor para la combinación de carga vertical = 1.5 para presentarse el pandeo en cualquiera de los marcos; siendo el mínimo de 30.349; lo que garantiza que no se presentará el pandeo para esta combinación.

Máximo coeficiente para columna por nomograma de longitud efectiva

$$K_{\max \text{ col}} = 2.1$$

Máximo coeficiente de longitud efectiva en columnas debido al pandeo de marcos:

$$K_{\max \text{ pandeo marcos}} = 2.249$$

Sin embargo la carga crítica de pandeo de un elemento de sección armada es aun menor que la de uno con sección llena con las mismas propiedades estáticas, que es como se ha analizado. Engesser (1891) obtuvo una expresión que permite obtener la carga crítica de pandeo de Euler para una columna armada con celosía formada por diagonales simples y montantes (R42):

$$P_{CR} = \frac{1}{1 + P_E \left[\frac{1}{A_d E \sin^2 \phi \cos^2 \phi} + \frac{b}{a A_b E} \right]} \quad P_E = F_{sa} P_E$$

donde:

P_E = carga crítica de Euler

A_d = área de la sección transversal de la diagonal

A_b = área de la sección transversal del montante

a = separación entre montantes

b = separación entre elementos principales

ϕ = ángulo que forma la diagonal con el montante

Para nuestro caso obtenemos:

$$F_{sa} = \frac{1}{1 + 428397 \times \left[\frac{1}{3.2 \times 2.04E6 \times 0.7071 \times 0.5} + \frac{35}{47.3 \times 3.2 \times 2.04E6} \right]}$$

$$F_{sa} = 0.810$$

De lo anterior obtenemos que la carga crítica de pandeo dada por Engesser para la columna doblemente articulada será

$$P_{Eng} = 0.810 \times 428.397 \text{ ton} = 347.001 \text{ ton}$$

Modificando el valor de la carga mínima por pandeo de marcos con el factor de sección armada:

$$P_{CRmin} = 68.583 \text{ ton}$$

de donde finalmente el máximo factor de longitud efectiva respecto de P_E es:

$$k_{m\acute{a}x} = 2.500$$

∴ el máximo valor de k empleado para los cálculos será 2.5

(1) La máxima relación de esbeltas de un elemento a compresión no excederá de 200

$$\frac{K L}{r_{min}} = \frac{2.500 \times 600}{15.79} = 95.00 < 200$$

(1) NTC-Metálicas secc. 2.2.3

Bajada de Cargas combinación 1.5(c.m. + c.v.máx):

Las descargas a columnas debidas a esta combinación son las que aparecen en el archivo de resultados del análisis de la armadura tridimensional.

Peso propio de columnas:

Cantidad de ángulo:

$$4 \times 6.00 \text{ m} = 24 \text{ m}$$

Cantidad de solera:

$$4 \times 11 \times (0.35 \text{ m} + 0.495 \text{ m}) = 37.18 \text{ m}$$

Cantidad de placa 6.3 mm

$$5 \times 0.35 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 0.613 \text{ m}^2$$

Cantidad de placa 12.7 mm

$$4 \times 0.35 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} = 0.490 \text{ m}^2$$

Material	peso. unit.	cantidad	peso.total [kg]
LI 64x6	6.10 kg/m	24.0 m	146.4
solera 25x6	2.50 kg/m	37.18 m	93.0
placa diafr.13	56.03 kg/m ²	0.613 m ²	34.4
placa diafr.19	81.90 kg/m ²	0.490 m ²	40.1
soldadura	-	-	5.0
TOTAL			318.9 ≈ 320.0

Carga factorizada por peso propio considerada en extremo superior de columnas:
 $1.5 \cdot 320/2 = 240 \text{ kg}$

De acuerdo al sistema de referencia empleado para la armadura, las cargas nodales factorizadas en columnas son (incluyendo medio peso propio de columnas):

NODO	COL.	DEL.	FY[kg.]	FX[kg.]	FZ[kg.]	NODO	COL.	TPAS.	FY[kg.]	FX[kg.]	FZ[kg.]
60			-6318	245	6909	43			-4491	445	-6854
165			-6014	-471	6739	148			-4343	-614	-6674
291			-6537	-372	6502	274			-4475	-165	-6431
396			-3468	477	4335	379			-2617	455	-4527

Momentos factorizados provocados por cargas verticales excéntricas en nodos 396 y 379:

$$\text{Nodo 396: } M_z = 1.5 \times 3468 \text{ kg} \times 10 \text{ cm} = 52020 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Nodo 379: } M_z = 1.5 \cdot 2617 \text{ kg} \cdot 10 \text{ cm} = 39255 \text{ kg-cm}$$

Carga factorizada repartida de vigas IPR 203 x 15 : $1.5 \times 15 = 22.5 \text{ kg/m}$.

Nota: Para el análisis de marcos en dirección Z, cada carga vertical se aumentará con la mitad del peso factorizado del cable: $1.5 \times 0.62 \text{ kg/m} \cdot 17.25 \text{ m} / 2 = 8 \text{ kg}$

A continuación se realiza el análisis respectivo de cada marco incluyendo el efecto flexión-carga axial empleando el programa usado para obtener cargas críticas.

ANÁLISIS DE MARCO 1 DIR Z COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.
 CREA: MARAX.RES
 PROC.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 PROFR. M.C. MIGUEL MORENO
 S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANALISIS MARCO 2 DIRECC.Z COMBIN. 1.5(C.M.+C.Vmax) UNID:[TON,CM]
 TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0
 NUM.BARRAS= 3
 G.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M.INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0
 CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-6.9090	-6.3260	0.0000
4	6.8540	-4.4990	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.35108E+01	-0.60566E-01	0.87769E-02
4	0.32573E+01	-0.43074E-01	-0.81433E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.326	-0.762	-457.159	-6.326	0.762	0.000	428.397
2	4.499	0.707	424.160	-4.499	-0.707	0.000	428.397
3	-6.147	0.000	0.000	6.147	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER ERR. RELAT.

1	0.00000	6.32600	0.01477	1.00000
2	0.00000	4.49900	0.01050	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.48967E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.35659E+01	-0.60566E-01	0.89365E-02
4	0.32388E+01	-0.43074E-01	-0.81109E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.326	-0.729	-459.807	-6.326	0.729	0.000	428.397
2	4.499	0.674	418.819	-4.499	-0.674	0.000	428.397
3	-6.180	0.000	0.000	6.180	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER ERR. RELAT.

1	6.32600	6.32600	0.01477	0.00000
2	4.49900	4.49900	0.01050	0.00000

REACCIONES DE APOYOS			
NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.729	6.326	-459.807
2	-0.674	4.499	418.819

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO 2 DIR Z COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS DE MARCO 2 DIRECC.Z COMB. 1.5(C.M.+C.V.max) UNID:{TON,CM}

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-6.7390	-6.0220	0.0000
4	6.6740	-4.3510	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.34477E+01	-0.57655E-01	0.86193E-02
4	0.31482E+01	-0.41657E-01	-0.78706E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.022	-0.748	-448.953	-6.022	0.748	0.000	428.397
2	4.351	0.683	409.953	-4.351	-0.683	0.000	428.397
3	-5.991	0.000	0.000	5.991	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER ERR. RELAT.

1	0.00000	6.02200	0.01406	1.00000
2	0.00000	4.35100	0.01016	1.00000

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.49102E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.34992E+01	-0.57655E-01	0.87683E-02
4	0.31309E+01	-0.41657E-01	-0.78405E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.022	-0.717	-451.420	-6.022	0.717	0.000	428.397
2	4.351	0.652	404.970	-4.351	-0.652	0.000	428.397
3	-6.022	0.000	0.000	6.022	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	ERR. RELAT.
1	6.02200	6.02200	0.01406	0.00000
2	4.35100	4.35100	0.01016	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.717	6.022	-451.420
2	-0.652	4.351	404.970

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO 3 DIR Z COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS DE MARCO 3 DIRECC.2 COMB. 1.5(C.M.+C.V.max) UNID:{TON,CM}

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3
 G.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX. = 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-6.5020	-6.5450	0.0000
4	6.4310	-4.4830	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.33435E+01	-0.62663E-01	0.83588E-02
4	0.30164E+01	-0.42921E-01	-0.75410E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.545	-0.726	-435.385	-6.545	0.726	0.000	428.397
2	4.483	0.655	392.785	-4.483	-0.655	0.000	428.397
3	-5.776	0.000	0.000	5.776	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER ERR. RELAT.

1	0.00000	6.54500	0.01528	1.00000
2	0.00000	4.48300	0.01046	1.00000

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX. = 2

Determinante de SFF= 0.48905E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.34019E+01	-0.62663E-01	0.85263E-02
4	0.29931E+01	-0.42921E-01	-0.74958E-02

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)						Mzk	P EULER
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk			
1	6.545	-0.694	-438.513	-6.545	0.694	0.000	428.397	
2	4.483	0.623	387.066	-4.483	-0.623	0.000	428.397	
3	-5.808	0.000	0.000	5.808	0.000	0.000	0.000	

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	ERR. RELAT.
1	6.54500	6.54500	0.01528	0.00000
2	4.48300	4.48300	0.01046	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.694	6.545	-438.513
2	-0.623	4.483	387.066

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO 4 DIR Z COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS DE MARCO 4 DIRECC.Z COMB. 1.5(C.M.+C.V.max) UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS							
BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-4.3350	-3.4760	0.0000
4	4.5270	-2.6250	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.17366E+01	-0.33280E-01	0.43416E-02
4	0.26213E+01	-0.25132E-01	-0.65533E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	3.476	-0.377	-226.141	-3.476	0.377	0.000	428.397
2	2.625	0.569	341.341	-2.625	-0.569	0.000	428.397
3	-3.958	0.000	0.000	3.958	0.000	0.000	0.000

BARRA P AX. INICIAL P AX. FINAL P FINAL/P EULER ERR. RELAT.

1	0.00000	3.47600	0.00811	1.00000
2	0.00000	2.62500	0.00613	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.50390E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.17390E+01	-0.33280E-01	0.43534E-02
4	0.26317E+01	-0.25132E-01	-0.65859E-02

BARRA	ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)					Mzk	P EULER
	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk		
1	3.476	-0.365	-225.241	-3.476	0.365	0.000	428.397
2	2.625	0.557	341.304	-2.625	-0.557	0.000	428.397
3	-3.970	0.000	0.000	3.970	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	ERR. RELAT.
1	3.47600	3.47600	0.00811	0.00000
2	2.62500	2.62500	0.00613	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.365	3.476	-225.241
2	-0.557	2.625	341.304

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO A (DELANTERO) DIR X COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO A COMBINACION 1.5(C.M.+C.V_{max}) DIRECC. X UNID [TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 7

G.L.= 12

NUM.NUDOS= 8

NUM DESPL.RESTR.= 12

NUM.NUDOS RESTR.= 4

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM. NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 4
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 3

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.2450	-6.3180	0.0000
6	-0.4710	-6.0140	0.0000
7	-0.3720	-6.5370	0.0000
8	0.4770	-3.4680	32.2000

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS

BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.062	5.672	0.000	0.062	-5.672
6	0.000	0.067	6.750	0.000	0.067	-6.750
7	0.000	0.063	5.880	0.000	0.063	-5.880

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.11883E+00	-0.61269E-01	0.19119E-03
6	-0.12305E+00	-0.58799E-01	0.19470E-03
7	-0.12125E+00	-0.63971E-01	0.19173E-03
8	-0.11503E+00	-0.33502E-01	0.55163E-03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.399	-0.053	-20.990	-6.399	0.053	-11.032	428.397
2	6.141	-0.056	-21.904	-6.141	0.056	-11.763	428.397
3	6.682	-0.055	-21.592	-6.682	0.055	-11.605	428.397
4	3.499	0.044	-1.224	-3.499	-0.044	27.509	428.397
5	0.298	0.081	11.032	-0.298	0.042	-0.279	85.328
6	-0.117	0.085	12.041	0.117	0.050	-1.484	71.699
7	-0.433	0.095	13.089	0.433	0.031	4.691	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	6.39943	0.01494	8.1819	1.00000
2	0.00000	6.14142	0.01434	8.3520	1.00000
3	0.00000	6.68165	0.01560	8.0072	1.00000
4	0.00000	3.49925	0.00817	11.0646	1.00000
5	0.00000	0.29837	0.00350	16.9110	1.00000
6	0.00000	-0.11652	-0.00163	0.0000	1.00000
7	0.00000	-0.43319	-0.00526	0.0000	1.00000

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS

BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.062	5.672	0.000	0.062	-5.672
6	0.000	0.067	6.750	0.000	0.067	-6.750
7	0.000	0.063	5.880	0.000	0.063	-5.880

Determinante de SFF= 0.17462E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.12222E+00	-0.61275E-01	0.19811E-03
6	-0.12643E+00	-0.58797E-01	0.20030E-03
7	-0.12463E+00	-0.63973E-01	0.19731E-03
8	-0.11840E+00	-0.33496E-01	0.55931E-03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	HZJ	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	6.400	-0.053	-21.408	-6.400	0.053	-11.216	428.397
2	6.141	-0.056	-22.391	-6.141	0.056	-12.082	428.397
3	6.682	-0.055	-22.072	-6.682	0.055	-11.927	428.397
4	3.499	0.044	-1.623	-3.499	-0.044	27.314	428.397
5	0.298	0.082	11.216	-0.298	0.042	-0.106	85.328
6	-0.117	0.086	12.188	0.117	0.049	-1.338	71.699
7	-0.433	0.095	13.265	0.433	0.031	4.886	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	6.39943	6.40007	0.01494	8.1815	0.00010
2	6.14142	6.14126	0.01434	8.3521	-0.00003
3	6.68165	6.68183	0.01560	8.0071	0.00003
4	3.49925	3.49859	0.00817	11.0656	-0.00019
5	0.29837	0.29807	0.00349	16.9195	-0.00100
6	-0.11652	-0.11677	-0.00163	0.0000	0.00214
7	-0.43319	-0.43349	-0.00527	0.0000	0.00069

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.053	6.400	-21.408
2	0.056	6.141	-22.391
3	0.055	6.682	-22.072
4	-0.044	3.499	-1.623

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO B (TRASERO) DIR X COMBINACIÓN: 1.5(C.M. + C.V.)

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROC.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
ANALISIS MARCO B COMBINACION 1.5(C.M.+C.Vmax) DIRECC. X UNID(TON,CM)

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 7
G.L.= 12
NUM.NUDOS= 8
NUM.DESPL.RESTR.= 12
NUM.NUDOS RESTR.= 4
E= 2040.00
TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

.....
NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 4
NUM.MIEMBROS CARGADOS= 3

CARGAS DE NODOS			
NODO	FX	FY	MZ
5	0.4450	-4.4910	0.0000
6	-0.6140	-4.3430	0.0000
7	-0.1650	-4.4750	0.0000
8	0.4440	-2.6170	23.7700

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS						
BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.062	5.672	0.000	0.062	-5.672
6	0.000	0.067	6.750	0.000	0.067	-6.750
7	0.000	0.063	5.880	0.000	0.063	-5.880

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO			
NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.39484E-01	-0.43498E-01	-0.12484E-03
6	0.33228E-01	-0.42863E-01	-0.57080E-04
7	0.36073E-01	-0.44160E-01	-0.62068E-04
8	0.41317E-01	-0.25641E-01	0.16602E-03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)							
BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	4.543	0.002	3.781	-4.543	-0.002	-2.722	428.397
2	4.477	0.014	5.681	-4.477	-0.014	2.707	428.397
3	4.612	0.015	6.162	-4.612	-0.015	2.929	428.397
4	2.678	0.079	19.408	-2.678	-0.079	28.055	428.397
5	0.443	0.052	2.722	-0.443	0.071	-7.978	85.328
6	-0.185	0.062	5.270	0.185	0.073	-8.273	71.699
7	-0.365	0.065	5.345	0.365	0.061	-4.285	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	4.54332	0.01061	9.7104	1.00000
2	0.00000	4.47693	0.01045	9.7821	1.00000
3	0.00000	4.61240	0.01077	9.6374	1.00000
4	0.00000	2.67811	0.00625	12.6476	1.00000
5	0.00000	0.44323	0.00519	13.8749	1.00000
6	0.00000	-0.18475	-0.00258	0.0000	1.00000
7	0.00000	-0.36490	-0.00443	0.0000	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS

BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.062	5.672	0.000	0.062	-5.672
6	0.000	0.067	6.750	0.000	0.067	-6.750
7	0.000	0.063	5.880	0.000	0.063	-5.880

Determinante de SFF= 0.17671E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.40208E-01	-0.43497E-01	-0.12650E-03
6	0.33949E-01	-0.42863E-01	-0.58267E-04
7	0.36793E-01	-0.44160E-01	-0.63308E-04
8	0.42036E-01	-0.25642E-01	0.16497E-03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	4.543	0.002	3.853	-4.543	-0.002	-2.679	428.397
2	4.477	0.014	5.786	-4.477	-0.014	2.777	428.397
3	4.612	0.015	6.262	-4.612	-0.015	2.994	428.397
4	2.678	0.079	19.538	-2.678	-0.079	28.086	428.397
5	0.443	0.052	2.679	-0.443	0.072	-8.016	85.328
6	-0.185	0.062	5.239	0.185	0.073	-8.305	71.699
7	-0.365	0.065	5.312	0.365	0.061	-4.316	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K co1	ERR. RELAT.
1	4.54332	4.54317	0.01061	9.7105	-0.00003
2	4.47693	4.47697	0.01045	9.7821	0.00001
3	4.61240	4.61239	0.01077	9.6374	0.00000
4	2.67811	2.67822	0.00625	12.6474	0.00004
5	0.44323	0.44335	0.00520	13.8731	0.00026
6	-0.18475	-0.18467	-0.00258	0.0000	-0.00040
7	-0.36490	-0.36481	-0.00443	0.0000	-0.00022

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-0.002	4.543	3.853
2	-0.014	4.477	5.786
3	-0.015	4.612	6.262
4	-0.079	2.678	19.538

*****FIN DE CORRIDA*****

Resumen de elementos mecánicos de diseño para combinación 1.5(c.m. + c.v.m_{ax})

Empleando un sistema coordenado de la armadura y la nomenclatura:

N_y = fuerza axial al eje de columna

V_s = fuerza cortante en dirección s

M_s = Momento en torno al eje s

Eligiendo la mayor de las cargas axiales de los marcos correspondientes a la columna y sumando al extremo inferior la mitad de su peso propio (no considerado en el análisis) obtenemos:

COLUMNA	extremo	N _y .(t)	V _x .(t)	V _z .(t)	M _x .(t-m)	M _z .(t-m)	M _y .(t-m)
60	sup.	-6.400	-0.053	0.729	0.0	-0.112	0.
1-A	Inf.	6.640	0.053	-0.729	-4.598	-0.214	0.
43	sup.	-4.543	0.002	-0.674	0.0	-0.027	0.
1-B	Inf.	4.783	-0.002	0.674	4.188	0.039	0.
165	sup.	-6.141	-0.056	0.717	0.0	-0.121	0.
2-A	Inf.	6.381	0.056	-0.717	-4.514	-0.224	0.
148	sup.	-4.477	0.014	-0.652	0.0	0.028	0.
2-B	Inf.	4.717	-0.014	0.652	4.050	0.058	0.
291	sup.	-6.682	-0.055	0.694	0.0	-0.119	0.
3-A	Inf.	6.922	0.055	-0.694	-4.385	-0.221	0.
274	sup.	-4.612	0.015	-0.623	0.0	0.030	0.
3-B	Inf.	4.852	-0.015	0.623	3.871	0.063	0.
396	sup.	-3.499	0.044	0.365	0.0	0.273	0.037
4-A	Inf.	3.739	-0.044	-0.365	-2.252	-0.016	-0.037
379	sup.	-2.678	0.079	-0.557	0.0	0.281	-0.056
4-B	Inf.	2.918	-0.079	0.557	3.413	0.195	0.056

Antes de continuar con el diseño por carga vertical, se analizará la combinación de carga accidental; ya que es necesario tener todos los resultados del análisis para proceder con el dimensionamiento de acuerdo a las NTC-Metalicas (R10), para diseño a flexocompresión.

Obtención de las rigideces laterales de los marcos:

La rigidez a desplazamiento lateral de los marcos en dirección x se obtendrá mediante un análisis bajo carga lateral unitaria:

ARCHIVO DE RESULTADOS PARA ANÁLISIS DE RIGIDEZ DE MARCO DIR. X:

ANÁLISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LÍMITE: 200 BARRAS, 300 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TÍTULO DE LA ESTRUCTURA:

CÁLCULO DE RIGIDEZ EN MARCO B DIRECC.X UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANÁLISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas críticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 7

G.L.= 12

NUM.NUDOS= 8

NUM DESPL.RESTR.= 12

NUM.NUDOS RESTR.= 4

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERG.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 4
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.2500	0.0000	0.0000
6	0.2500	0.0000	0.0000
7	0.2500	0.0000	0.0000
8	0.2500	0.0000	0.0000

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.62915E+00	0.11243E-02	-0.12521E-02
6	0.62873E+00	-0.27334E-03	-0.10168E-02
7	0.62875E+00	0.23779E-03	-0.10207E-02
8	0.62920E+00	-0.10888E-02	-0.12567E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	-0.117	0.220	98.633	0.117	-0.220	33.413	428.397
2	0.029	0.281	110.783	-0.029	-0.281	57.822	428.397
3	-0.025	0.280	110.584	0.025	-0.280	57.420	428.397
4	0.114	0.219	98.404	-0.114	-0.219	32.944	428.397
5	0.030	-0.117	-33.413	-0.030	0.117	-31.175	85.328
6	-0.001	-0.089	-26.648	0.001	0.089	-26.682	71.699
7	-0.031	-0.114	-30.739	0.031	0.114	-32.944	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	-0.11743	-0.00027	0.0000	1.00000
2	0.00000	0.02855	0.00007	*****	1.00000
3	0.00000	-0.02484	-0.00006	0.0000	1.00000
4	0.00000	0.11372	0.00027	*****	1.00000
5	0.00000	0.02992	0.00035	*****	1.00000
6	0.00000	-0.00109	-0.00002	0.0000	1.00000
7	0.00000	-0.03109	-0.00038	0.0000	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.62915E+00	0.11243E-02	-0.12521E-02
6	0.62873E+00	-0.27334E-03	-0.10168E-02
7	0.62875E+00	0.23779E-03	-0.10207E-02
8	0.62920E+00	0.10888E-02	-0.12567E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXK	VYK	MZK	P EULER
1	-0.117	0.220	98.633	0.117	0.220	33.413	428.397
2	-0.029	0.281	110.783	-0.029	0.281	57.822	428.397
3	-0.025	0.280	110.584	0.025	0.280	57.420	428.397
4	0.114	0.219	98.404	0.114	0.219	32.944	428.397
5	0.030	-0.117	33.413	0.030	0.117	31.175	85.328
6	-0.001	0.089	26.648	0.001	0.089	26.682	71.699
7	-0.031	0.114	30.739	0.031	0.114	32.944	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	-0.11743	0.11743	0.00027	0.0000	0.00000
2	0.02855	0.02855	0.00007	*****	0.00000
3	0.02484	-0.02484	-0.00006	0.0000	0.00000
4	0.11372	-0.11372	0.00027	*****	0.00000
5	0.02992	0.02992	0.00035	*****	0.00000
6	0.00109	-0.00109	-0.00002	0.0000	0.00000
7	0.03109	-0.03109	-0.00038	0.0000	0.00000

*****FIN DE CORRIDA*****

De los desplazamientos obtenidos, el desplazamiento lateral promedio del marco d_p es:

$$d_p = \frac{0.62915 + 0.62873 + 0.62875 + 0.62920}{4} = 0.6290 \text{ cm}$$

de donde se obtiene la rigidez lateral del marco:

$$R_x \text{ marco} = \frac{1.000 \text{ ton}}{0.6290 \text{ cm}} = 1.590 \text{ ton/cm}$$

Mientras que la rigidez lateral de los marcos en dirección z se obtiene simplemente sumando las rigideces correspondientes de las columnas, ya que el cable no contribuye a la rigidez lateral del marco:

$$R_{col} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2.04E3 \times 7659.82}{600^3} = 0.217 \text{ ton/cm}$$

$$R_z \text{ marco} = 2 \times 0.217 = 0.434 \text{ ton/cm}$$

Rigideces de entrepiso:

Las rigideces de entrepiso se obtienen simplemente como la suma de las rigideces laterales de los marcos contenidos en esa dirección.

Direcc. X:

$$R_x \text{ entrepiso} = 2 \times 1.590 = 3.180 \text{ ton/cm}$$

Direcc. Z:

$$R_z \text{ entrepiso} = 4 \times 0.434 = 1.736 \text{ ton/cm}$$

(1) *Combinación: 1.(c.m. + c.v. + sismo)*

(1) RCDF-87 tit. 60, capít. III arts. 188 y 194

Cálculo del Peso total de la estructura:
armadura:

CONCEPTO	PESO.U. [KG/M ²]	CANT.[M ²]	PESO.TOT.[KG]
PESO PROPIO ARMADURA	15.0	445.2	6675.0
LÁMINA	5.0	445.2	2226.0
CARGA MUERTA	20.0	445.2	8904.0
CARGA VIVA INSTANTANEA(2)	20.0	445.2	8904.0
CARGA TOTAL	40.0	445.2	17808.0

(2) RCDF-87 Tit. 60, Capít. V Tabla de Cargas Vivas unitarias

Para toda la estructura:

CONCEPTO	PESO. U	CANT.	PESO.TOTAL
ARMADURA	40.0 KG/M ²	445.2 M ²	17808. KG
COLUMNAS (3)	160.0 KG/PZA	8. PZAS.	1280. KG
VIGAS IPP	15.0 KG/M	34.2 M	513. KG
CAJONES	0.62 KG/M	69.0 M	43. KG
TOTAL			19644. KG

(3) Peso de media columna: 320.0 / 160 kg.

Determinación de Fuerzas sísmicas de diseño en marcos por el Metodo Estático:

Coefficiente sísmico de diseño c :

(4) Tratándose de una estructura tipo B, localizada en zona tipo II: $c = 0.32$

(4) RCDF 87 Tit. 60, capít. VI art. 206

Factor de Comportamiento sísmico Q :

(5) Dado que la resistencia ante cargas laterales estará dada por marcos de acero en dirección x y solamente por las columnas en dirección z , por lo que se adoptará un valor $Q = 2$

(5) NTC Sismo secc. 5

(6) El cálculo de Fuerzas laterales (cortante basal sísmico) se determina como:

$$V_0 = F = \frac{C}{Q} W_0$$

(6) NTC Sismo secc. 8.1
de donde:

$$F = \frac{0.32}{2} \times 19644 = 3143 \text{ kg}$$

Empleando las rigideces de entrepiso en cada dirección para obtener los desplazamientos laterales; y calculando el periodo fundamental de la estructura como:

$$(1) T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

(1) NTC-Sismo secc. 8.2.a)

DIRECC.	F. (Ton)	Kent. (Ton/cm)	Δx . (cm)	$W \times x^2$. (Ton-cm ²)	F x. (Ton-cm)	T (seg)
Z	3.143	1.736	1.810	64.356	5.689	0.675
X	3.143	3.180	0.988	19.175	3.105	0.499

Desplazamiento máximo = $Q \Delta x$

dir Z: $\Delta = 2 \times 1.810 \text{ cm} = 3.620 \text{ cm}$

dir X: $\Delta = 2 \times 0.988 \text{ cm} = 1.976 \text{ cm}$

(2) Desplazamiento lateral permisible :

Debido a que los muros de colindancia, edificios de oficinas y talleres están separados y fuera del plano de los marcos; los desplazamientos laterales de la estructura no afectan elemento alguno y: $\Delta_p = 0.012 H$

(2) RCDF-87 Tit 6o. capit.VI, art. 209

$$\Delta_p = 0.012 \times 600 \text{ cm} = 7.2 \text{ cm}$$

como $\Delta < \Delta_p$ en ambas direcciones, se acepta la rigidez lateral de los marcos

Revisando el periodo de la estructura para posible reducción del cortante sísmico; para zona tipo II:

$$T_a = 0.3 \text{ seg}, T_b = 1.5 \text{ seg.}$$

como los periodos están dentro del rango $[T_a, T_b]$ entonces la ordenada del espectro de aceleraciones $a = c$ y por lo tanto no hay reducción del cortante basal F en ninguna dirección.

Determinación para realizar análisis de segundo orden:

(3) Se tomarán en cuenta los efectos de segundo orden (momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al quedar desplazada lateralmente) si ocurre:

$$\frac{\Delta_{ent}}{H_{ent}} > 0.08 \frac{V}{W}$$

donde:

Δ_{ent} = desplazamiento lateral de cualquiera de los entrepisos

H_{ent} = altura del mismo entrepiso

V = fuerza cortante por sismo del entrepiso

W = suma de cargas muerta y viva nat. sobre el entrepiso considerado

(3) NTC-Sismo secc. 8.7

Dirección X:

$$\frac{1.976 \text{ cm}}{600 \text{ cm}} = 0.0033 < 0.08 \times \frac{3143 \text{ kg}}{19644 \text{ kg}} = 0.0128$$

Dirección Z:

$$\frac{3.620 \text{ cm}}{600 \text{ cm}} = 0.0060 < 0.0128$$

∴ no se requieren hacer análisis de segundo orden en ninguna dirección.

Cortantes de diseño para marcos:

Obtención de Descargas de armadura a columnas combinación (c.m. + c.v.inst)

Siendo el sistema lineal, podemos obtener la fracción de las descargas a columnas a partir de la combinación 1.5(c.m. + c.v.máx), que represente la carga muerta:

$$\sum Fy_{1.5(c.m.+c.v.máx)} = 1.5 (c.m. + c.v.máx)$$

$$38263 \text{ kg} = 1.5 \times (8904 \text{ kg} + c.v.máx)$$

de donde:

$$K_{c.v.máx} = c.v.máx / (c.m. + c.v.máx) = 0.651$$

como la relación de carga viva instantánea a carga viva máxima es:

$$r = \frac{20 \text{ kg/m}^2}{40 \text{ kg/m}^2} = 0.5 \Rightarrow K_{c.v.inst} = 0.5 \times 0.651 = 0.326$$

el factor para obtener la combinación c.m. + c.v.inst. a partir de las descargas (c.m. + c.v.máx) será:

$$K_{c.m.+c.v.inst} = 0.349 + 0.326 = 0.675$$

multiplicando los valores de la combinación (c.m.+c.v.máx) por este factor, obtenemos las cargas para la combinación c.m.+c.v.inst (no incluye peso propio de columnas):

NODO	COL. DEL.	FY[kg].	FX[kg].	FZ[kg].	NODO	COL. TRAS.	FY[kg].	FX[kg].	FZ[kg].
60		-2735	110	3109	43		-1913	200	-3084
165		-2598	-212	3033	148		-1846	-276	-3003
291		-2834	-167	2926	274		-1906	-74	-2894
396		-1453	215	1951	379		-1070	205	-2037

Sumando las cargas de vigas, cables y columnas; y tomando como origen del sistema de referencia a la columna del nodo 60, obtendremos el centro de cortante:

$$x_c = \frac{(2.960 + 2.208) \times 5.50 + (3.197 + 2.269) \times 11.5 + (1.771 + 1.388) \times 17.1}{3.052 + 2.230 + 2.960 + 2.208 + 3.197 + 2.269 + 1.771 + 1.388} = 7.62 \text{ m}$$

$$z_c = \frac{(2.23 + 2.208 + 2.269 + 1.388) \times 17.25}{3.052 + 2.230 + 2.960 + 2.208 + 3.197 + 2.269 + 1.771 + 1.388} = 7.32 \text{ m}$$

coordenadas del centro de cortante (centroide de masas): (7.62,7.32)

(1) las excentricidades de diseño se obtienen como:

$$ed_1 = 1.5 e_x + 0.1 b ; ed_2 = e_x - 0.1 b$$

donde:

b = dimensión del entrepiso perpendicular a la dirección que se analiza

(1) NTC-Sismo secc. 8.6

A continuación se obtienen los cortantes de diseño sísmico correspondientes a cada marco, de acuerdo a las formulas vistas en el capítulo 3 para tal efecto:

eligiendo como origen del sistema de referencia a la columna del nodo 60:

Rigideces en ton/cm, distancias en m y cortantes en ton:

MARCO	Rix	Zi	Rix Zi	Zjt	Rix Zjt	RixZjt ²	Vxdir	Vxtor	Vxtot	Vztor	Vzdis
A	1.590	0.0	0.0	8.625	13.714	21.805	1.572	1.385	2.957	1.156	3.304
B	1.590	17.25	27.428	-8.625	-13.714	21.805	1.572	0.158	1.730	1.156	2.077
Σ	3.180		27.428			43.610					

MARCO	Riz	Xi	Riz Xi	Xjt	Riz Xjt	RizXjt ²	Vzdir	Vztor	Vztot	Vxtor	Vzdis
1	0.434	0.0	0.0	-8.525	-3.700	31.541	0.786	0.081	0.867	0.374	0.979
2	0.434	5.5	2.387	-3.025	-1.313	3.972	0.786	0.029	0.815	0.103	0.855
3	0.434	11.5	4.991	2.975	1.291	3.841	0.786	0.109	0.895	0.130	0.934
4	0.434	17.1	7.421	8.575	3.722	31.912	0.786	0.314	1.100	0.376	1.213
Σ	1.736		14.799			71.266					

Centro de torsión: Cv(8.53,8.63)

Centro de cortante: Ct(7.62,7.32)

es = (0.91,1.31)

SENTIDO	V.(t)	b.(m)	es.(m)	ed1.(m)	ed2.(m)	Mt1.(t-m)	Mt2.(t-m)
X	3.143	17.25	1.31	3.69	-0.42	11.598	-1.320
Z	3.143	17.10	0.91	3.08	-0.80	9.680	-2.514

A continuación se analizarán los marcos con sus respectivos cortantes sísmicos únicamente (sin factorizar); ya que para el diseño a flexocompresión se requiere de los elementos mecánicos producidos exclusivamente por fuerzas sísmicas. Para lo cual emplearemos un programa para análisis de marcos planos por el método de las rigideces.

ANÁLISIS DE MARCO A POR CORTANTE SÍSMICO

ANÁLISIS DE MARCOS PLANOS

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MAR2D.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANÁLISIS CORTANTE SISMICO MARCO A DIRECC. X UNID: [TON,CM]

NUM.BARRAS= 7

G.L.= 12

NUM.NUDOS= 8

NUM DESPL.RESTR.= 12

NUM.NUDOS RESTR.= 4

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M.INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)
 NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

NUM.NODOS CARGADOS= 4
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.8260	0.0000	0.0000
6	0.8260	0.0000	0.0000
7	0.8260	0.0000	0.0000
8	0.8260	0.0000	0.0000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.20787E+01	0.37147E-02	-0.41371E-02
6	0.20773E+01	-0.90312E-03	-0.33594E-02
7	0.20774E+01	0.78565E-03	-0.33723E-02
8	0.20789E+01	-0.35973E-02	-0.41523E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk
1	-0.388	0.727	325.884	0.388	-0.727	110.397
2	0.094	0.928	366.026	-0.094	-0.928	191.045
3	-0.082	0.925	365.369	0.082	-0.925	189.717
4	0.376	0.723	325.126	-0.376	-0.723	108.846
5	0.099	-0.388	-110.397	-0.099	0.388	-103.001
6	-0.004	-0.294	-88.044	0.004	0.294	-88.156
7	-0.103	-0.376	-101.561	0.103	0.376	-108.846

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-0.727	-0.388	325.884
2	-0.928	0.094	366.026
3	-0.925	-0.082	365.369
4	-0.723	0.376	325.126

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS DE MARCO B POR CORTANTE SÍSMICO

ANALISIS DE MARCOS PLANOS
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.
 CREA: MAR2D.RES
 PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANALISIS CORTANTE SISMICO MARCO B DIRECC. X UNID: [TON,CM]

NUM.BARRAS= 7
 G.L.= 12
 NUM.NUDOS= 8
 NUM DESPL.RESTR.= 12
 NUM.NUDOS RESTR.= 4
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRIC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

NUM. NODOS CARGADOS= 4
 NUM. MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.5190	0.0000	0.0000
6	0.5190	0.0000	0.0000
7	0.5190	0.0000	0.0000
8	0.5190	0.0000	0.0000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.13061E+01	0.23341E-02	-0.25994E-02
6	0.13052E+01	-0.56746E-03	-0.21108E-02
7	0.13053E+01	0.49365E-03	-0.21189E-02
8	0.13062E+01	-0.22603E-02	-0.26090E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk
1	-0.244	0.457	204.762	0.244	-0.457	69.366
2	0.059	0.583	229.985	-0.059	-0.583	120.039
3	-0.052	0.581	229.572	0.052	-0.581	119.205
4	0.236	0.454	204.286	-0.236	-0.454	68.391
5	0.062	-0.244	-69.366	-0.062	0.244	-64.719
6	-0.002	-0.185	-55.321	0.002	0.185	-55.391
7	-0.065	-0.236	-63.814	0.065	0.236	-68.391

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	-0.457	-0.244	204.762
2	-0.583	0.059	229.985
3	-0.581	-0.052	229.572
4	-0.454	0.236	204.286

*****FIN DE CORRIDA*****

Para los marcos 1,2,3 y 4 en dirección Z, el cortante sísmico se reparte por igual a cada columna, siendo el marco isostático, ya que el cable no interviene en la rigidez lateral.

ANÁLISIS DE MARCOS 1 A 4 POR CORTANTE SÍSMICO

Los elementos mecánicos de las columnas se obtienen como:

$$\begin{aligned} V_{sup} &= V \\ M_{sup} &= 0 \\ V_{inf} &= -V \\ M_{inf} &= -Vh \end{aligned}$$

(1) El análisis sísmico debe realizarse considerando dos componentes ortogonales no simultáneas, obteniendo los elementos mecánicos por sismo en cada dirección.

(1) RCDP-87 tit. 60. capít. VI art. 203.

Eligiendo el mismo sistema coordenado de la armadura (coordenadas globales), para los los elementos mecánicos debido a fuerzas sísmicas aplicadas en las direcciones positivas resultan

Resumen de elementos mecánicos (sin factorizar) de columnas, debidos a cortante sísmico:

Dir. X:

COLUMNA	extr.	Ny.(t)	Vx.(t)	Mz.(t-m)
60	sup.	0.388	0.727	1.104
1-A	inf.	-0.388	-0.727	3.259
43	sup.	0.244	0.457	0.694
1-B	inf.	-0.244	-0.457	2.048
165	sup.	-0.094	0.928	1.911
2-A	inf.	0.094	-0.928	3.660
148	sup.	-0.059	0.583	1.200
2-B	inf.	0.059	-0.583	2.300
291	sup.	0.082	0.925	1.897
3-A	inf.	-0.082	-0.925	3.654
274	sup.	0.052	0.581	1.192
3-B	inf.	-0.052	-0.581	2.296
396	sup.	-0.376	0.723	1.088
4-A	inf.	0.376	-0.723	3.251
379	sup.	-0.236	0.454	0.684
4-B	inf.	0.236	-0.454	2.043

Dir. Z:

COLUMNA	extr.	Ny.(t)	Vz.(t)	Mx.(t-m)
60	sup.	0.0	0.490	0.
1-A	inf.	0.0	-0.490	-2.940
43	sup.	0.0	0.490	0.
1-B	inf.	0.0	-0.490	-2.940
165	sup.	0.0	0.428	0.
2-A	inf.	0.0	-0.428	-2.568
148	sup.	0.0	0.428	0.
2-B	inf.	0.0	-0.428	-2.568
291	sup.	0.0	0.467	0.
3-A	inf.	0.0	-0.467	-2.802
274	sup.	0.0	0.467	0.
3-B	inf.	0.0	-0.467	-2.802
396	sup.	0.0	0.607	0.
4-A	inf.	0.0	-0.607	-3.642
379	sup.	0.0	0.607	0.
4-B	inf.	0.0	-0.607	-3.642

Estos valores deberán sumarse a los debidos a c.m.+c.v.inst con el signo que incremente los valores para considerar el efecto sísmico en cada dirección y en el sentido más desfavorable.

Antes de determinar los elementos mecánicos para la combinación 1.(f.c.m. + c.v.m.a + sismo), analizaremos el comportamiento de la estructura como sistema de un grado de libertad (en cada dirección) ante la componente este-oeste del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en SCTI zona tipo III (misma que resultó ser la más destructiva y en base a la cual se incrementó el espectro de diseño para zona III del RCDF para 1987). Para esto haremos un análisis dinámico lineal empleando la integral de Duhamel (ver apéndice 16), y en caso de rebasar el rango elástico (rigidez lateral de columnas para flexión) se hará un análisis dinámico elastoplástico por el método de integración paso a paso. Empleando el acelerograma citado formado por 2500 coordenadas obtenidas a cada 0.02 seg. y recortado a los 50 seg. de iniciado el movimiento (intervalo más intenso.)

Nota: la masa del sistema se obtiene dividiendo el peso de la estructura entre el valor de la aceleración de la gravedad. Supondremos como valor de la fracción de amortiguamiento crítico $\xi = 0.02$ (ver tabla de amortiguamientos en capítulo 3).

ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURA DE NAVE COMO S.U.G.L. EN DIRECC. X

**CALCULO DE RESPUESTA(*) DE S.U.G.L. POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL
 (*) HISTORIA DE DESPLAZ., VELOC., ACEL. Y MAXIMOS
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., IPN**

ENTRADA DE DATOS
 TIPO EXCIT=0.1?(0 EN MASA, 1 EN BASE)
 NO. PUNTOS DE F(T)=?, MASA=?, CTE. RIGID=?, FRAC. AMORT=?
 NTYPE= 1 N=2500 M= 20.025 K= 3180.000 XI=0.020

MAX. T INTEG=?, INCREM T=?, INTERPOLA F(T)=1.0? (1 SI, 0 NO), ACEL. GRAV=?
 TMAX= 50.000 DT= 0.020 INT= 0 GR= 981.000

**ENTRADA DE LOS 2500 PUNTOS DE F(T) DADOS EN DUHAMEL.DAT
 ACELEROGRAMA SISMO 19-SEPT-1985 COMP. ESTE-OESTE REGISTRADO EN SCT**

RESPUESTA DEL SIST. DE UN GRADO DE LIBERTAD POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL

MASA = 20.025 KGF-SEG2/CM
 CTE. RIGID. = 3180.000 KGF/CM
 FREC. NAT. = 12.602 RAD/SEG
 FREC. AMORT. = 12.599 RAD/SEG
 PERIODO NAT. = 0.499 SEG
 CTE. AMORT. = 10.094 KGF-SEG/CM
 FRAC. AMORT. = 0.020

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC.BASE
0.000	259.308	0.000	0.000	12.949	0.000
0.500	-614.874	-0.335	-0.035	22.524	1065.572
1.000	-267.166	-0.157	0.629	11.272	499.281
1.700	522.544	0.255	0.085	-14.451	811.066

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC.BASE
2.000	381.104	0.036	-0.042	13.346	114.276
3.000	-408.606	-0.224	-0.915	15.561	711.044
3.060	-412.535	-0.248	0.141	18.652	787.467
4.000	251.450	0.092	0.049	-2.052	292.051
4.020	235.734	0.092	0.000	-2.894	293.691
5.000	-102.152	0.058	0.346	-14.466	184.064
5.540	656.127	0.344	-0.101	-21.883	1095.356
6.000	11.787	0.079	-1.071	-11.353	250.169
6.800	-1263.143	-0.665	-0.103	42.645	2116.068
7.000	-995.977	-0.175	2.536	-23.177	558.043
7.760	1105.987	0.408	-0.081	-9.444	1295.911
8.000	575.585	0.233	-1.325	-7.533	739.916
8.820	-145.369	-0.391	-0.555	55.047	1242.095
9.000	135.547	0.196	4.322	-26.537	624.844
9.560	1045.089	0.485	0.185	-24.991	1543.666
10.000	-153.227	0.058	-0.946	-16.403	185.035
10.300	-1384.939	-0.707	0.064	43.124	2249.144
11.000	-887.933	-0.171	3.276	-18.788	545.768
12.000	1663.891	0.799	-0.410	-43.618	2541.479
12.820	-2015.528	-0.982	0.044	55.210	3121.548
13.000	-2206.080	-0.474	2.769	-36.343	1506.518
14.000	2048.924	0.964	6.217	-53.923	3066.633
14.080	1923.199	1.225	-0.293	-98.342	3895.464
15.000	-885.968	-0.310	5.984	1.916	986.596
15.360	-398.784	-0.598	-0.581	75.371	1902.224
16.000	624.696	0.256	6.797	-12.846	816.218
16.120	483.255	0.717	-0.711	-89.395	2280.589
17.000	11.787	-0.166	4.134	24.905	530.297
17.200	650.234	0.480	-0.052	-43.674	1525.339
18.000	457.717	0.117	2.888	2.801	373.619
18.940	-1504.771	-0.770	-0.097	47.174	2448.460
19.000	-1561.740	-0.698	2.346	31.649	2219.313
20.000	2604.864	0.731	2.194	12.847	2325.561
20.960	-2306.267	-1.178	0.261	71.845	3747.602
21.000	-2310.196	-1.113	2.949	59.841	3538.412
22.000	1386.903	0.346	3.614	12.483	1101.052
22.200	2166.791	0.841	-0.067	-25.286	2673.828
23.000	-157.156	0.127	-1.310	-27.345	403.877
23.700	-844.715	-0.502	0.311	37.363	1596.048
24.000	5.893	0.204	-0.181	-32.042	649.371
24.720	-557.905	-0.465	-0.265	46.090	1478.178
25.000	-493.078	0.027	-0.449	-28.715	86.584
25.960	1769.972	0.811	0.380	-40.549	2578.138
26.000	1591.207	0.792	-1.363	-45.581	2517.758
26.740	-2807.203	-1.215	0.431	52.916	3862.493
27.000	-2801.309	-0.565	-0.129	-50.113	1796.503
27.980	3371.000	1.312	0.314	-40.231	4173.469
28.000	3420.112	1.311	-0.464	-37.132	4168.359
29.000	-3009.541	-1.099	-2.641	25.633	3496.289

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC.BASE
29.060	-2919.176	-1.196	-0.387	44.373	3803.842
30.000	2449.672	0.845	1.456	-12.530	2685.941
30.440	2620.580	1.086	-0.321	-41.413	3453.121
31.000	-1514.593	0.301	1.409	-124.087	956.132
31.280	-3133.302	-1.843	-0.625	136.508	5860.567
32.000	1072.591	0.947	5.249	-99.407	3010.706
32.540	2510.570	1.789	-1.497	-158.023	5690.112
33.000	-1178.671	0.182	11.602	-93.558	589.464
33.340	-2210.009	-1.666	0.455	153.984	5298.138
34.000	1286.716	0.553	13.215	-30.295	1765.023
34.880	-1744.434	-2.093	-2.095	246.381	6657.093
35.000	-1471.375	-0.818	19.355	46.642	2608.082
35.400	-990.084	-1.739	0.528	226.515	5531.385
36.000	1098.129	-0.007	16.972	47.456	172.917
36.140	1017.586	1.680	0.653	-216.257	5341.550
37.000	-995.977	-0.632	14.920	43.118	2015.641
37.380	-322.170	-1.179	-1.626	171.923	3748.554
38.000	823.106	0.046	11.205	28.208	184.009
38.140	540.224	1.101	-0.474	-147.654	3501.784
39.000	-884.004	-0.408	7.965	16.689	1301.081
39.660	1033.302	0.779	-0.376	-71.963	2478.168
40.000	819.177	0.157	3.564	14.227	499.597
40.880	-599.158	-0.576	-0.167	61.681	1832.639
41.000	-620.767	-0.244	4.508	5.407	775.883
41.380	-567.727	-0.506	0.375	51.816	1609.131
42.000	817.212	0.238	3.355	1.300	758.075
42.140	807.390	0.519	-0.399	-41.966	1651.791
43.000	-288.775	-0.152	2.852	8.267	483.970
43.400	-353.601	-0.300	-0.216	30.121	954.585
44.000	53.040	-0.042	3.307	7.647	137.591
44.640	333.957	0.366	0.290	-41.530	1162.665
45.000	241.628	0.059	2.701	1.320	189.895
45.140	335.921	0.287	-0.129	-28.732	912.570
46.000	-571.656	-0.243	0.220	9.864	771.403
47.000	273.059	-0.068	-0.752	24.752	215.148
47.280	249.485	0.304	-0.149	-35.769	967.264
48.000	-72.685	-0.166	-0.530	23.063	529.191
48.700	416.464	0.324	-0.287	-30.483	1029.792
49.000	165.014	-0.114	1.040	25.852	363.319
49.740	-475.398	-0.246	-0.145	15.431	782.947
49.980	88.400	0.100	1.775	-12.318	317.652

MAX DESPLAZ. = -2.093
 MAX VELOC. = -22.354
 MAX ACELER. = 246.381
 MAX REACC BASE = 6657.093

***** FIN DE CORRIDA *****

ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURA DE NAVE COMO S.U.G.L. EN DIRECC. Z

CALCULO DE RESPUESTA(●) DE S.U.G.L. POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL
 (●) HISTORIA DE DESPLAZ., VELOC., ACEL. Y MAXIMOS
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S.E.P.I., IPN

ENTRADA DE DATOS

TIPO EXCIT=0.17(0 EN MASA.1 EN BASE)
 NO.PUNTOS DE F(T)=?, MASA=?, CTE.RIGID=?, FRAC.AMORT=?
 NTYPE= 1 N=2500 M= 20.025 K= 1736.000 XI=0.020

MAX.T INTEG=?, INCREM T=?, INTERPOLA F(T)=1.0? (1 SI,0 NO), ACEL.GRAV=?
 TMAX= 50.000 DT= 0.020 INT= 0 GR= 981.000

ENTRADA DE LOS 2500 PUNTOS DE F(T) DADOS EN DUHAMEL.DAT
 ACELEROGRAMA SISMO 19-SEPT-1985 COMP. ESTE-OESTE REGISTRADO EN SCT

RESPUESTA DEL SIST. DE UN GRADO DE LIBERTAD POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL

MASA = 20.025 Kgf-SEG2/CM
 CTE. RIGID. = 1736.000 Kgf/CM
 FREC. NAT. = 9.311 RAD/SEG
 FREC. AMORT. = 9.309 RAD/SEG
 PERIODO NAT. = 0.675 SEG
 CTE. AMORT. = 7.458 KGF-SEG/CM
 FRAC. AMORT. = 0.020

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC.BASE
0.000	259.308	0.000	0.000	12.949	0.000
0.620	-605.051	-0.697	0.294	30.087	1209.738
1.000	-267.166	0.166	0.048	-27.791	288.984
1.680	510.758	0.703	-0.102	-35.417	1220.744
2.000	381.104	-0.134	-1.268	31.134	233.102
2.740	-335.921	-0.741	0.137	47.392	1285.969
3.000	-408.606	0.069	2.567	-27.317	120.789
3.680	5.893	0.389	0.242	-33.479	674.511
4.000	251.450	-0.246	0.482	33.697	426.942
4.680	-280.917	-0.499	-0.081	29.273	866.501
5.000	-102.152	0.275	0.993	-29.283	476.894
5.680	724.883	0.880	0.208	-40.157	1527.477
6.000	11.787	-0.332	-3.528	30.681	576.886
6.900	-1217.961	-1.540	0.526	72.447	2672.635
7.000	-995.977	-1.150	6.863	47.398	1996.962
7.920	935.079	1.892	-0.562	-117.133	3284.866
8.000	575.585	1.480	-9.480	-95.991	2569.483
8.300	-457.717	-1.684	0.269	123.066	2924.117
9.000	135.547	-1.398	5.456	125.941	2427.441
9.320	958.653	2.100	0.544	-134.391	3645.776
10.000	-153.227	1.491	-4.685	-135.151	2588.343

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC. BASE
10.340	-1379.046	-2.647	0.979	160.259	4595.542
11.000	-887.933	-2.422	-0.051	165.668	4205.049
12.000	1663.891	2.792	3.401	-160.258	4847.752
13.000	-2206.080	-2.885	-2.575	140.907	5008.574
13.020	-2192.329	-2.908	0.268	142.540	5048.685
14.000	2048.924	1.857	10.112	-62.419	3224.337
14.100	1832.834	2.438	0.541	-120.064	4233.090
15.000	-885.968	-0.828	-18.179	34.312	1443.860
15.140	-754.350	-2.425	-1.285	172.993	4208.959
16.000	624.696	0.192	17.235	8.125	357.367
16.520	-481.291	-2.399	-1.272	184.408	4164.588
17.000	11.787	0.796	-18.181	-61.660	1388.761
17.520	396.819	2.400	1.471	-188.789	4166.354
18.000	457.717	-0.476	20.164	56.609	839.836
18.540	-420.393	-2.510	-0.764	196.891	4357.437
19.000	-1561.740	-0.176	-19.923	-55.331	339.401
19.200	-1343.686	-3.039	0.265	196.248	5275.520
20.000	2604.864	0.979	18.430	38.377	1704.468
20.180	2210.009	3.435	1.609	-188.018	5963.092
21.000	-2310.196	-0.963	-18.138	-25.127	1677.223
21.180	-1980.168	-3.204	-0.302	178.946	5561.306
22.000	1386.903	0.241	20.998	40.588	445.929
22.200	2166.791	3.231	1.379	-172.368	5608.183
23.000	-157.156	0.786	-9.429	-72.508	1366.940
23.280	-889.897	-1.734	0.704	105.626	3010.317
24.000	5.893	-0.672	7.676	55.694	1168.025
24.260	493.078	1.236	0.628	-82.733	2145.136
25.000	-493.078	0.189	-0.403	-40.892	328.814
25.680	1707.109	1.667	0.248	-59.388	2894.504
26.000	1591.207	0.586	-1.191	29.087	1017.670
26.740	-2807.203	-2.184	0.207	49.110	3792.182
27.000	-2801.309	-1.200	3.193	-37.008	2084.180
27.740	3031.150	2.695	0.449	-82.403	4677.927
28.000	3420.112	1.264	-4.549	62.921	2194.309
28.720	-2221.796	-2.890	-0.435	139.755	5017.147
29.000	-3009.541	-0.828	4.011	-80.016	1437.454
29.340	-1929.092	-2.453	-1.063	116.736	4258.799
30.000	2449.672	0.402	-4.455	89.179	697.872
30.400	3105.799	3.163	0.395	-119.271	5491.262
31.000	-1514.593	-0.308	19.853	-56.293	555.485
31.460	-1946.772	-4.359	0.104	280.652	7567.596
32.000	1072.591	0.547	-25.994	15.866	968.348
32.520	2736.482	4.825	-0.859	-281.342	8376.771
33.000	-1178.671	-2.962	28.412	187.303	5145.681
33.560	-691.487	-4.742	1.414	376.058	8232.605
34.000	1286.716	3.096	-24.242	-195.079	5377.016
34.980	-1459.588	-5.135	3.218	371.109	8915.068
35.000	-1471.375	-4.998	10.508	355.862	8676.228
35.020	-1459.588	-4.718	17.383	329.635	8191.196

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC.BASE
36.000	1098.129	4.353	-3.134	-321.393	7557.442
37.000	-995.977	-4.113	-3.676	308.211	7140.543
37.020	-984.191	-4.125	2.499	307.519	7160.919
38.000	823.106	3.452	5.742	-260.269	5992.322
38.020	791.674	3.514	0.471	-265.276	6100.322
39.000	-884.004	-2.757	-5.947	197.075	4786.281
39.020	-846.679	-2.836	-1.922	204.282	4923.123
40.000	819.177	2.447	5.601	-173.298	4247.901
40.040	799.532	2.529	-1.523	-178.759	4390.555
41.000	-620.767	-1.887	-6.575	135.030	3276.064
41.040	-671.843	-2.038	-0.931	143.488	3538.264
42.000	817.212	1.790	7.007	-116.952	3107.361
42.060	846.679	1.986	-0.584	-129.683	3447.944
43.000	-288.775	-1.312	-7.527	102.100	2277.886
43.060	-255.379	-1.562	-0.615	122.913	2712.124
44.000	53.040	0.865	9.190	-75.764	1503.239
44.780	347.708	1.518	-0.720	-113.955	2635.020
45.000	241.628	-0.411	-10.412	51.554	717.314
45.460	206.268	1.369	-1.008	-108.039	2377.279
46.000	-571.656	0.075	7.262	-37.733	140.631
46.460	-412.535	-1.099	0.553	74.430	1907.129
47.000	273.059	0.036	-8.338	13.638	87.907
47.800	-184.659	-1.008	-0.686	78.428	1750.074
48.000	-72.685	0.115	8.551	-16.754	209.000
48.800	310.383	1.240	-0.805	-91.697	2152.623
49.000	165.014	-0.235	-9.521	32.138	413.680
49.800	-353.601	-1.513	0.201	113.457	2627.090
49.980	88.400	0.027	13.287	-2.872	109.596

MAX DESPLAZ. = -5.135
 MAX VELOC. = -40.801
 MAX ACELER. = 376.058
 MAX REACC BASE = 8915.068

***** FIN DE CORRIDA *****

Fuerza lateral necesaria para rebasar el límite elástico en cada dirección:

Ya que el desplazamiento lateral del SUGL es simétrico (hacia la derecha o izquierda), debido a la esbeltez y geometría de las columnas podemos suponer que la primera plastificación del material ocurrirá cuando se alcance el momento elástico en alguna de ellas (suponiendo que antes no se alcanzará ningún estado de pandeo local); por lo que obtendremos la fuerza lateral necesaria en cada marco y la de piso para ocasionar el momento elástico en alguna de las columnas.

(i) El momento elástico resistente de una sección está dado por

$$M_{ry} = F_r S F_y$$

donde:

$F_r = 0.9$ factor de resistencia

$S =$ módulo elástico de la sección = I/c

$I =$ momento de inercia de la sección con respecto al eje en torno al cual se flexiona

$c =$ distancia del eje neutro al punto más alejado de la sección

(i) NTC-Metálicas secc. 3.3.2.1.b)

$$S = \frac{7659.82 \text{ cm}^4}{35/2 \text{ cm}} = 437.704 \text{ cm}^3$$

$$M_{ry} = 0.9 \cdot 437.704 \text{ cm}^3 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 = 996652 \text{ kg-cm} = 9966.5 \text{ kg-m}$$

Direcc. X:

Del análisis para el cálculo de rigidez de los marcos en esta dirección tenemos que la fuerza lateral de 1000 kg, provoca un momento flexionante máximo de 1107.8 kg-m; por lo tanto la fuerza lateral necesaria en el marco para ocasionar la fluencia será:

$$F_{\text{marco}} = \frac{9966.5 \text{ kg-m}}{1107.8 \text{ kg-m}} \times 1000 \text{ kg} = 8996.7 \text{ kg}$$

de donde la fuerza elástica y el desplazamiento de piso será:

$$F_x = 2 \times 8996.7 = 17993.4 \text{ kg} \Rightarrow dx = 17993.4/3180 = 5.658 \text{ cm}$$

Direcc. Z:

Para esta dirección, el momento máximo en la columna es isostático por lo tanto:

$$F_{\text{col}} = \frac{9966.5 \text{ kg-m}}{6 \text{ m}} = 1661.1 \text{ kg}$$

por lo que la fuerza lateral elástica y el desplazamiento de piso será:

$$F_z = 8 \times 1661.1 = 13288.7 \text{ kg} \Rightarrow dz = 13288.7/1736 = 7.655 \text{ cm}$$

De los resultados obtenidos, en el análisis elástico se observa que dichas fuerzas (o desplazamientos correspondientes) no se rebasaron por lo cual no es necesario el análisis no lineal, y sólo bastará revisar que no alcance su estado límite de falla antes de alcanzar el momento elástico resistente.

FIGURA 4.65: HISTORIA DE RESPUESTA EN DIR. E-O (X) DE ESTRUCTURA DE NAVE BAJO SISMO SCT 1985

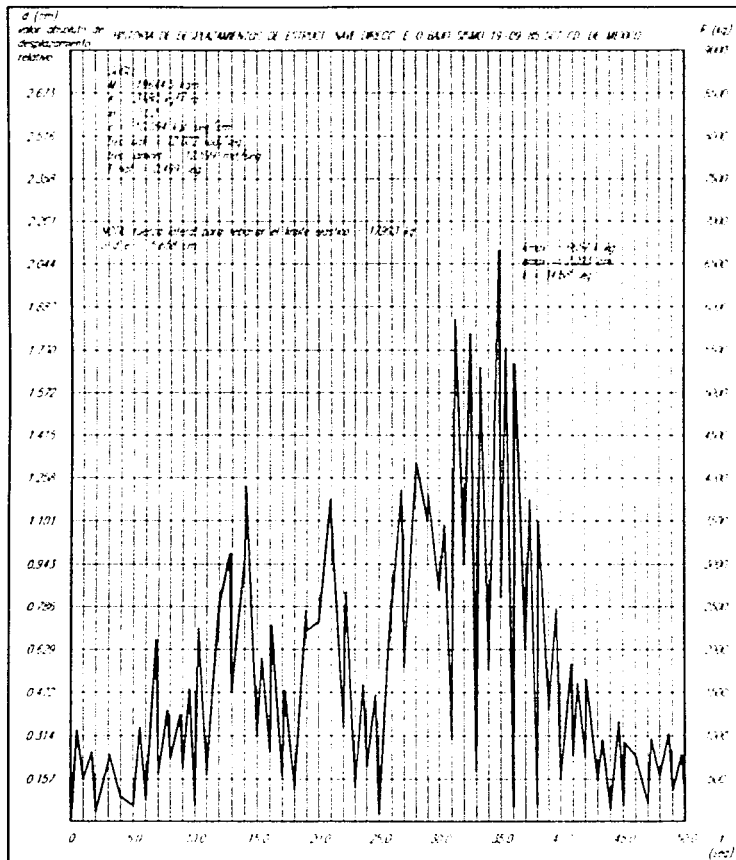
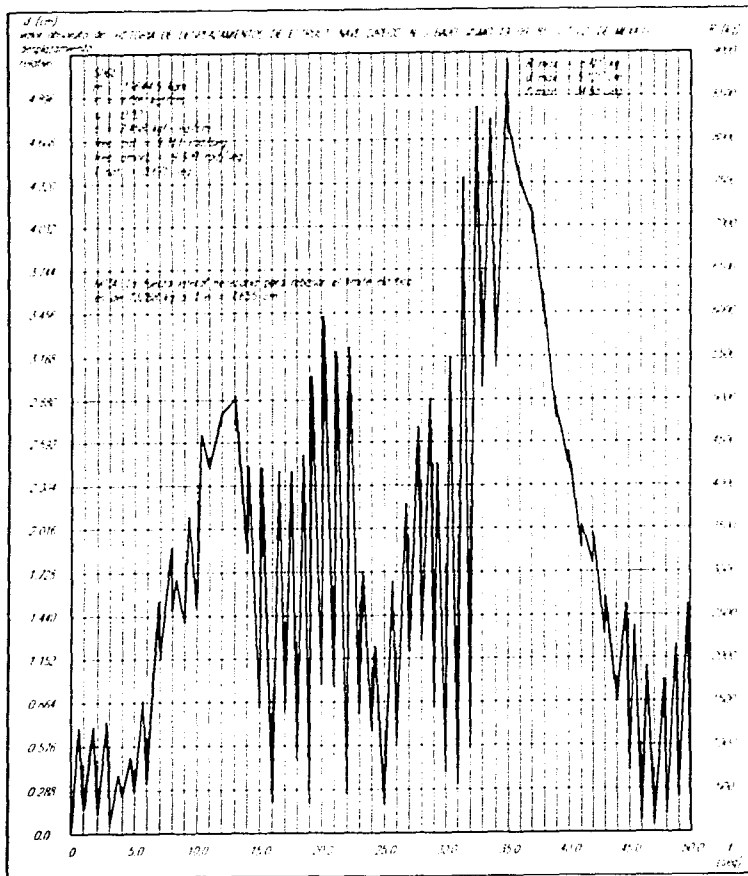


FIGURA 4.66: HISTORIA DE RESPUESTA EN DIR. N-S (Z) DE ESTRUCTURA DE NAVE BAJO SISMO SCT 1985



Retornando a la combinación de carga 1.1(c.m. + c.v.inst + sismo), analizaremos los marcos para la parte (c.m. + c.v.inst) con las cargas obtenidas ya en la pág. 498.

Incluyendo el peso propio considerado en extremos de columnas: $320/2 = 160$ kg

NODO COL. DEL.	FY(kgl.	FX(kgl.	FZ(kgl.	NODO COL.TRAS.	FY(kgl.	FX(kgl.	FZ(kgl.
60	-2895	110	3109	43	-2073	200	-3084
165	-2758	-212	3033	148	-2006	-276	-3003
291	-2994	-167	2926	274	-2066	-74	-2894
396	-1613	215	1951	379	-1230	205	-2037

Momentos factorizados provocados por cargas verticales (de armadura) excéntricas en nodos 396 y 379:

$$\text{Nodo 396: } M_z = 1453 \text{ kg} \times 10 \text{ cm} = 14530 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Nodo 379: } M_z = 1070 \text{ kg} \times 10 \text{ cm} = 10700 \text{ kg-cm}$$

Carga uniformemente repartida de vigas IPR 203-15: 15 kg/m

Nota: Para los marcos en dirección Z se aumentarán las cargas verticales con la mitad del peso del cable: $0.62 \text{ kg/m} \times 17.25 \text{ m} / 2 = 5.3 \text{ kg}$

A continuación se analizan los marcos para la porción de carga correspondiente a c.m. + c.v.inst mediante el programa de análisis por el método de las rigideces considerando interacción flexión-carga axial.

ANÁLISIS MARCO 1 DIR. Z COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROC.: F. JAVIER ESPINO RDCZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO 1 COMBINACION (C.M.+C.V.inst) DIRECC. Z UNID: [TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM. NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-3.1090	-2.9000	0.0000
4	3.0840	-2.0780	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15803E+01	-0.27765E-01	0.39508E-02
4	0.14651E+01	-0.19895E-01	-0.36628E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.900	-0.343	-205.786	-2.900	0.343	0.000	428.397
2	2.078	0.318	190.786	-2.078	-0.318	0.000	428.397
3	-2.766	0.000	0.000	2.766	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	2.90000	0.00677	12.1541	1.00000
2	0.00000	2.07800	0.00485	14.3582	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.50731E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15914E+01	-0.27765E-01	0.39829E-02
4	0.14616E+01	-0.19895E-01	-0.36570E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	YVj	MZj	NXk	YVk	MZk	P EULER
1	2.900	-0.336	-206.299	-2.900	0.336	0.000	428.397
2	2.078	0.311	189.721	-2.078	-0.311	0.000	428.397
3	-2.773	0.000	0.000	2.773	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	2.90000	2.90000	0.00677	12.1541	0.00000
2	2.07800	2.07800	0.00485	14.3582	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.336	2.900	-206.299
2	-0.311	2.078	189.721

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS MARCO 2 DIR. Z COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO 2 COMBINACION (C.M.+C.Vinst) DIRECC. Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3
 C.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM. NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-3.0330	-2.7630	0.0000
4	3.0030	-2.0110	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15532E+01	-0.26453E-01	0.38831E-02
4	0.14150E+01	-0.19254E-01	-0.35375E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.763	-0.337	-202.259	-2.763	0.337	0.000	428.397
2	2.011	0.307	184.259	-2.011	-0.307	0.000	428.397
3	-2.696	0.000	0.000	2.696	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	2.76300	0.00645	12.4518	1.00000
2	0.00000	2.01100	0.00469	14.5954	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.50792E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15636E+01	-0.26453E-01	0.39132E-02
4	0.14117E+01	-0.19254E-01	-0.35320E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.763	-0.331	-202.740	-2.763	0.331	0.000	428.397
2	2.011	0.301	183.258	-2.011	-0.301	0.000	428.397
3	-2.702	0.000	0.000	2.702	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	2.76300	2.76300	0.00645	12.4518	0.00000
2	2.01100	2.01100	0.00469	14.5954	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.331	2.763	-202.740
2	-0.301	2.011	183.258

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS MARCO 3 DIR. Z COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDCZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO 3 COMBINACION (C.M.+C.Vinst) DIRECC. Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3

G.L.= 6

NUM.NUDOS= 4

NUM DESPL.RESTR.= 6

NUM.NUDOS RESTR.= 2

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M.INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO RESTR X RESTR Y RESTR Z

1	1	1	1
2	1	1	1

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2

NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-2.9260	-2.9990	0.0000
4	2.8940	-2.0710	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15047E+01	-0.28713E-01	0.37619E-02
4	0.13573E+01	-0.19828E-01	-0.33932E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.999	-0.327	-195.943	-2.999	0.327	0.000	428.397
2	2.071	0.295	176.743	-2.071	-0.295	0.000	428.397
3	-2.599	0.000	0.000	2.599	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	2.99900	0.00700	11.9518	1.00000
2	0.00000	2.07100	0.00483	14.3825	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.50702E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.15164E+01	-0.28713E-01	0.37954E-02
4	0.13529E+01	-0.19828E-01	-0.33849E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.999	-0.320	-196.549	-2.999	0.320	0.000	428.397
2	2.071	0.288	175.604	-2.071	-0.288	0.000	428.397
3	-2.606	0.000	0.000	2.606	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	2.99900	2.99900	0.00700	11.9518	0.00000
2	2.07100	2.07100	0.00483	14.3825	0.00000

REACCIONES DE APOYOS	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
NUDO 1	0.320	2.999	-196.549
2	-0.288	2.071	175.604

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS MARCO 4 DIR. Z COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL
 LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 C.L.
 CREA: MARAX.RES
 PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 PROFR. M.C. MIGUEL MORENO
 S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:
 ANALISIS MARCO 4 COMBINACION (C.M.+C.Vinst) DIRECC. Z UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 3
 G.L.= 6
 NUM.NUDOS= 4
 NUM DESPL.RESTR.= 6
 NUM.NUDOS RESTR.= 2
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	1725.000	0.000
3	0.000	600.000
4	1725.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M.INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	3	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	4	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	4	0.768000	0.000000	1725.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM.NODOS CARGADOS= 2
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
3	-1.9510	-1.6180	0.0000
4	2.0370	-1.2350	0.0000

Determinante de SFF= 0.52249E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.78244E+00	-0.15491E-01	0.19561E-02
4	0.11787E+01	-0.11824E-01	-0.29467E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	1.618	-0.170	-101.887	-1.618	0.170	0.000	428.397
2	1.235	0.256	153.486	-1.235	-0.256	0.000	428.397
3	-1.781	0.000	0.000	1.781	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	1.61800	0.00378	16.2717	1.00000
2	0.00000	1.23500	0.00288	18.6247	1.00000

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

Determinante de SFF= 0.51376E+14

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	-0.78289E+00	-0.15491E-01	0.19585E-02
4	0.11809E+01	-0.11824E-01	-0.29537E-02

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	1.618	-0.167	-101.691	-1.618	0.167	0.000	428.397
2	1.235	0.253	153.484	-1.235	-0.253	0.000	428.397
3	-1.784	0.000	0.000	1.784	0.000	0.000	0.000

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	1.61800	1.61800	0.00378	16.2717	0.00000
2	1.23500	1.23500	0.00288	18.6247	0.00000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.167	1.618	-101.691
2	-0.253	1.235	153.484

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS MARCO A DIR. X COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS O 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO A COMBINACION (C.M.+C.Vinst) DIRECC. X UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM.BARRAS= 7

G.L.= 12

NUM.NUDOS= 8

NUM DESPL.RESTR.= 12

NUM.NUDOS RESTR.= 4

E= 2040.00

TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM.NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

.....
 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1
 NUM.NODOS CARGADOS= 4
 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 3

CARGAS DE NODOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.1100	-2.8950	0.0000
6	-0.2120	-2.7580	0.0000
7	-0.1670	-2.9940	0.0000
8	0.2150	-1.6130	14.5300

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS

BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.041	3.781	0.000	0.041	-3.781
6	0.000	0.045	4.500	0.000	0.045	-4.500
7	0.000	0.042	3.920	0.000	0.042	-3.920

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.53208E-01	-0.28191E-01	0.75544E-04
6	-0.55135E-01	-0.27228E-01	0.86142E-04
7	-0.54364E-01	-0.29564E-01	0.86703E-04
8	-0.51598E-01	-0.15703E-01	0.25861E-03

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.944	-0.027	-9.922	-2.944	0.027	-5.987	428.397
2	2.844	-0.025	-9.872	-2.844	0.025	-5.385	428.397
3	3.088	-0.025	-9.642	-3.088	0.025	-5.126	428.397
4	1.640	0.023	0.032	-1.640	-0.023	13.503	428.397
5	0.137	0.049	5.987	-0.137	0.033	-1.474	85.328
6	-0.050	0.053	6.860	0.050	0.037	-2.136	71.699
7	-0.192	0.057	7.262	0.192	0.027	1.027	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	2.94446	0.00687	12.0620	1.00000
2	0.00000	2.84392	0.00664	12.2734	1.00000
3	0.00000	3.08793	0.00721	11.7785	1.00000
4	0.00000	1.64020	0.00383	16.1612	1.00000
5	0.00000	0.13652	0.00160	25.0008	1.00000
6	0.00000	-0.05005	-0.00070	0.0000	1.00000
7	0.00000	-0.19244	-0.00234	0.0000	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS

BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk
5	0.000	0.041	3.781	0.000	0.041	-3.781
6	0.000	0.045	4.500	0.000	0.045	-4.500
7	0.000	0.042	3.920	0.000	0.042	-3.920

Determinante de SFF= 0.17861E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	-0.53899E-01	-0.28192E-01	0.76937E-04
6	-0.55826E-01	-0.27228E-01	0.87285E-04
7	-0.55054E-01	-0.29565E-01	0.87841E-04
8	-0.52287E-01	-0.15702E-01	0.26020E-03

ELEMtos MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)								
BARRA	NXJ	VYJ	MZJ	NXK	VYK	MZK	P EULER	
1	2.945	-0.026	-10.009	-2.945	0.026	-6.025	428.397	
2	2.844	-0.025	-9.972	-2.844	0.025	-5.450	428.397	
3	3.088	-0.025	-9.740	-3.088	0.025	-5.192	428.397	
4	1.640	0.023	-0.047	-1.640	-0.023	13.463	428.397	
5	0.136	0.050	6.025	-0.136	0.033	-1.439	85.328	
6	-0.050	0.053	6.889	0.050	0.037	-2.106	71.699	
7	-0.192	0.057	7.298	0.192	0.027	1.067	82.308	

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	2.94446	2.94459	0.00687	12.0618	0.00004
2	2.84392	2.84389	0.00664	12.2735	-0.00001
3	3.08793	3.08796	0.00721	11.7784	0.00001
4	1.64020	1.64006	0.00383	16.1619	-0.00008
5	0.13652	0.13646	0.00160	25.0060	-0.00042
6	-0.05005	-0.05010	-0.00070	0.0000	0.00096
7	-0.19244	-0.19250	-0.00234	0.0000	0.00030

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.026	2.945	-10.009
2	0.025	2.844	-9.972
3	0.025	3.088	-9.740
4	-0.023	1.640	-0.047

*****FIN DE CORRIDA*****

ANÁLISIS MARCO B DIR. X COMBINACION C.M. + C.V.INST

ANALISIS DE MARCOS PLANOS CON INTERACC. FLEXION-CARGA AXIAL

LIMITE: 200 BARRAS, 200 NUDOS o 300 G.L.

CREA: MARAX.RES

PROG.: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

MAESTRIA EN ESTRUCTURAS

PROFR. M.C. MIGUEL MORENO

S.E.P.I.,E.S.I.A.,I.P.N.

TITULO DE LA ESTRUCTURA:

ANALISIS MARCO B COMBINACION (C.M.+C.Vinst) DIRECC. X UNID:[TON,CM]

TIPO DE ANALISIS: (0=interacc. flexion-carga axial; 1= cargas criticas de pandeo)= 0

NUM. BARRAS= 7
 G.L.= 12
 NUM. NUDOS= 8
 NUM. DESPL. RESTR.= 12
 NUM. NUDOS RESTR.= 4
 E= 2040.00
 TOLERANCIA DE P AX. 0.10000

COORDENADAS DE NUDOS

NUM. NUDO	X	Y
1	0.000	0.000
2	550.000	0.000
3	1150.000	0.000
4	1710.000	0.000
5	0.000	600.000
6	550.000	600.000
7	1150.000	600.000
8	1710.000	600.000

DATOS DE MIEMBROS

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INERC.	LONG	COSENO X	SENO Y
1	1	5	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
2	2	6	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
3	3	7	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
4	4	8	30.720000	7659.820000	600.000	0.000000	1.000000
5	5	6	19.100000	1282.000000	550.000	1.000000	0.000000
6	6	7	19.100000	1282.000000	600.000	1.000000	0.000000
7	7	8	19.100000	1282.000000	560.000	1.000000	0.000000

RESTRICC. DE NUDOS (SI=1 NO=0)

NUDO	RESTR X	RESTR Y	RESTR Z
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1
4	1	1	1

 NO. DE ITERACION PARA P AX.= 1

NUM. NUDOS CARGADOS= 4

NUM. MIEMBROS CARGADOS= 3

CARGAS DE NUDOS

NODO	FX	FY	MZ
5	0.2000	-2.0730	0.0000
6	-0.2760	-2.0060	0.0000
7	-0.0740	-2.0660	0.0000
8	0.2050	-1.2300	10.7000

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS							
BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk	
5	0.000	0.041	3.781	0.000	0.041	-3.781	
6	0.000	0.045	4.500	0.000	0.045	-4.500	
7	0.000	0.042	3.920	0.000	0.042	-3.920	

Determinante de SFF= 0.18207E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.21216E-01	-0.20190E-01	-0.72994E-04
6	0.18385E-01	-0.20058E-01	-0.32327E-04
7	0.19662E-01	-0.20647E-01	-0.32726E-04
8	0.22041E-01	-0.12171E-01	0.78220E-04

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.109	-0.001	1.723	-2.109	0.001	-2.079	428.397
2	2.095	0.008	3.104	-2.095	-0.008	1.420	428.397
3	2.157	0.009	3.416	-2.157	-0.009	1.712	428.397
4	1.271	0.040	9.814	-1.271	-0.040	13.889	428.397
5	0.201	0.036	2.079	-0.201	0.047	-5.097	85.328
6	-0.083	0.042	3.677	0.083	0.048	-5.327	71.699
7	-0.165	0.043	3.615	0.165	0.041	-3.189	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	0.00000	2.10876	0.00492	14.2531	1.00000
2	0.00000	2.09499	0.00489	14.2999	1.00000
3	0.00000	2.15651	0.00503	14.0944	1.00000
4	0.00000	1.27124	0.00297	18.3573	1.00000
5	0.00000	0.20059	0.00235	20.6248	1.00000
6	0.00000	-0.08295	-0.00116	0.0000	1.00000
7	0.00000	-0.16550	-0.00201	0.0000	1.00000

NO. DE ITERACION PARA P AX.= 2

ACCIONES EN EXT. DE BARRAS RESTRING. DEBIDO A CARGAS INTERMEDIAS							
BARRA	FXj	FYj	MZj	FXk	FYk	MZk	
5	0.000	0.041	3.781	0.000	0.041	-3.781	
6	0.000	0.045	4.500	0.000	0.045	-4.500	
7	0.000	0.042	3.920	0.000	0.042	-3.920	

Determinante de SFF= 0.17956E+35

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DX	DY	DZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.21399E-01	-0.20189E-01	-0.73420E-04
6	0.18567E-01	-0.20058E-01	-0.32628E-04
7	0.19844E-01	-0.20647E-01	-0.33036E-04
8	0.22222E-01	-0.12171E-01	0.77945E-04

ELEMENTOS MECANIC. EN EXT. DE BARRAS (COORD LOCALES)

BARRA	NXj	VYj	MZj	NXk	VYk	MZk	P EULER
1	2.109	-0.001	1.741	-2.109	0.001	-2.068	428.397
2	2.095	0.008	3.131	-2.095	-0.008	1.438	428.397
3	2.157	0.009	3.442	-2.157	-0.009	1.728	428.397
4	1.271	0.040	9.847	-1.271	-0.040	13.897	428.397
5	0.201	0.036	2.068	-0.201	0.047	-5.107	85.328
6	-0.083	0.042	3.669	0.083	0.048	-5.335	71.699
7	-0.165	0.043	3.607	0.165	0.041	-3.197	82.308

BARRA	P AX. INICIAL	P AX. FINAL	P FINAL/P EULER	K col	ERR. RELAT.
1	2.10876	2.10872	0.00492	14.2532	-0.00002
2	2.09499	2.09500	0.00489	14.2998	0.00001
3	2.15651	2.15651	0.00503	14.0944	0.00000
4	1.27124	1.27127	0.00297	18.3571	0.00002
5	0.20059	0.20062	0.00235	20.6234	0.00014
6	-0.08295	-0.08293	-0.00116	0.0000	-0.00022
7	-0.16550	-0.16548	-0.00201	0.0000	-0.00012

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	REACCION X	REACCION Y	REACCION Z
1	0.001	2.109	1.741
2	-0.008	2.095	3.131
3	-0.009	2.157	3.442
4	-0.040	1.271	9.847

*****FIN DE CORRIDA*****

Resumiendo los elementos mecánicos resultantes de los análisis para c.m. + c.v.inst y sumando a las cargas axiales de los extremos inferiores de columnas la mitad faltante de su peso propio; en el sistema coordenado de la armadura tenemos:

Cuadro de Cargas: c.m. + c.v.inst

COLUMNA	extremo	Ny.(ton)	Vx.(ton)	Vz.(ton)	Mx.(ton-m)	Mz.(ton-m)	My.(ton-m)
60	sup.	-2.945	-0.026	0.336	0.0	-0.060	0.0
1-A	Inf.	3.105	0.026	-0.336	-2.063	-0.101	0.0
43	sup.	-2.109	-0.001	-0.311	0.0	-0.021	0.0
1-B	Inf.	2.269	0.001	0.311	1.897	0.017	0.0
165	sup.	-2.844	-0.025	0.331	0.0	-0.055	0.0
2-A	Inf.	3.004	0.025	-0.331	-2.027	-0.100	0.0
148	sup.	-2.095	0.008	-0.301	0.0	0.014	0.0
2-B	Inf.	2.255	-0.008	0.301	1.833	0.031	0.0
291	sup.	-3.088	-0.025	0.320	0.0	-0.052	0.0
3-A	Inf.	3.248	0.025	-0.320	-1.966	-0.097	0.0
274	sup.	-2.157	0.009	-0.288	0.0	0.017	0.0
3-B	Inf.	2.317	-0.009	0.288	1.756	0.034	0.0
396	sup.	-1.640	0.023	0.167	0.0	0.135	0.017
4-A	Inf.	1.800	-0.023	-0.167	-1.017	-0.001	-0.017
379	sup.	-1.271	0.040	-0.253	0.0	0.139	-0.025
4-B	Inf.	1.431	-0.040	0.253	1.535	0.098	0.025

Sumando estos resultados (c.m. + c.v.inst) en valor absoluto, con los obtenidos por sismo y tomando el signo de los primeros, obtendremos los elementos mecánicos máximos (considerando el sismo en el sentido más desfavorable) y multiplicándoles por 1.1, nos resultan la combinaciones de diseño por cargas accidentales 1.1(c.m. + c.v.inst + sismo_x) y 1.1(c.m. + c.v.inst + sismo_z), dadas a continuación:

Cuadro de cargas 1.1(c.m. + c.v.inst + sismox)

COLUMNA	extremo	Ny.(Ton)	Vx.(ton)	Vz.(ton)	Mx.(ton-m)	Mz.(ton-m)	My.(ton-m)
60	sup.	-3.666	-0.828	0.370	0.0	-1.280	0.0
1-A	Inf.	3.842	0.828	-0.370	-2.269	-3.696	0.0
43	sup.	-2.588	-0.504	-0.342	0.0	-0.787	0.0
1-B	Inf.	2.764	0.504	0.342	2.087	2.272	0.0
165	sup.	-3.232	-1.048	0.364	0.0	-2.163	0.0
2-A	Inf.	3.408	1.048	-0.364	-2.230	-4.136	0.0
148	sup.	-2.369	0.650	-0.331	0.0	1.335	0.0
2-B	Inf.	2.545	-0.650	0.331	2.016	2.564	0.0
291	sup.	-3.487	-1.045	0.352	0.0	-2.144	0.0
3-A	Inf.	3.663	1.045	-0.352	-2.163	-4.126	0.0
274	sup.	-2.430	0.649	-0.317	0.0	1.330	0.0
3-B	Inf.	2.606	-0.649	0.317	1.932	2.563	0.0
396	sup.	-2.218	0.821	0.184	0.0	1.345	0.018
4-A	Inf.	2.394	-0.821	-0.184	-1.119	-3.577	-0.018
379	sup.	-1.658	0.543	-0.278	0.0	0.905	-0.028
4-B	Inf.	1.834	-0.543	0.278	1.689	2.355	0.028

Cuadro de cargas 1.1(c.m. + c.v.inst + sismoz)

COLUMNA	extremo	Ny.(Ton)	Vx.(ton)	Vz.(ton)	Mx.(ton-m)	Mz.(ton-m)	My.(ton-m)
60	sup.	-3.240	-0.029	0.909	0.0	-0.066	0.0
1-A	Inf.	3.416	0.029	-0.909	-5.503	-0.111	0.0
43	sup.	-2.320	-0.001	-0.881	0.0	-0.023	0.0
1-B	Inf.	2.496	0.001	0.881	5.321	0.019	0.0
165	sup.	-3.128	-0.028	0.835	0.0	-0.061	0.0
2-A	Inf.	3.304	0.028	-0.835	-5.055	-0.110	0.0
148	sup.	-2.305	0.009	-0.802	0.0	0.015	0.0
2-B	Inf.	2.481	-0.009	0.802	4.841	0.034	0.0
291	sup.	-3.397	-0.028	0.866	0.0	-0.057	0.0
3-A	Inf.	3.573	0.028	-0.866	-5.245	-0.107	0.0
274	sup.	-2.373	0.010	-0.831	0.0	0.019	0.0
3-B	Inf.	2.549	-0.010	0.831	5.014	0.037	0.0
396	sup.	-1.804	0.025	0.851	0.0	0.149	0.018
4-A	Inf.	1.980	-0.025	-0.851	-5.125	-0.001	-0.018
379	sup.	-1.398	0.044	-0.946	0.0	0.153	-0.028
4-B	Inf.	1.574	-0.044	0.946	5.695	0.108	0.028

Revisión de celosía por fuerza cortante:

De acuerdo a los requisitos preliminares vistos al inicio esta sección para el diseño de celosía (pág. 434) tenemos:

Fuerza cortante de diseño para celosía:

$$V_{dis} = 0.025 N_{m\acute{a}x(c.m.+c.v.ins)} + V(c.m.+c.v.+sismo)$$

$V_{dis}(c.m.+c.v.ins)$

COLUMNA	1-A	1-B	2-A	2-B	3-A	3-B	4-A	4-B
$V(c.m.+c.v.ins)$ (ton)	0.336	0.311	0.331	0.301	0.320	0.288	0.167	0.253
$0.025 N_{m\acute{a}x}$ (ton)	0.078	0.057	0.075	0.056	0.081	0.058	0.045	0.036

Debido a que los análisis realizados consideran la interacción flexión-carga axial, las fuerzas cortantes obtenidas ya consideran los cortantes adicionales debidos a la carga axial por la deflexión de los extremos de columnas. Además de verificar que los cortantes máximos obtenidos son mayores que el 2.5% de la fuerza axial en columnas. Por lo tanto se tomará como cortante de diseño para celosía el máximo de columnas por la combinación 1.1(c.m. + c.v.ins + sismo).

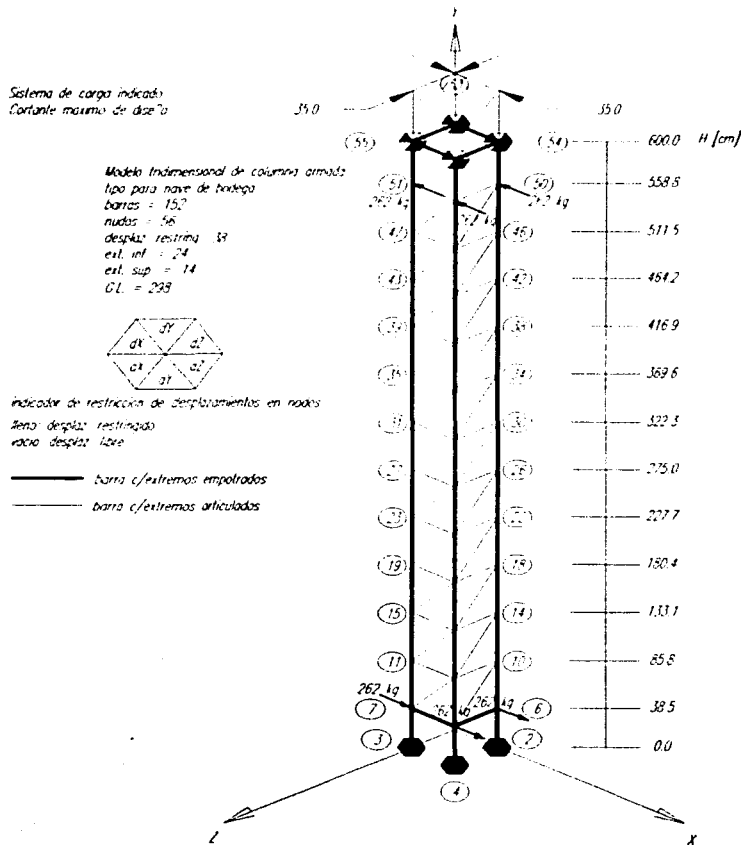
$$V_{dis} = 1.048 \text{ ton}$$

En seguida analizaremos la columna completa para el cortante de diseño, con un programa de análisis para marcos tridimensionales empleando el metodo de las rigideces (ver apéndice 8). Para lo cual se supondrá a las soleras que forman la celosía como barras doblemente articuladas, los segmentos de ángulo y las placas diafragma como barras conectadas de forma continua (doblemente empotradas).

Adicionalmente se presentará el mismo tipo de análisis de columna para el diseño por las combinaciones 1.5(c.m. + c.v.max) y 1.1(c.m. + c.v.ins + sismo); eligiendo como cargas los elementos mecánicos de las columnas con mayor fuerza axial y mayor fuerza cortante respectivamente.

A continuación se presentan los archivos de datos y resultados del análisis para los tres sistemas de carga:

FIGURA 4.67: MODELO TRIDIMENSIONAL DE COLUMNA ARMADA DE NAVE PARA ANÁLISIS DE CELOSÍA:



ARCHIVO DE DATOS ANÁLISIS (DE CELOSÍA) DE COLUMNA ARMADA COMPLETA:

ANALISIS DE CELOSIA DE COLUMNA DE NAVE, UNID: [KG-CM]

3

148.56.38.8.2.040E6.0.7875E6

1. 0. 0 . 0
 2.35. 0 . 0
 3. 0. 0 .35
 4.35. 0 .35
 5. 0.38.5. 0
 6.35.38.5. 0
 7. 0.38.5.35
 8.35.38.5.35
 9. 0.85.8. 0
 10.35.85.8. 0
 11. 0.85.8.35
 12.35.85.8.35
 13. 0.133.1. 0
 14.35.133.1. 0
 15. 0.133.1.35
 16.35.133.1.35
 17. 0.180.4. 0
 18.35.180.4. 0
 19. 0.180.4.35
 20.35.180.4.35
 21. 0.227.7. 0
 22.35.227.7. 0
 23. 0.227.7.35
 24.35.227.7.35
 25. 0.275.0. 0
 26.35.275.0. 0
 27. 0.275.0.35
 28.35.275.0.35
 29. 0.322.3. 0
 30.35.322.3. 0
 31. 0.322.3.35
 32.35.322.3.35
 33. 0.369.6. 0
 34.35.369.6. 0
 35. 0.369.6.35
 36.35.369.6.35
 37. 0.416.9. 0
 38.35.416.9. 0
 39. 0.416.9.35
 40.35.416.9.35
 41. 0.464.2. 0
 42.35.464.2. 0
 43. 0.464.2.35
 44.35.464.2.35
 45. 0.511.5. 0
 46.35.511.5. 0

47. 0,511.5.35
48.35,511.5.35
49. 0,558.8. 0
50.35,558.8. 0
51. 0,558.8.35
52.35,558.8.35
53. 0,600.0. 0
54.35,600.0. 0
55. 0,600.0.35
56.35,600.0.35
1,1,5,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
2,5,9,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
3,9,13,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
4,13,17,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
5,17,21,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
6,21,25,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
7,25,29,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
8,29,33,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
9,33,37,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
10,37,41,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
11,41,45,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
12,45,49,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
13,49,53,7.68,0.922,11.65,45.36,225,0
1,0,-1
14,2,6,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
15,6,10,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
16,10,14,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
17,14,18,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
18,18,22,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
19,22,26,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
20,26,30,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
21,30,34,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0

1,0,1
22,34,38,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
23,38,42,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
24,42,46,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
25,46,50,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
26,50,54,7.68,0.922,11.65,45.36,135,0
1,0,1
27,3,7,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
28,7,11,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
29,11,15,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
30,15,19,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
31,19,23,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
32,23,27,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
33,27,31,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
34,31,35,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
35,35,39,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
36,39,43,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
37,43,47,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
38,47,51,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
39,51,55,7.68,0.922,11.65,45.36,315,0
-1,0,-1
40,4,8,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
41,8,12,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
42,12,16,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
43,16,20,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
44,20,24,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
45,24,28,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1
46,28,32,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
-1,0,1

47,32,36,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 48,36,40,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 49,40,44,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 50,44,48,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 51,48,52,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 52,52,56,7.68,0.922,11.65,45.36,45,0
 -1,0,1
 53,5,6,66.50,6808.5,20,6788.5,0,0
 54,6,8,66.50,6808.5,20,6788.5,0,0
 55,8,7,66.50,6808.5,20,6788.5,0,0
 56,7,5,66.50,6808.5,20,6788.5,0,0
 57,9,10,3,20,0,0,0,0,3
 58,10,12,3,20,0,0,0,0,3
 59,12,11,3,20,0,0,0,0,3
 60,11,9,3,20,0,0,0,0,3
 61,13,14,3,20,0,0,0,0,3
 62,14,16,3,20,0,0,0,0,3
 63,16,15,3,20,0,0,0,0,3
 64,15,13,3,20,0,0,0,0,3
 65,17,18,3,20,0,0,0,0,3
 66,18,20,3,20,0,0,0,0,3
 67,20,19,3,20,0,0,0,0,3
 68,19,17,3,20,0,0,0,0,3
 69,21,22,3,20,0,0,0,0,3
 70,22,24,3,20,0,0,0,0,3
 71,24,23,3,20,0,0,0,0,3
 72,23,21,3,20,0,0,0,0,3
 73,25,26,3,20,0,0,0,0,3
 74,26,28,3,20,0,0,0,0,3
 75,28,27,3,20,0,0,0,0,3
 76,27,25,3,20,0,0,0,0,3
 77,29,30,3,20,0,0,0,0,3
 78,30,32,3,20,0,0,0,0,3
 79,32,31,3,20,0,0,0,0,3
 80,31,29,3,20,0,0,0,0,3
 81,33,34,3,20,0,0,0,0,3
 82,34,36,3,20,0,0,0,0,3
 83,36,35,3,20,0,0,0,0,3
 84,35,33,3,20,0,0,0,0,3
 85,37,38,3,20,0,0,0,0,3
 86,38,40,3,20,0,0,0,0,3
 87,40,39,3,20,0,0,0,0,3
 88,39,37,3,20,0,0,0,0,3
 89,41,42,3,20,0,0,0,0,3
 90,42,44,3,20,0,0,0,0,3
 91,44,43,3,20,0,0,0,0,3

92.43.41.3.20.0.0.0.0.3
93.45.46.3.20.0.0.0.0.3
94.46.48.3.20.0.0.0.0.3
95.48.47.3.20.0.0.0.0.3
96.47.45.3.20.0.0.0.0.3
97.49.50.3.20.0.0.0.0.3
98.50.52.3.20.0.0.0.0.3
99.52.51.3.20.0.0.0.0.3
100.51.49.3.20.0.0.0.0.3
101.53.54.45.50.4651.2.6.4.4644.8.0.0
102.54.56.45.50.4651.2.6.4.4644.8.0.0
103.56.55.45.50.4651.2.6.4.4644.8.0.0
104.55.53.45.50.4651.2.6.4.4644.8.0.0
105. 5.11.3.20.0.0.0.0.0.3
106. 7.12.3.20.0.0.0.0.0.3
107. 8.10.3.20.0.0.0.0.0.3
108. 6. 9.3.20.0.0.0.0.0.3
109. 9.15.3.20.0.0.0.0.0.3
110.11.16.3.20.0.0.0.0.0.3
111.12.14.3.20.0.0.0.0.0.3
112.10.13.3.20.0.0.0.0.0.3
113.13.19.3.20.0.0.0.0.0.3
114.15.20.3.20.0.0.0.0.0.3
115.16.18.3.20.0.0.0.0.0.3
116.14.17.3.20.0.0.0.0.0.3
117.17.23.3.20.0.0.0.0.0.3
118.19.24.3.20.0.0.0.0.0.3
119.20.22.3.20.0.0.0.0.0.3
120.18.21.3.20.0.0.0.0.0.3
121.21.27.3.20.0.0.0.0.0.3
122.23.28.3.20.0.0.0.0.0.3
123.24.26.3.20.0.0.0.0.0.3
124.22.25.3.20.0.0.0.0.0.3
125.25.31.3.20.0.0.0.0.0.3
126.27.32.3.20.0.0.0.0.0.3
127.28.30.3.20.0.0.0.0.0.3
128.26.29.3.20.0.0.0.0.0.3
129.29.35.3.20.0.0.0.0.0.3
130.31.36.3.20.0.0.0.0.0.3
131.32.34.3.20.0.0.0.0.0.3
132.30.33.3.20.0.0.0.0.0.3
133.33.39.3.20.0.0.0.0.0.3
134.35.40.3.20.0.0.0.0.0.3
135.36.38.3.20.0.0.0.0.0.3
136.34.37.3.20.0.0.0.0.0.3
137.37.43.3.20.0.0.0.0.0.3
138.39.44.3.20.0.0.0.0.0.3
139.40.42.3.20.0.0.0.0.0.3
140.38.41.3.20.0.0.0.0.0.3
141.41.47.3.20.0.0.0.0.0.3
142.43.48.3.20.0.0.0.0.0.3

143.44.46.3.20.0.0.0.0.3
 144.42.45.3.20.0.0.0.0.3
 145.45.51.3.20.0.0.0.0.3
 146.47.52.3.20.0.0.0.0.3
 147.48.50.3.20.0.0.0.0.3
 148.46.49.3.20.0.0.0.0.3

1.1.1.1.1.1.1.1
 2.1.1.1.1.1.1.1
 3.1.1.1.1.1.1.1
 4.1.1.1.1.1.1.1
 53.1.0.1.0.1.1
 54.1.0.1.0.1.1
 55.1.0.0.0.1.1
 56.1.0.0.0.1.1

FUERZA CORTANTE 1.1(CM+CV+SISMOx)

8,0
 49,-262,0,0,0,0,0
 50,-262,0,0,0,0,0
 51,-262,0,0,0,0,0
 52,-262,0,0,0,0,0
 5,262,0,0,0,0,0
 6,262,0,0,0,0,0
 7,262,0,0,0,0,0
 8,262,0,0,0,0,0

CARGA DISEÑO 1.5(C.M.+C.V.max) (COLUMNA 1-A)

8,0
 49,-13,-1600,182,0,0,-2800
 50,-13,-1600,182,0,0,-2800
 51,-13,-1600,182,0,0,-2800
 52,-13,-1600,182,0,0,-2800
 5,13,1660,-182,-114950,0,-2140
 6,13,1660,-182,-114950,0,-2140
 7,13,1660,-182,-114950,0,-2140
 8,13,1660,-182,-114950,0,-2140

CARGA DISEÑO 1.1(CM+CV+SISMOx) (COLUMNA 2-A)

8,0
 49,-262,-808,91,0,0,-54075
 50,-262,-808,91,0,0,-54075
 51,-262,-808,91,0,0,-54075
 52,-262,-808,91,0,0,-54075
 5,262,852,-91,-55750,0,-103400
 6,262,852,-91,-55750,0,-103400
 7,262,852,-91,-55750,0,-103400
 8,262,852,-91,-55750,0,-103400

ARCHIVO DE RESULTADOS DE ANÁLISIS (DE CELOSÍA) DE COLUMNA ARMADA COMPLETA:

ANÁLISIS DE MARCOS 3D, HASTA 160 BARRAS, 60 NUDOS Y 320 G.L.
 PROGRAMA F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
 S.E.P.I., E.S.I.A., I.P.N.

TÍTULO DE ESTRUCTURA:

ANÁLISIS DE CELOSIA DE COLUMNA DE NAVE, UNID: [KG-CM]

NUM.BARRAS= 148 G.L. = 298 NUM.NUDOS= 56
 NUM DESPL.RESTR. = 38 NUM.NUDOS RESTR. = 8
 E= 2040000.00 G= 787500.00
 NUM.DE SIST.DE CARGA= 3

NUDO	1	X=	0.000	Y=	0.000	Z=	0.000
NUDO	2	X=	35.000	Y=	0.000	Z=	0.000
NUDO	3	X=	0.000	Y=	0.000	Z=	35.000
NUDO	4	X=	35.000	Y=	0.000	Z=	35.000
NUDO	5	X=	0.000	Y=	38.500	Z=	0.000
NUDO	6	X=	35.000	Y=	38.500	Z=	0.000
NUDO	7	X=	0.000	Y=	38.500	Z=	35.000
NUDO	8	X=	35.000	Y=	38.500	Z=	35.000
NUDO	9	X=	0.000	Y=	85.800	Z=	0.000
NUDO	10	X=	35.000	Y=	85.800	Z=	0.000
NUDO	11	X=	0.000	Y=	85.800	Z=	35.000
NUDO	12	X=	35.000	Y=	85.800	Z=	35.000
NUDO	13	X=	0.000	Y=	133.100	Z=	0.000
NUDO	14	X=	35.000	Y=	133.100	Z=	0.000
NUDO	15	X=	0.000	Y=	133.100	Z=	35.000
NUDO	16	X=	35.000	Y=	133.100	Z=	35.000
NUDO	17	X=	0.000	Y=	180.400	Z=	0.000
NUDO	18	X=	35.000	Y=	180.400	Z=	0.000
NUDO	19	X=	0.000	Y=	180.400	Z=	35.000
NUDO	20	X=	35.000	Y=	180.400	Z=	35.000
NUDO	21	X=	0.000	Y=	227.700	Z=	0.000
NUDO	22	X=	35.000	Y=	227.700	Z=	0.000
NUDO	23	X=	0.000	Y=	227.700	Z=	35.000
NUDO	24	X=	35.000	Y=	227.700	Z=	35.000
NUDO	25	X=	0.000	Y=	275.000	Z=	0.000
NUDO	26	X=	35.000	Y=	275.000	Z=	0.000
NUDO	27	X=	0.000	Y=	275.000	Z=	35.000
NUDO	28	X=	35.000	Y=	275.000	Z=	35.000
NUDO	29	X=	0.000	Y=	322.300	Z=	0.000
NUDO	30	X=	35.000	Y=	322.300	Z=	0.000
NUDO	31	X=	0.000	Y=	322.300	Z=	35.000
NUDO	32	X=	35.000	Y=	322.300	Z=	35.000
NUDO	33	X=	0.000	Y=	369.600	Z=	0.000
NUDO	34	X=	35.000	Y=	369.600	Z=	0.000
NUDO	35	X=	0.000	Y=	369.600	Z=	35.000

NUDO	36	X=	35.000	Y=	369.600	Z=	35.000
NUDO	37	X=	0.000	Y=	416.900	Z=	0.000
NUDO	38	X=	35.000	Y=	416.900	Z=	0.000
NUDO	39	X=	0.000	Y=	416.900	Z=	35.000
NUDO	40	X=	35.000	Y=	416.900	Z=	35.000
NUDO	41	X=	0.000	Y=	464.200	Z=	0.000
NUDO	42	X=	35.000	Y=	464.200	Z=	0.000
NUDO	43	X=	0.000	Y=	464.200	Z=	35.000
NUDO	44	X=	35.000	Y=	464.200	Z=	35.000
NUDO	45	X=	0.000	Y=	511.500	Z=	0.000
NUDO	46	X=	35.000	Y=	511.500	Z=	0.000
NUDO	47	X=	0.000	Y=	511.500	Z=	35.000
NUDO	48	X=	35.000	Y=	511.500	Z=	35.000
NUDO	49	X=	0.000	Y=	558.800	Z=	0.000
NUDO	50	X=	35.000	Y=	558.800	Z=	0.000
NUDO	51	X=	0.000	Y=	558.800	Z=	35.000
NUDO	52	X=	35.000	Y=	558.800	Z=	35.000
NUDO	53	X=	0.000	Y=	600.000	Z=	0.000
NUDO	54	X=	35.000	Y=	600.000	Z=	0.000
NUDO	55	X=	0.000	Y=	600.000	Z=	35.000
NUDO	56	X=	35.000	Y=	600.000	Z=	35.000

BARRA	NUDO J	NUDO K	AREA	M. INER. X	M. INER. Y	M. INER. Z	LONG	IA	NTB
1	1	5	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	38.500	225	0
BARRA=	1	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
2	5	9	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	2	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
3	9	13	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	3	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
4	13	17	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	4	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
5	17	21	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	5	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
6	21	25	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	6	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
7	25	29	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	7	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
8	29	33	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	8	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
9	33	37	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	9	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			

10	37	41	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	10	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
11	41	45	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	11	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
12	45	49	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	225	0
BARRA=	12	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
13	49	53	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	41.200	225	0
BARRA=	13	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
14	2	6	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	38.500	135	0
BARRA=	14	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
15	6	10	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	15	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
16	10	14	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	16	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
17	14	18	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	17	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
18	18	22	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	18	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
19	22	26	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	19	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
20	26	30	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	20	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
21	30	34	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	21	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
22	34	38	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	22	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
23	38	42	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	23	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
24	42	46	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	24	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
25	46	50	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	135	0
BARRA=	25	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
26	50	54	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	41.200	135	0
BARRA=	26	ALFA NO CERO	XP=	1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			

27	3	7	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	38.500	315	0
BARRA=	27	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
28	7	11	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	28	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
29	11	15	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	29	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
30	15	19	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	30	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
31	19	23	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	31	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
32	23	27	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	32	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
33	27	31	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	33	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
34	31	35	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	34	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
35	35	39	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	35	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
36	39	43	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	36	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
37	43	47	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	37	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
38	47	51	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	315	0
BARRA=	38	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
39	51	55	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	41.200	315	0
BARRA=	39	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	-1.000			
40	4	8	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	38.500	45	0
BARRA=	40	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
41	8	12	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	41	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
42	12	16	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	42	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
43	16	20	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	43	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			

44	20	24	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	44	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
45	24	28	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	45	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
46	28	32	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	46	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
47	32	36	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	47	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
48	36	40	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	48	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
49	40	44	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	49	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
50	44	48	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	50	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
51	48	52	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	47.300	45	0
BARRA=	51	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
52	52	56	7.680000	0.922000	11.650000	45.360000	41.200	45	0
BARRA=	52	ALFA NO CERO	XP=	-1.000 YP=	0.000 ZP=	1.000			
53	5	6	66.500000	6808.500000	20.000000	6788.500000	35.000	0	0
54	6	8	66.500000	6808.500000	20.000000	6788.500000	35.000	0	0
55	8	7	66.500000	6808.500000	20.000000	6788.500000	35.000	0	0
56	7	5	66.500000	6808.500000	20.000000	6788.500000	35.000	0	0
57	9	10	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
58	10	12	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
59	12	11	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
60	11	9	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
61	13	14	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
62	14	16	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
63	16	15	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
64	15	13	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
65	17	18	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
66	18	20	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
67	20	19	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
68	19	17	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
69	21	22	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
70	22	24	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
71	24	23	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
72	23	21	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
73	25	26	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
74	26	28	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
75	28	27	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
76	27	25	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3

77	29	30	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
78	30	32	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
79	32	31	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
80	31	29	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
81	33	34	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
82	34	36	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
83	36	35	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
84	35	33	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
85	37	38	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
86	38	40	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
87	40	39	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
88	39	37	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
89	41	42	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
90	42	44	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
91	44	43	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
92	43	41	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
93	45	46	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
94	46	48	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
95	48	47	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
96	47	45	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
97	49	50	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
98	50	52	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
99	52	51	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
100	51	49	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	35.000	0	3
101	53	54	45.500000	4651.200000	6.400000	4644.800000	35.000	0	0
102	54	56	45.500000	4651.200000	6.400000	4644.800000	35.000	0	0
103	56	55	45.500000	4651.200000	6.400000	4644.800000	35.000	0	0
104	55	53	45.500000	4651.200000	6.400000	4644.800000	35.000	0	0
105	5	11	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
106	7	12	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
107	8	10	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
108	6	9	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
109	9	15	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
110	11	16	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
111	12	14	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
112	10	13	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
113	13	19	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
114	15	20	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
115	16	18	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
116	14	17	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
117	17	23	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
118	19	24	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
119	20	22	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
120	18	21	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
121	21	27	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
122	23	28	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
123	24	26	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
124	22	25	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
125	25	31	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
126	27	32	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
127	28	30	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3

128	26	29	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
129	29	35	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
130	31	36	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
131	32	34	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
132	30	33	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
133	33	39	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
134	35	40	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
135	36	38	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
136	34	37	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
137	37	43	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
138	39	44	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
139	40	42	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
140	38	41	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
141	41	47	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
142	43	48	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
143	44	46	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
144	42	45	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
145	45	51	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
146	47	52	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
147	48	50	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3
148	46	49	3.200000	0.000000	0.000000	0.000000	58.841	0	3

NUDO RESTR.	TRASL.X	TRASL.Y	TRASL.Z	GIRO X	GIRO Y	GIRO Z
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
53	1	0	1	1	1	1
54	1	0	1	1	1	1
55	1	0	0	1	1	1
56	1	0	0	1	1	1

VALOR FINAL DE NBAND= 42

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 1
 FUERZA CORTANTE 1.1(CM+CV+SISMOx)

NUM.NUDOS CARGADOS= 8 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
49	-262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50	-262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
51	-262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
52	-262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	262.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DLX	DLY	DLZ	DAX	DAY	DAZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.16708E-01	-0.57716E-04	0.24644E-02	0.60182E-05	0.32287E-03	0.10843E-04
6	0.16690E-01	0.33454E-03	-0.88174E-02	0.62730E-05	0.32310E-03	0.74537E-05
7	0.28063E-01	-0.33600E-03	0.24503E-02	0.96068E-05	0.32287E-03	0.11341E-04
8	0.28055E-01	0.59161E-04	-0.88314E-02	0.98611E-05	0.32310E-03	0.77756E-05
9	0.15116E-01	-0.75476E-03	0.27603E-02	0.58732E-05	0.29568E-03	0.57972E-04
10	0.15097E-01	0.14909E-02	-0.58736E-02	0.81057E-04	0.29588E-03	0.58886E-04
11	0.23527E-01	-0.11698E-02	0.29655E-02	0.86946E-05	0.29567E-03	0.13860E-03
12	0.23987E-01	0.10865E-02	-0.56433E-02	0.84503E-04	0.29588E-03	0.13137E-03
13	0.11267E-01	-0.12782E-02	0.29826E-02	0.33559E-05	0.26848E-03	0.10241E-03
14	0.11247E-01	0.24694E-02	-0.25747E-02	0.65446E-04	0.26867E-03	0.10217E-03
15	0.16553E-01	-0.18012E-02	0.31921E-02	0.26598E-05	0.26847E-03	0.16429E-03
16	0.17030E-01	0.19610E-02	-0.23252E-02	0.64780E-04	0.26866E-03	0.16599E-03
17	0.56197E-02	-0.16284E-02	0.30671E-02	0.16193E-06	0.24128E-03	0.13467E-03
18	0.56010E-02	0.32413E-02	0.56214E-03	0.65348E-04	0.24145E-03	0.13473E-03
19	0.78069E-02	-0.22300E-02	0.32756E-02	0.33225E-06	0.24128E-03	0.20128E-03
20	0.82800E-02	0.26580E-02	0.80641E-03	0.65448E-04	0.24145E-03	0.20089E-03
21	-0.13091E-02	-0.18054E-02	0.29870E-02	-0.37217E-05	0.21408E-03	0.15651E-03
22	-0.13281E-02	0.38135E-02	0.35345E-02	0.60639E-04	0.21423E-03	0.15650E-03
23	-0.22335E-02	-0.24572E-02	0.31958E-02	-0.37527E-05	0.21408E-03	0.22212E-03
24	-0.17595E-02	0.31819E-02	0.37798E-02	0.60642E-04	0.21423E-03	0.22218E-03
25	-0.90163E-02	-0.18093E-02	0.27019E-02	-0.84358E-05	0.18688E-03	0.16758E-03
26	-0.90352E-02	0.41845E-02	0.62988E-02	0.55945E-04	0.18701E-03	0.16756E-03
27	-0.13051E-01	-0.24826E-02	0.29106E-02	-0.84704E-05	0.18688E-03	0.23316E-03
28	-0.12577E-01	0.35316E-02	0.65440E-02	0.55889E-04	0.18701E-03	0.23326E-03
29	-0.16997E-01	-0.16399E-02	0.21729E-02	-0.14170E-04	0.15968E-03	0.16819E-03
30	-0.17016E-01	0.43345E-02	0.88223E-02	0.50955E-04	0.15980E-03	0.16826E-03
31	-0.24143E-01	-0.23061E-02	0.23816E-02	-0.14005E-04	0.15968E-03	0.23486E-03
32	-0.23670E-01	0.37075E-02	0.90671E-02	0.51144E-04	0.15979E-03	0.23444E-03
33	-0.24738E-01	-0.12973E-02	0.13637E-02	-0.19762E-04	0.13248E-03	0.15682E-03
34	-0.24758E-01	0.43243E-02	0.11061E-01	0.42272E-04	0.13258E-03	0.15662E-03
35	-0.34991E-01	-0.19292E-02	0.15730E-02	-0.20346E-04	0.13248E-03	0.21892E-03
36	-0.34514E-01	0.37084E-02	0.11308E-01	0.41665E-04	0.13258E-03	0.22031E-03
37	-0.31778E-01	-0.78194E-03	0.22771E-03	-0.30158E-04	0.10529E-03	0.14199E-03
38	-0.31791E-01	0.40892E-02	0.13002E-01	0.45038E-04	0.10536E-03	0.14237E-03
39	-0.45129E-01	-0.13440E-02	0.43195E-03	-0.28266E-04	0.10529E-03	0.22046E-03
40	-0.44673E-01	0.35391E-02	0.13240E-01	0.46877E-04	0.10536E-03	0.21646E-03
41	-0.37374E-01	-0.90423E-04	-0.12511E-02	-0.25454E-04	0.78088E-04	0.76629E-04
42	-0.37431E-01	0.36757E-02	0.14548E-01	-0.12554E-05	0.78143E-04	0.77656E-04
43	-0.53880E-01	-0.58779E-03	-0.10151E-02	-0.30739E-04	0.78087E-04	0.97290E-04
44	-0.53308E-01	0.31827E-02	0.14823E-01	-0.62250E-05	0.78142E-04	0.10588E-03
45	-0.42290E-01	0.75229E-03	-0.31366E-02	-0.81411E-05	0.50889E-04	0.21819E-03
46	-0.42060E-01	0.29369E-02	0.15720E-01	0.13238E-03	0.50925E-04	0.19826E-03
47	-0.61400E-01	0.51332E-03	-0.30773E-02	-0.71350E-04	0.50889E-04	0.42236E-03
48	-0.61448E-01	0.26928E-02	0.15836E-01	0.14269E-03	0.50925E-04	0.42395E-03

49	-0.38824E-01	0.19218E-02	-0.54342E-02	0.85789E-04	0.23691E-04	-0.85741E-03
50	-0.37840E-01	0.27390E-02	0.17363E-01	-0.34972E-03	0.23708E-04	-0.84476E-03
51	-0.61646E-01	0.11315E-02	-0.47817E-02	0.77241E-04	0.23691E-04	-0.12942E-02
52	-0.61316E-01	0.19356E-02	0.18053E-01	-0.35966E-03	0.23707E-04	-0.12938E-02
53	0.00000E+00	0.22979E-02	0.00000E+00	0.18646E-04	0.00000E+00	0.00000E+00
54	0.00000E+00	0.23625E-02	0.00000E+00	0.19830E-04	0.00000E+00	0.00000E+00
55	0.00000E+00	0.15119E-02	-0.20151E-04	0.25658E-04	0.00000E+00	0.00000E+00
56	0.00000E+00	0.15557E-02	-0.36133E-04	0.26874E-04	0.00000E+00	0.00000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS (COORD LOCALES)

	NXJ	VYJ	VZJ	TXJ	MYJ	MZJ
	NXk	VYk	VZk	TXk	MYk	MZk
BARRA	1					
	23.487	-200.449	68.080	-6.089	-1308.443	-3829.984
	-23.487	200.449	-68.080	6.089	-1312.655	-3887.296
BARRA	2					
	230.881	-0.151	0.095	0.418	14.557	61.428
	-230.881	0.151	-0.095	-0.418	-19.034	-68.561
BARRA	3					
	173.382	0.447	-0.099	0.418	19.034	68.560
	-173.382	-0.447	0.099	-0.418	-14.332	-47.424
BARRA	4					
	115.990	0.305	-0.073	0.418	14.331	47.423
	-115.990	-0.305	0.073	-0.418	-10.863	-32.998
BARRA	5					
	58.642	0.345	-0.073	0.418	10.863	32.997
	-58.642	-0.345	0.073	-0.418	-7.414	-16.673
BARRA	6					
	1.269	0.333	-0.076	0.418	7.413	16.672
	-1.269	-0.333	0.076	-0.418	-3.802	-0.912
BARRA	7					
	-56.091	0.338	-0.065	0.418	3.802	0.912
	56.091	-0.338	0.065	-0.418	-0.707	15.081
BARRA	8					
	-113.476	0.354	-0.117	0.418	0.706	-15.082
	113.476	-0.354	0.117	-0.418	4.812	31.848
BARRA	9					
	-170.710	0.129	0.137	0.418	-4.812	-31.849
	170.710	-0.129	-0.137	-0.418	-1.658	37.956
BARRA	10					
	-229.052	1.943	-1.123	0.418	1.658	-37.958
	229.052	-1.943	1.123	-0.418	51.442	129.850

BARRA	11						
	-279.133	-10.498	5.142	0.418	-51.442	-129.849	
	279.133	10.498	-5.142	-0.418	-191.796	-366.693	
BARRA	12						
	-387.391	68.639	-26.780	0.418	191.796	366.692	
	387.391	-68.639	26.780	-0.418	1074.903	2879.947	
BARRA	13						
	-142.987	-200.729	70.486	0.418	-1074.904	-2879.947	
	142.987	200.729	-70.486	-0.418	-1829.139	-5390.073	
BARRA	14						
	-136.137	332.511	42.176	-6.093	-808.159	6382.496	
	136.137	-332.511	-42.176	6.093	-815.630	6419.196	
BARRA	15						
	-383.037	-0.513	-2.364	0.418	92.719	-117.016	
	383.037	0.513	2.364	-0.418	19.121	92.736	
BARRA	16						
	-324.082	-0.380	0.450	0.418	-19.121	-92.736	
	324.082	0.380	-0.450	-0.418	-2.162	74.768	
BARRA	17						
	-255.679	-0.470	-0.114	0.418	2.162	-74.768	
	255.679	0.470	0.114	-0.418	3.222	52.540	
BARRA	18						
	-189.526	-0.433	0.023	0.418	-3.222	-52.539	
	189.526	0.433	-0.023	-0.418	2.151	32.070	
BARRA	19						
	-122.891	-0.453	-0.016	0.418	-2.151	-32.070	
	122.891	0.453	0.016	-0.418	2.891	10.655	
BARRA	20						
	-56.320	-0.406	0.016	0.418	-2.891	-10.655	
	56.320	0.406	-0.016	-0.418	2.141	-8.526	
BARRA	21						
	10.004	-0.622	-0.087	0.418	-2.141	8.526	
	-10.004	0.622	0.087	-0.418	6.237	-37.966	
BARRA	22						
	77.887	0.434	0.331	0.418	-6.237	37.968	
	-77.887	-0.434	-0.331	-0.418	-9.436	-17.445	
BARRA	23						
	136.956	-4.726	-1.342	0.418	9.436	17.446	
	-136.956	4.726	1.342	-0.418	54.025	-240.986	

BARRA	24					
	244.718	20.487	5.047	0.418	-54.025	240.984
	-244.718	-20.487	-5.047	-0.418	-184.695	728.035
BARRA	25					
	65.526	-118.197	-17.396	0.418	184.695	-728.035
	-65.526	118.197	17.396	-0.418	638.132	-4862.695
BARRA	26					
	143.205	329.300	40.625	0.418	-638.131	4862.695
	-143.205	-329.300	-40.625	-0.418	-1035.636	8704.467
BARRA	27					
	136.731	59.343	140.967	-6.089	-2706.459	1164.686
	-136.731	-59.343	-140.967	6.089	-2720.786	1120.037
BARRA	28					
	276.186	0.575	-2.673	0.418	127.110	4.911
	-276.186	-0.575	2.673	-0.418	-0.693	22.304
BARRA	29					
	209.120	-0.385	0.513	0.418	0.693	-22.304
	-209.120	0.385	-0.513	-0.418	-24.952	4.091
BARRA	30					
	142.045	0.104	-0.271	0.418	24.952	-4.091
	-142.045	-0.104	0.271	-0.418	-12.135	9.031
BARRA	31					
	75.241	0.004	-0.073	0.418	12.135	-9.031
	-75.241	-0.004	0.073	-0.418	-8.687	9.211
BARRA	32					
	8.444	0.026	-0.136	0.418	8.687	-9.211
	-8.444	-0.026	0.136	-0.418	-2.272	10.440
BARRA	33					
	-58.484	0.020	-0.063	0.418	2.272	-10.440
	58.484	-0.020	0.063	-0.418	0.719	11.393
BARRA	34					
	-124.827	0.006	-0.312	0.418	-0.719	-11.393
	124.827	-0.006	0.312	-0.418	15.470	11.676
BARRA	35					
	-193.859	0.165	0.682	0.418	-15.470	-11.676
	193.859	-0.165	-0.682	-0.418	-16.795	19.467
BARRA	36					
	-250.463	-0.902	-3.327	0.418	16.795	-19.467
	250.463	0.902	3.327	-0.418	140.590	-23.176

BARRA	37					
	-364.720	5.085	12.824	0.418	-140.590	23.176
	364.720	-5.085	-12.824	-0.418	-465.996	217.328
BARRA	38					
	-204.745	-25.419	-56.072	0.418	465.996	-217.328
	204.745	25.419	56.072	-0.418	2186.186	-984.985
BARRA	39					
	-144.659	57.355	142.312	0.418	-2186.186	984.985
	144.659	-57.355	-142.312	-0.418	-3677.086	1378.033
BARRA	40					
	-24.075	278.463	129.558	-6.093	-2486.264	5363.098
	24.075	-278.463	-129.558	6.093	-2501.707	5357.723
BARRA	41					
	-340.273	0.964	-3.311	0.418	148.220	-52.729
	340.273	-0.964	3.311	-0.418	8.409	98.317
BARRA	42					
	-289.677	-0.955	0.556	0.418	-8.409	-98.317
	289.677	0.955	-0.556	-0.418	-17.888	53.147
BARRA	43					
	-230.854	-0.186	-0.237	0.418	17.888	-53.146
	230.854	0.186	0.237	-0.418	-6.678	44.326
BARRA	44					
	-173.551	-0.321	-0.046	0.418	6.678	-44.326
	173.551	0.321	0.046	-0.418	-4.503	29.153
BARRA	45					
	-115.808	-0.296	-0.102	0.418	4.503	-29.153
	115.808	0.296	0.102	-0.418	0.328	15.144
BARRA	46					
	-58.284	-0.300	-0.042	0.418	-0.328	-15.144
	58.284	0.300	0.042	-0.418	2.330	0.944
BARRA	47					
	-0.303	-0.351	-0.254	0.418	-2.330	-0.944
	0.303	0.351	0.254	-0.418	14.344	-15.669
BARRA	48					
	56.072	0.135	0.631	0.418	-14.344	15.667
	-56.072	-0.135	-0.631	-0.418	-15.495	-9.289
BARRA	49					
	118.081	-3.241	-3.088	0.418	15.495	9.289
	-118.081	3.241	3.088	-0.418	130.585	-162.587

BARRA	50					
	162.242	17.545	12.462	0.418	-130.586	162.586
	-162.242	-17.545	-12.462	-0.418	-458.843	667.283
BARRA	51					
	250.830	-102.983	-52.218	0.418	458.844	-667.285
	-250.830	102.983	52.218	-0.418	2011.053	-4203.827
BARRA	52					
	144.443	277.682	130.368	0.418	-2011.055	4203.826
	-144.443	-277.682	-130.368	-0.418	-3360.108	7236.690
BARRA	53					
	72.911	-279.307	-0.260	-39.028	4.287	-3546.834
	-72.911	279.307	0.260	39.028	4.818	-6228.899
BARRA	54					
	54.049	-27.019	0.648	-49.307	-11.329	946.902
	-54.049	27.019	-0.648	49.307	-11.335	-1892.560
BARRA	55					
	31.617	234.924	-0.260	-38.957	4.824	5522.063
	-31.617	-234.924	0.260	38.957	4.293	2700.268
BARRA	56					
	54.495	-18.769	0.617	-76.357	-10.800	1091.452
	-54.495	18.769	-0.617	76.357	-10.794	-1748.377
BARRA	57					
	3.426	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.426	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	58					
	-42.964	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	42.964	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	59					
	-85.792	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	85.792	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	60					
	-38.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.275	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	61					
	3.596	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.596	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	62					
	-46.527	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	46.527	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	63					
	-88.963	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.963	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	64					
	-39.071	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	39.071	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	65					
	3.495	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.495	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	66					
	-45.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	45.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	67					
	-88.227	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.227	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	68					
	-38.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.884	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	69					
	3.534	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.534	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	70					
	-45.752	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	45.752	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	71					
	-88.401	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.401	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	72					
	-38.936	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.936	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	73					
	3.519	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.519	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	74					
	-45.727	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	45.727	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	75					
	-88.377	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.377	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	76					
	-38.917	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.917	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	77					
	3.517	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.517	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	78					
	-45.665	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	45.665	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	79					
	-88.268	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.268	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	80					
	-38.921	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.921	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	81					
	3.642	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-3.642	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	82					
	-45.995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	45.995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	83					
	-88.982	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	88.982	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	84					
	-39.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	39.028	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	85					
	2.512	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-2.512	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	86					
	-44.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	44.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	87					
	-84.968	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	84.968	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	88					
	-38.093	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	38.093	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	89					
	10.632	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-10.632	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	90					
	-51.222	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	51.222	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	91					
	-106.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	106.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	92					
	-44.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	44.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	93					
	-42.885	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	42.885	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	94					
	-21.745	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	21.745	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	95					
	9.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-9.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	96					
	-11.075	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	11.075	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	97					
	-183.598	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	183.598	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	98					
	-128.632	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	128.632	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	99					
	-61.394	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	61.394	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	100					
	-121.694	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	121.694	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	101					
	0.000	-171.312	0.000	-123.955	0.000	-2997.963
	0.000	171.312	0.000	123.955	0.000	-2997.963

BARRA	102						
	95.826	-28.107	0.000	0.000	0.000	1415.028	
	-95.826	28.107	0.000	0.000	0.000	-2398.781	
BARRA	103						
	0.000	116.335	0.058	-127.263	-1.022	2035.856	
	0.000	-116.335	-0.058	127.263	-1.022	2035.856	
BARRA	104						
	53.439	-28.323	0.000	0.000	0.000	1402.684	
	-53.439	28.323	0.000	0.000	0.000	-2394.008	
BARRA	105						
	66.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-66.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	106						
	142.112	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-142.112	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	107						
	67.494	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-67.494	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	108						
	-6.703	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	6.703	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	109						
	64.827	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-64.827	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	110						
	149.540	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-149.540	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	111						
	79.171	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-79.171	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	112						
	-5.846	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	5.846	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	113						
	65.549	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-65.549	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	114						
	148.269	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-148.269	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

BARRA	115					
	76.363	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-76.363	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	116					
	-5.923	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5.923	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	117					
	65.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-65.419	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	118					
	148.653	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-148.653	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	119					
	76.983	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-76.983	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	120					
	-5.932	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5.932	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	121					
	65.440	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-65.440	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	122					
	148.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-148.514	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	123					
	76.820	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-76.820	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	124					
	-5.910	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5.910	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	125					
	65.446	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-65.446	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	126					
	148.699	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-148.699	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	127					
	76.953	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-76.953	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	128					
	-5.995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5.995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	129					
	65.392	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-65.392	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	130					
	147.977	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-147.977	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	131					
	76.571	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-76.571	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	132					
	-5.554	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	5.554	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	133					
	65.646	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-65.646	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	134					
	151.270	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-151.270	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	135					
	77.846	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-77.846	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	136					
	-7.877	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	7.877	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	137					
	64.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-64.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	138					
	136.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-136.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	139					
	74.130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-74.130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	140					
	4.364	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-4.364	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	141						
	66.665	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-66.665	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	142						
	206.836	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-206.836	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	143						
	81.125	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-81.125	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	144						
	-59.926	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	59.926	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	145						
	74.747	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-74.747	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	146						
	-132.345	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.345	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	147						
	96.633	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-96.633	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	148						
	304.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-304.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	FRX	FRY	FRZ	MRX	MRY	MRZ
1	-189.879	23.487	93.599	1782.999	-6.089	3633.417
2	-331.128	-136.137	51.934	995.449	-6.093	6355.978
3	-142.561	136.731	-55.406	-1089.086	-6.089	2737.756
4	-291.404	-24.075	-97.009	-1874.882	-6.093	5606.170
53	191.778	0.000	-38.656	0.000	-0.418	2106.791
54	327.963	0.000	45.537	0.000	-0.418	5672.296
55	143.850	0.000	0.000	0.000	-1.440	1678.076
56	291.392	0.000	0.000	0.000	-1.440	5532.441

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 2
 CARGA DISEÑO 1.5(C.M.+C.V.max) (COLUMNA 1-A)

NUM.NUDOS CARGADOS= 8 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

NUDO	FX	FY	FZ	HX	HY	HZ
49	-13.000	-1600.000	182.000	0.000	0.000	-2800.000
50	-13.000	-1600.000	182.000	0.000	0.000	-2800.000
51	-13.000	-1600.000	182.000	0.000	0.000	-2800.000
52	-13.000	-1600.000	182.000	0.000	0.000	-2800.000
5	13.000	1660.000	-182.000	*****	0.000	-2140.000
6	13.000	1660.000	-182.000	*****	0.000	-2140.000
7	13.000	1660.000	-182.000	*****	0.000	-2140.000
8	13.000	1660.000	-182.000	*****	0.000	-2140.000

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DLX	DLY	DLZ	DAX	DAY	DAZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.23152E-02	-0.12727E-01	-0.27362E-01	-0.79056E-03	-0.25371E-03	-0.73708E-05
6	0.23421E-02	-0.12938E-01	-0.18437E-01	-0.79007E-03	-0.25352E-03	-0.73608E-05
7	-0.65487E-02	0.13231E-01	-0.27341E-01	-0.79064E-03	-0.25417E-03	-0.66355E-05
8	-0.65125E-02	0.13024E-01	-0.18395E-01	-0.79002E-03	-0.25397E-03	-0.66838E-05
9	0.46090E-02	-0.13584E-01	-0.53381E-01	-0.39877E-03	-0.23234E-03	-0.56175E-04
10	0.52521E-02	-0.13010E-01	-0.47415E-01	-0.47201E-03	-0.23216E-03	-0.67723E-04
11	-0.20514E-02	0.49320E-02	-0.53129E-01	-0.39528E-03	-0.23276E-03	-0.11578E-03
12	-0.11342E-02	0.55261E-02	-0.46109E-01	-0.44899E-03	-0.23258E-03	-0.13074E-03
13	0.62520E-02	-0.14802E-01	-0.68794E-01	-0.24218E-03	-0.21097E-03	-0.17622E-04
14	0.69768E-02	-0.13522E-01	-0.65091E-01	-0.28087E-03	-0.21080E-03	-0.15706E-04
15	0.17659E-02	-0.29966E-02	-0.68577E-01	-0.24362E-03	-0.21135E-03	-0.57598E-04
16	0.26830E-02	-0.16894E-02	-0.63667E-01	-0.28538E-03	-0.21118E-03	-0.53575E-04
17	0.64675E-02	-0.16392E-01	-0.76103E-01	-0.73668E-04	-0.18960E-03	0.87879E-05
18	0.71762E-02	-0.14577E-01	-0.74439E-01	-0.11849E-03	-0.18945E-03	0.85069E-05
19	0.39267E-02	-0.10366E-01	-0.75879E-01	-0.73180E-04	-0.18994E-03	-0.32988E-04
20	0.48428E-02	-0.85156E-02	-0.73041E-01	-0.11766E-03	-0.18979E-03	-0.34048E-04
21	0.54544E-02	-0.18354E-01	-0.76269E-01	0.62752E-04	-0.16822E-03	0.33058E-04
22	0.61662E-02	-0.16155E-01	-0.76696E-01	0.18785E-04	-0.16809E-03	0.33087E-04
23	0.48902E-02	-0.17213E-01	-0.76046E-01	0.62615E-04	-0.16853E-03	-0.86132E-05
24	0.58068E-02	-0.14976E-01	-0.75293E-01	0.18655E-04	-0.16839E-03	-0.83588E-05
25	0.34196E-02	-0.20688E-01	-0.70555E-01	0.17451E-03	-0.14685E-03	0.52290E-04
26	0.41308E-02	-0.18259E-01	-0.73067E-01	0.13039E-03	-0.14674E-03	0.52302E-04
27	0.48238E-02	-0.23531E-01	-0.70332E-01	0.17453E-03	-0.14711E-03	0.10539E-04
28	0.57402E-02	-0.21065E-01	-0.71664E-01	0.13033E-03	-0.14700E-03	0.10562E-04
29	0.57122E-03	-0.23394E-01	-0.60168E-01	0.26041E-03	-0.12548E-03	0.67495E-04
30	0.12829E-02	-0.20889E-01	-0.64761E-01	0.21661E-03	-0.12538E-03	0.67426E-04
31	0.39480E-02	-0.29322E-01	-0.59945E-01	0.26050E-03	-0.12570E-03	0.26214E-04
32	0.48646E-02	-0.26784E-01	-0.63359E-01	0.21695E-03	-0.12561E-03	0.25870E-04
33	-0.28754E-02	-0.26471E-01	-0.46326E-01	0.32056E-03	-0.10411E-03	0.76988E-04
34	-0.21661E-02	-0.24045E-01	-0.52997E-01	0.27612E-03	-0.10402E-03	0.77374E-04
35	0.24812E-02	-0.34585E-01	-0.46105E-01	0.32005E-03	-0.10429E-03	0.33186E-04
36	0.33975E-02	-0.32135E-01	-0.51594E-01	0.27483E-03	-0.10421E-03	0.34542E-04
37	-0.67511E-02	-0.29923E-01	-0.30238E-01	0.35569E-03	-0.82734E-04	0.88972E-04
38	-0.60282E-02	-0.27730E-01	-0.38960E-01	0.31534E-03	-0.82669E-04	0.86787E-04

39	0.61058E-03	-0.39319E-01	-0.30004E-01	0.35832E-03	-0.82882E-04	0.52719E-04
40	0.15262E-02	-0.37112E-01	-0.37559E-01	0.32009E-03	-0.82817E-04	0.47696E-04
41	-0.10632E-01	-0.33726E-01	-0.13167E-01	0.35981E-03	-0.61361E-04	0.59082E-04
42	-0.99856E-02	-0.31924E-01	-0.23950E-01	0.30476E-03	-0.61313E-04	0.71430E-04
43	-0.13446E-02	-0.43532E-01	-0.13009E-01	0.34585E-03	-0.61471E-04	-0.14090E-05
44	-0.41863E-03	-0.41732E-01	-0.22541E-01	0.28748E-03	-0.61423E-04	0.16712E-04
45	-0.15483E-01	-0.38017E-01	0.39590E-02	0.37397E-03	-0.39989E-04	0.22853E-03
46	-0.14369E-01	-0.36737E-01	-0.88699E-02	0.37409E-03	-0.39957E-04	0.15649E-03
47	-0.36025E-02	-0.47187E-01	0.45662E-02	0.45089E-03	-0.40060E-04	0.22013E-03
48	-0.27455E-02	-0.45931E-01	-0.75038E-02	0.43621E-03	-0.40029E-04	0.15639E-03
49	-0.14066E-01	-0.41976E-01	0.15556E-01	-0.33954E-04	-0.18616E-04	-0.75540E-03
50	-0.13435E-01	-0.41476E-01	0.41497E-02	-0.18860E-04	-0.18602E-04	-0.47863E-03
51	-0.31089E-02	-0.50425E-01	0.15916E-01	-0.31481E-03	-0.18650E-04	-0.76722E-03
52	-0.29078E-02	-0.49971E-01	0.46206E-02	-0.30957E-03	-0.18635E-04	-0.48440E-03
53	0.00000E+00	-0.42246E-01	0.00000E+00	0.21112E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
54	0.00000E+00	-0.42181E-01	0.00000E+00	0.21485E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
55	0.00000E+00	-0.49709E-01	0.83235E-04	0.20940E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
56	0.00000E+00	-0.49710E-01	0.25282E-04	0.21331E-03	0.00000E+00	0.00000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS (COORD LOCALES)

	NXJ	VYJ	VZJ	TXJ	MYJ	MZJ
	NXk	VYk	VZk	TXk	MYk	MZk
BARRA 1						
	5179.217	-196.991	-35.234	4.785	1020.116	-5148.185
	-5179.217	196.991	35.234	-4.785	336.400	-2435.986
BARRA 2						
	283.825	9.781	5.527	-0.328	-287.242	705.787
	-283.825	-9.781	-5.527	0.328	25.830	-243.127
BARRA 3						
	403.297	-1.134	-0.681	-0.328	-25.830	243.127
	-403.297	1.134	0.681	0.328	58.049	-296.787
BARRA 4						
	526.918	1.148	0.320	-0.328	-58.049	296.785
	-526.918	-1.148	-0.320	0.328	42.923	-242.490
BARRA 5						
	649.820	0.854	0.130	-0.328	-42.924	242.493
	-649.820	-0.854	-0.130	0.328	36.767	-202.084
BARRA 6						
	773.027	0.883	0.165	-0.328	-36.766	202.084
	-773.027	-0.883	-0.165	0.328	28.983	-160.330
BARRA 7						
	896.190	0.865	0.163	-0.328	-28.981	160.327
	-896.190	-0.865	-0.163	0.328	21.251	-119.390

BARRA	8						
	1019.135	0.974	0.137	-0.328	-21.249	119.388	
	-1019.135	-0.974	-0.137	0.328	14.748	-73.296	
BARRA	9						
	1143.453	0.344	0.276	-0.328	-14.746	73.295	
	-1143.453	-0.344	-0.276	0.328	1.696	-57.036	
BARRA	10						
	1259.902	3.919	-0.439	-0.328	-1.696	57.037	
	-1259.902	-3.919	0.439	0.328	22.478	128.310	
BARRA	11						
	1421.261	-16.165	3.283	-0.328	-22.478	-128.309	
	-1421.261	16.165	-3.283	0.328	-132.826	-636.281	
BARRA	12						
	1311.224	108.316	-14.269	-0.328	132.827	636.283	
	-1311.224	-108.316	14.269	0.328	542.120	4487.072	
BARRA	13						
	102.866	-198.838	-59.690	-0.328	1437.779	-2507.171	
	-102.866	198.838	59.690	0.328	1021.467	-5684.952	
BARRA	14						
	5264.856	44.643	15.805	4.781	-791.604	932.895	
	-5264.856	-44.643	-15.805	-4.781	183.129	785.874	
BARRA	15						
	24.069	11.629	-2.436	-0.328	218.238	374.758	
	-24.069	-11.629	2.436	0.328	-103.031	175.270	
BARRA	16						
	169.578	-2.645	-0.330	-0.328	103.031	-175.271	
	-169.578	2.645	0.330	0.328	-87.422	50.153	
BARRA	17						
	349.459	0.276	-0.263	-0.328	87.420	-50.153	
	-349.459	-0.276	0.263	0.328	-74.970	63.219	
BARRA	18						
	522.542	-0.307	-0.270	-0.328	74.971	-63.219	
	-522.542	0.307	0.270	0.328	-62.196	48.702	
BARRA	19						
	697.004	-0.199	-0.272	-0.328	62.198	-48.703	
	-697.004	0.199	0.272	0.328	-49.340	39.287	
BARRA	20						
	871.221	-0.201	-0.265	-0.328	49.342	-39.288	
	-871.221	0.201	0.265	0.328	-36.813	29.778	

BARRA 21						
1045.303	-0.292	-0.299	-0.328	36.813	-29.779	
-1045.303	0.292	0.299	0.328	-22.674	15.971	
BARRA 22						
1220.494	0.198	-0.132	-0.328	22.674	-15.972	
-1220.494	-0.198	0.132	0.328	-16.444	25.354	
BARRA 23						
1389.259	-2.368	-0.910	-0.328	16.443	-25.356	
-1389.259	2.368	0.910	0.328	26.617	-86.632	
BARRA 24						
1594.085	10.865	2.545	-0.328	-26.618	86.629	
-1594.085	-10.865	-2.545	0.328	-93.741	427.280	
BARRA 25						
1569.599	-71.537	-11.912	-0.328	93.741	-427.285	
-1569.599	71.537	11.912	0.328	469.683	-2956.429	
BARRA 26						
268.413	60.563	32.944	-0.328	-552.000	157.640	
-268.413	-60.563	-32.944	0.328	-805.275	2337.560	
BARRA 27						
-5384.277	-239.378	-31.671	4.793	592.012	-6507.145	
5384.277	239.378	31.671	-4.793	627.306	-2708.902	
BARRA 28						
2748.906	24.168	4.147	-0.329	-147.380	1350.646	
-2748.906	-24.168	-4.147	0.329	-48.776	-207.523	
BARRA 29						
2626.221	-3.632	-0.737	-0.329	48.776	207.525	
-2626.221	3.632	0.737	0.329	-13.899	-379.310	
BARRA 30						
2440.915	2.001	0.036	-0.329	13.899	379.307	
-2440.915	-2.001	-0.036	0.329	-15.579	-284.648	
BARRA 31						
2268.025	0.863	-0.061	-0.329	15.579	284.649	
-2268.025	-0.863	0.061	0.329	-12.695	-243.819	
BARRA 32						
2092.824	1.100	-0.064	-0.329	12.695	243.821	
-2092.824	-1.100	0.064	0.329	-9.667	-191.805	
BARRA 33						
1918.017	1.037	-0.025	-0.329	9.667	191.806	
-1918.017	-1.037	0.025	0.329	-8.479	-142.758	

BARRA 34						
1743.309	1.128	-0.175	-0.329	8.478	142.756	
-1743.309	-1.128	0.175	0.329	-0.186	-89.380	
BARRA 35						
1567.864	0.660	0.430	-0.329	0.186	89.378	
-1567.864	-0.660	-0.430	0.329	-20.502	-58.162	
BARRA 36						
1395.483	3.366	-2.024	-0.329	20.502	58.162	
-1395.483	-3.366	2.024	0.329	75.222	101.050	
BARRA 37						
1210.875	-12.449	7.948	-0.329	-75.222	-101.049	
-1210.875	12.449	-7.948	0.329	-300.695	-487.803	
BARRA 38						
1072.491	81.672	-34.135	-0.329	300.695	487.802	
-1072.491	-81.672	34.135	0.329	1313.873	3375.292	
BARRA 39						
-272.291	-222.432	-50.207	-0.329	1485.048	-3453.041	
272.291	222.432	50.207	0.329	583.463	-5711.166	
BARRA 40						
-5299.948	-136.533	-11.208	4.790	-141.633	-3920.350	
5299.948	136.533	11.208	-4.790	573.130	-1336.179	
BARRA 41						
2483.490	27.685	0.824	-0.328	62.284	1289.288	
-2483.490	-27.685	-0.824	0.328	-101.264	20.224	
BARRA 42						
2390.013	-5.508	-0.629	-0.328	101.266	-20.225	
-2390.013	5.508	0.629	0.328	-71.513	-240.280	
BARRA 43						
2261.044	1.808	-0.148	-0.328	71.512	240.279	
-2261.044	-1.808	0.148	0.328	-64.494	-154.763	
BARRA 44						
2139.734	0.347	-0.247	-0.328	64.495	154.765	
-2139.734	-0.347	0.247	0.328	-52.817	-138.363	
BARRA 45						
2016.984	0.646	-0.233	-0.328	52.819	138.367	
-2016.984	-0.646	0.233	0.328	-41.821	-107.817	
BARRA 46						
1894.434	0.559	-0.207	-0.328	41.820	107.816	
-1894.434	-0.559	0.207	0.328	-32.029	-81.357	

BARRA 47						
1772.149	0.674	-0.334	-0.328	32.027	81.355	
-1772.149	-0.674	0.334	0.328	-16.243	-49.479	
BARRA 48						
1648.554	0.313	0.204	-0.328	16.243	49.481	
-1648.554	-0.313	-0.204	0.328	-25.894	-34.676	
BARRA 49						
1530.328	1.455	-2.050	-0.328	25.894	34.677	
-1530.328	-1.455	2.050	0.328	71.091	34.127	
BARRA 50						
1390.776	-1.490	7.341	-0.328	-71.089	-34.128	
-1390.776	1.490	-7.341	0.328	-276.120	-36.348	
BARRA 51						
1338.259	5.359	-32.542	-0.328	276.118	36.348	
-1338.259	-5.359	32.542	0.328	1263.105	217.113	
BARRA 52						
-99.046	-110.104	-12.053	-0.328	659.441	-2252.749	
99.046	110.104	12.053	0.328	-162.839	-2283.532	
BARRA 53						
-104.113	-183.554	-0.551	-74.263	9.401	-3216.160	
104.113	183.554	0.551	74.263	9.867	-3208.191	
BARRA 54						
-163.357	6550.645	0.302	-103.702	-4.759	*****	
163.357	-6550.645	-0.302	103.702	-5.817	*****	
BARRA 55						
-140.352	100.238	-0.612	-95.043	10.935	1773.283	
140.352	-100.238	0.612	95.043	10.469	1735.003	
BARRA 56						
-81.058	-6638.087	0.275	-112.640	-5.347	*****	
81.058	6638.087	-0.275	112.640	-4.288	*****	
BARRA 57						
-119.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
119.946	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA 58						
-243.631	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
243.631	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA 59						
-171.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
171.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

BARRA	60					
	-46.978	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	46.978	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	61					
	-135.182	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	135.182	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	62					
	-265.518	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	265.518	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	63					
	-171.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	171.062	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	64					
	-40.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	40.480	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	65					
	-132.190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	66					
	-260.822	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	260.822	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	67					
	-170.861	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.861	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	68					
	-41.664	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	41.664	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	69					
	-132.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	70					
	-261.758	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	261.758	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	71					
	-170.960	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.960	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	72					
	-41.559	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	41.559	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	73					
	-132.649	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.649	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	74					
	-261.572	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	261.572	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	75					
	-170.918	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.918	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	76					
	-41.539	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	41.539	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	77					
	-132.747	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.747	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	78					
	-261.611	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	261.611	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	79					
	-170.952	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.952	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	80					
	-41.623	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	41.623	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	81					
	-132.292	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	132.292	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	82					
	-261.622	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	261.622	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	83					
	-170.911	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.911	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	84					
	-41.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	41.196	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	85					
	-134.841	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	134.841	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA	86					
	-261.407	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	261.407	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	87					
	-170.784	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	170.784	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	88					
	-43.619	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	43.619	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	89					
	-120.549	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	120.549	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	90					
	-262.828	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	262.828	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	91					
	-172.714	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	172.714	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	92					
	-29.555	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	29.555	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	93					
	-207.856	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	207.856	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	94					
	-254.803	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	254.803	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	95					
	-159.837	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	159.837	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	96					
	-113.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	113.240	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	97					
	-117.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	117.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	98					
	-87.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	87.826	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

REACCIONES DE APOYOS

NUDO	FRX	FRY	FRZ	MRX	MRY	MRZ
1	-114.380	5179.217	164.208	4361.647	4.785	2918.986
2	-44.159	5264.856	17.110	818.688	4.781	909.220
3	38.305	-5384.277	238.406	6488.197	4.793	-772.469
4	106.957	-5299.948	85.599	2794.774	4.790	-2752.897
53	98.392	0.000	-403.548	0.000	0.328	280.307
54	59.568	0.000	-101.758	0.000	0.328	-704.400
55	-56.363	0.000	0.000	0.000	-3.377	-689.327
56	-88.323	0.000	0.000	0.000	-3.378	-1495.856

NUM. DEL SIST. DE CARGA= 3

CARGA DISEÑO 1.1(CM+CV+SISMOx) (COLUMNA 2-A)

NUM.NUDOS CARGADOS= 8 NUM.MIEMBROS CARGADOS= 0

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
49	-262.000	-808.000	91.000	0.000	0.000	*****
50	-262.000	-808.000	91.000	0.000	0.000	*****
51	-262.000	-808.000	91.000	0.000	0.000	*****
52	-262.000	-808.000	91.000	0.000	0.000	*****
5	262.000	852.000	-91.000	*****	0.000	*****
6	262.000	852.000	-91.000	*****	0.000	*****
7	262.000	852.000	-91.000	*****	0.000	*****
8	262.000	852.000	-91.000	*****	0.000	*****

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DLX	DLY	DLZ	DAX	DAY	DAZ
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	0.21568E-01	0.28171E-02	-0.14421E-01	-0.34350E-03	-0.48932E-03	-0.51826E-03
6	0.21556E-01	-0.13781E-01	0.27474E-02	-0.34252E-03	-0.48761E-03	-0.51848E-03
7	0.44532E-02	0.13995E-01	-0.14397E-01	-0.34300E-03	-0.48946E-03	-0.51689E-03
8	0.45210E-02	-0.25987E-02	0.27781E-02	-0.34195E-03	-0.48775E-03	-0.51749E-03
9	0.33191E-01	-0.37694E-02	-0.21266E-01	-0.47420E-04	-0.44810E-03	-0.16412E-04
10	0.32709E-01	-0.61950E-02	0.44716E-02	0.19267E-03	-0.44653E-03	-0.75568E-05
11	0.53062E-02	0.34091E-02	-0.20372E-01	-0.33660E-04	-0.44823E-03	0.26362E-03
12	0.81925E-02	0.10126E-02	0.59420E-02	0.21906E-03	-0.44666E-03	0.21462E-03
13	0.25668E-01	-0.94558E-02	-0.23150E-01	-0.20483E-04	-0.40688E-03	0.32392E-03
14	0.25123E-01	-0.80561E-04	0.12279E-01	0.17639E-03	-0.40546E-03	0.32244E-03
15	-0.12136E-01	-0.57415E-02	-0.22326E-01	-0.25251E-04	-0.40700E-03	0.51455E-03
16	-0.91537E-02	0.36643E-02	0.13906E-01	0.17151E-03	-0.40558E-03	0.52631E-03
17	0.36748E-02	-0.14082E-01	-0.22861E-01	0.28210E-04	-0.36566E-03	0.59279E-03
18	0.31413E-02	0.43776E-02	0.22394E-01	0.23851E-03	-0.36438E-03	0.59309E-03

19	-0.44028E-01	-0.13236E-01	-0.22030E-01	0.29487E-04	-0.36577E-03	0.80719E-03
20	-0.41069E-01	0.52606E-02	0.23982E-01	0.23913E-03	-0.36449E-03	0.80455E-03
21	-0.29203E-01	-0.17672E-01	-0.20833E-01	0.54634E-04	-0.32444E-03	0.78510E-03
22	-0.29738E-01	0.72229E-02	0.34222E-01	0.26130E-03	-0.32331E-03	0.78480E-03
23	-0.86833E-01	-0.19113E-01	-0.20001E-01	0.54729E-04	-0.32454E-03	0.99438E-03
24	-0.83869E-01	0.58196E-02	0.35818E-01	0.26176E-03	-0.32340E-03	0.99430E-03
25	-0.69367E-01	-0.20221E-01	-0.17913E-01	0.67050E-04	-0.28322E-03	0.89947E-03
26	-0.69903E-01	0.84463E-02	0.46937E-01	0.27290E-03	-0.28223E-03	0.90054E-03
27	-0.13691E+00	-0.23367E-01	-0.17084E-01	0.65281E-04	-0.28330E-03	0.11064E-02
28	-0.13395E+00	0.53347E-02	0.48531E-01	0.27084E-03	-0.28231E-03	0.11091E-02
29	-0.11324E+00	-0.21732E-01	-0.14895E-01	0.53750E-04	-0.24200E-03	0.94739E-03
30	-0.11377E+00	0.80477E-02	0.59788E-01	0.26865E-03	-0.24115E-03	0.94302E-03
31	-0.19071E+00	-0.25994E-01	-0.14059E-01	0.61004E-04	-0.24207E-03	0.11684E-02
32	-0.18775E+00	0.38114E-02	0.61384E-01	0.27641E-03	-0.24123E-03	0.11579E-02
33	-0.15712E+00	-0.22202E-01	-0.12513E-01	0.60454E-04	-0.20078E-03	0.87698E-03
34	-0.15769E+00	0.60378E-02	0.71913E-01	0.23658E-03	-0.20008E-03	0.89506E-03
35	-0.24446E+00	-0.27017E-01	-0.11696E-01	0.32430E-04	-0.20084E-03	0.10413E-02
36	-0.24148E+00	0.12333E-02	0.73506E-01	0.20754E-03	-0.20014E-03	0.10791E-02
37	-0.19800E+00	-0.21640E-01	-0.11762E-01	-0.96824E-04	-0.15956E-03	0.92021E-03
38	-0.19839E+00	0.23580E-02	0.82799E-01	0.24449E-03	-0.15900E-03	0.84372E-03
39	-0.29522E+00	-0.26334E-01	-0.10900E-01	0.96373E-05	-0.15961E-03	0.12954E-02
40	-0.29240E+00	-0.23373E-02	0.84385E-01	0.35229E-03	-0.15905E-03	0.11632E-02
41	-0.22931E+00	-0.19994E-01	-0.12705E-01	0.31471E-03	-0.11834E-03	0.20813E-02
42	-0.23057E+00	-0.26809E-02	0.90871E-01	-0.12070E-04	-0.11793E-03	0.35296E-03
43	-0.33675E+00	-0.24403E-01	-0.11886E-01	-0.83021E-04	-0.11838E-03	-0.36955E-03
44	-0.33294E+00	-0.71311E-02	0.92545E-01	-0.40915E-03	-0.11796E-03	0.69081E-04
45	-0.26250E+00	-0.17580E-01	-0.18382E-01	-0.15819E-02	-0.77123E-04	0.30875E-02
46	-0.25913E+00	-0.10721E-01	0.96796E-01	0.69157E-03	-0.76853E-04	0.15969E-02
47	-0.37594E+00	-0.19124E-01	-0.17969E-01	-0.12588E-03	-0.77146E-04	0.53024E-02
48	-0.37780E+00	-0.12351E-01	0.97895E-01	0.21412E-02	-0.76876E-04	0.39771E-02
49	-0.21212E+00	-0.12400E-01	-0.23143E-01	0.53508E-02	-0.35904E-04	-0.13461E-01
50	-0.20467E+00	-0.12327E-01	0.10493E+00	-0.18627E-02	-0.35778E-04	-0.83834E-02
51	-0.33610E+00	-0.20388E-01	-0.20065E-01	0.67804E-04	-0.35914E-04	-0.20881E-01
52	-0.33742E+00	-0.20416E-01	0.10817E+00	-0.71643E-02	-0.35789E-04	-0.15693E-01
53	0.00000E+00	-0.12638E-01	0.00000E+00	0.19353E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
54	0.00000E+00	-0.12577E-01	0.00000E+00	0.20031E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
55	0.00000E+00	-0.20129E-01	-0.71538E-04	0.22911E-03	0.00000E+00	0.00000E+00
56	0.00000E+00	-0.20187E-01	-0.15634E-03	0.23597E-03	0.00000E+00	0.00000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN EXTREMOS DE BARRAS (COORD LOCALES)

	NXj	VYj	VZj	TXj	MYj	MZj
	NXk	VYk	VZk	TXk	MYk	MZk
BARRA	1					
	-1146.388	-266.930	13.370	9.228	-333.655	-6602.986
	1146.388	266.930	-13.370	-9.228	-181.087	-3673.822
BARRA	2					
	2181.635	25.393	2.624	-0.633	11.049	1704.351
	-2181.635	-25.393	-2.624	0.633	-135.167	-503.252

BARRA	3					
	1883.519	-0.203	-1.007	-0.633	135.167	503.252
	-1883.519	0.203	1.007	0.633	-87.523	-512.856
BARRA	4					
	1532.194	3.111	-0.393	-0.633	87.523	512.858
	-1532.194	-3.111	0.393	0.633	-68.928	-365.725
BARRA	5					
	1189.113	2.670	-0.422	-0.633	68.928	365.727
	-1189.113	-2.670	0.422	0.633	-48.949	-239.446
BARRA	6					
	844.556	2.709	-0.538	-0.633	48.950	239.447
	-844.556	-2.709	0.538	0.633	-23.492	-111.315
BARRA	7					
	500.414	2.681	-0.074	-0.633	23.495	111.316
	-500.414	-2.681	0.074	0.633	-20.011	15.518
BARRA	8					
	155.568	3.070	-2.005	-0.633	20.011	-15.519
	-155.568	-3.070	2.005	0.633	74.809	160.745
BARRA	9					
	-186.117	-0.126	6.175	-0.633	-74.808	-160.750
	186.117	0.126	-6.175	0.633	-217.286	154.776
BARRA	10					
	-545.047	21.991	-28.881	-0.633	217.287	-154.788
	545.047	-21.991	28.881	0.633	1148.801	1194.973
BARRA	11					
	-799.686	-118.969	123.137	-0.633	-1148.799	-1194.961
	799.686	118.969	-123.137	0.633	-4675.604	-4432.248
BARRA	12					
	-1715.736	749.874	-550.456	-0.633	4675.605	4432.253
	1715.736	-749.874	550.456	0.633	21360.970	31036.790
BARRA	13					
	90.479	-290.677	-450.558	-0.633	16875.830	7200.013
	-90.479	290.677	450.558	0.633	1687.170	*****
BARRA	14					
	5608.033	219.796	-48.362	9.196	729.028	5500.898
	-5608.033	-219.796	48.362	-9.196	1132.901	2961.264
BARRA	15					
	-2512.695	-15.136	-14.089	-0.631	594.460	-1387.837
	2512.695	15.136	14.089	0.631	71.971	671.916

BARRA	16					
	-2025.298	-1.165	2.491	-0.631	-71.971	-671.916
	2025.298	1.165	-2.491	0.631	-45.871	616.831
BARRA	17					
	-1476.687	-3.552	-0.790	-0.631	45.871	-616.832
	1476.687	3.552	0.790	0.631	-8.524	448.807
BARRA	18					
	-942.446	-3.070	0.004	-0.631	8.524	-448.808
	942.446	3.070	-0.004	0.631	-8.713	303.587
BARRA	19					
	-405.215	-3.239	-0.195	-0.631	8.713	-303.588
	405.215	3.239	0.195	0.631	0.488	150.404
BARRA	20					
	132.027	-2.857	-0.096	-0.631	-0.488	-150.403
	-132.027	2.857	0.096	0.631	5.037	15.249
BARRA	21					
	665.730	-4.688	-0.438	-0.631	-5.038	-15.246
	-665.730	4.688	0.438	0.631	25.755	-206.502
BARRA	22					
	1218.874	4.506	1.289	-0.631	-25.755	206.518
	-1218.874	-4.506	-1.289	0.631	-35.215	6.618
BARRA	23					
	1669.018	-41.481	-6.631	-0.631	35.215	-6.602
	-1669.018	41.481	6.631	0.631	278.422	-1955.440
BARRA	24					
	2663.161	187.244	25.938	-0.631	-278.420	1955.445
	-2663.161	-187.244	-25.938	0.631	-948.460	6901.199
BARRA	25					
	531.856	-1123.226	-88.113	-0.631	948.461	-6901.200
	-531.856	1123.226	88.113	0.631	3219.271	*****
BARRA	26					
	95.229	540.425	284.289	-0.631	-4809.021	-7824.237
	-95.229	-540.425	-284.289	0.631	-6903.683	30089.730
BARRA	27					
	-5695.221	-154.569	-26.379	9.231	182.961	-3765.029
	5695.221	154.569	26.379	-9.231	832.622	-2185.870
BARRA	28					
	3506.462	29.268	-14.057	-0.633	728.789	1254.732
	-3506.462	-29.268	14.057	0.633	-63.881	129.661

BARRA 29						
3030.940	-5.601	2.633	-0.633	63.881	-129.660	
-3030.940	5.601	-2.633	0.633	-188.412	-135.289	
BARRA 30						
2482.427	1.866	-1.720	-0.633	188.412	135.289	
-2482.427	-1.866	1.720	0.633	-107.078	-47.004	
BARRA 31						
1946.659	0.330	-0.537	-0.633	107.078	47.005	
-1946.659	-0.330	0.537	0.633	-81.657	-31.385	
BARRA 32						
1409.065	0.712	-1.068	-0.633	81.656	31.387	
-1409.065	-0.712	1.068	0.633	-31.140	2.284	
BARRA 33						
870.218	0.400	-0.002	-0.633	31.141	-2.284	
-870.218	-0.400	0.002	0.633	-31.055	21.186	
BARRA 34						
338.564	1.175	-4.030	-0.633	31.056	-21.188	
-338.564	-1.175	4.030	0.633	159.583	76.754	
BARRA 35						
-226.131	-0.777	12.132	-0.633	-159.583	-76.754	
226.131	0.777	-12.132	0.633	-414.272	40.007	
BARRA 36						
-639.548	2.146	-52.931	-0.633	414.274	-40.006	
639.548	-2.146	52.931	0.633	2089.362	141.505	
BARRA 37						
-1748.672	10.588	208.776	-0.633	-2089.357	-141.506	
1748.672	-10.588	-208.776	0.633	-7785.738	642.334	
BARRA 38						
418.881	-103.315	-885.150	-0.633	7785.739	-642.335	
-418.881	103.315	885.150	0.633	34081.840	-4244.484	
BARRA 39						
-98.513	178.789	-384.921	-0.633	19972.300	2742.980	
98.513	-178.789	384.921	0.633	-4113.564	4623.113	
BARRA 40						
1057.527	48.098	-52.679	9.199	641.274	1265.798	
-1057.527	-48.098	52.679	-9.199	1386.876	585.962	
BARRA 41						
-1196.167	17.103	-18.354	-0.631	891.571	116.801	
1196.167	-17.103	18.354	0.631	-23.440	692.162	

BARRA	42					
	-878.344	-7.822	2.821	-0.631	23.440	-692.163
	878.344	7.822	-2.821	0.631	-156.884	322.193
BARRA	43					
	-528.743	-0.731	-1.530	-0.631	156.884	-322.192
	528.743	0.731	1.530	0.631	-84.497	287.602
BARRA	44					
	-185.168	-2.035	-0.455	-0.631	84.497	-287.600
	185.168	2.035	0.455	0.631	-62.961	191.361
BARRA	45					
	160.633	-1.706	-0.848	-0.631	62.963	-191.366
	-160.633	1.706	0.848	0.631	-22.857	110.680
BARRA	46					
	504.548	-2.056	-0.167	-0.631	22.854	-110.683
	-504.548	2.056	0.167	0.631	-14.953	13.406
BARRA	47					
	853.959	-1.397	-2.846	-0.631	14.955	-13.404
	-853.959	1.397	2.846	0.631	119.683	-52.686
BARRA	48					
	1182.693	-0.933	8.524	-0.631	-119.685	52.685
	-1182.693	0.933	-8.524	0.631	-283.488	-96.839
BARRA	49					
	1587.849	-18.458	-39.709	-0.631	283.488	96.840
	-1587.849	18.458	39.709	0.631	1594.734	-969.907
BARRA	50					
	1729.030	131.183	163.831	-0.631	-1594.739	969.895
	-1729.030	-131.183	-163.831	0.631	-6154.445	5235.043
BARRA	51					
	2671.482	-875.770	-690.900	-0.631	6154.444	-5235.049
	-2671.482	875.770	690.900	0.631	26525.130	*****
BARRA	52					
	-87.221	538.253	-62.373	-0.631	10604.030	-3124.378
	87.221	-538.253	62.373	0.631	-8034.265	25300.380
BARRA	53					
	47.860	-5987.833	-0.821	-149.770	12.378	*****
	-47.860	5987.833	0.821	149.770	16.371	*****
BARRA	54					
	-119.174	3085.447	0.384	-151.515	-6.546	54219.460
	119.174	-3085.447	-0.384	151.515	-6.879	53771.070

BARRA	55						
	-262.651	5843.481	-0.841	-160.063	16.708	*****	
	262.651	-5843.481	0.841	160.063	12.715	*****	
BARRA	56						
	-93.261	-3238.573	0.153	-210.500	-2.851	*****	
	93.261	3238.573	-0.153	210.500	-2.517	*****	
BARRA	57						
	89.926	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-89.926	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	58						
	-274.235	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	274.235	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	59						
	-538.336	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	538.336	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	60						
	-166.866	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	166.866	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	61						
	101.496	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-101.496	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	62						
	-303.393	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	303.393	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	63						
	-556.219	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	556.219	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	64						
	-153.784	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	153.784	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	65						
	99.497	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	-99.497	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	66						
	-296.169	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	296.169	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA	67						
	-551.867	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	551.867	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

BARRA	81					
	104.984	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-104.984	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	82					
	-297.176	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	297.176	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	83					
	-556.518	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	556.518	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	84					
	-152.365	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	152.365	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	85					
	73.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-73.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	86					
	-295.851	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	295.851	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	87					
	-526.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	526.760	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	88					
	-160.617	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	160.617	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	89					
	235.139	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	-235.139	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	90					
	-312.102	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	312.102	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	91					
	-710.341	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	710.341	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	92					
	-152.640	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	152.640	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA	93					
	-627.862	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	627.862	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA 94						
-204.808	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
204.808	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 95						
346.776	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-346.776	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 96						
-76.975	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
76.975	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 97						
-1389.986	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1389.986	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 98						
-604.953	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
604.953	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 99						
245.857	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-245.857	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 100						
-574.143	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
574.143	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 101						
0.000	-161.459	0.000	-709.789	0.000	-2825.526	
0.000	161.459	0.000	709.789	0.000	-2825.526	
BARRA 102						
414.612	-66.221	0.000	0.000	0.000	8495.208	
-414.612	66.221	0.000	0.000	0.000	*****	
BARRA 103						
0.000	-153.434	0.310	-717.701	-5.423	-2685.081	
0.000	153.434	-0.310	717.701	-5.423	-2685.081	
BARRA 104						
189.718	-251.935	0.000	0.000	0.000	5224.786	
-189.718	251.935	0.000	0.000	0.000	*****	
BARRA 105						
339.909	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
-339.909	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
BARRA 106						
911.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
-911.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

BARRA 107						
432.483	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-432.483	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 108						
-125.072	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
125.072	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 109						
245.786	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-245.786	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 110						
931.460	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-931.460	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 111						
515.689	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-515.689	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 112						
-173.841	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
173.841	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 113						
263.207	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-263.207	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 114						
928.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-928.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 115						
496.554	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-496.554	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 116						
-166.783	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
166.783	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 117						
260.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-260.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 118						
929.703	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-929.703	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 119						
500.729	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-500.729	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

BARRA 146						
-2426.678	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2426.678	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 147						
461.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-461.988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BARRA 148						
3252.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-3252.083	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

REACCIONES DE APOYOS							
NUDO	FRX	FRY	FRZ	MRX	MRY	MRZ	
1	-198.202	-1146.388	179.294	4433.086	9.228	4904.946	
2	-221.123	5608.033	-41.879	-566.992	9.196	5519.954	
3	30.661	-5695.221	153.777	3758.497	9.231	-287.434	
4	1.203	1057.527	-71.324	-1335.342	9.199	479.938	
53	-113.053	0.000	-334.415	0.000	0.633	9540.891	
54	531.833	0.000	114.558	0.000	0.631	27048.240	
55	-379.808	0.000	0.000	0.000	-4.790	6925.430	
56	348.490	0.000	0.000	0.000	-4.792	26595.310	

***** F I N D E C O R R I D A *****

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RODRIGUEZ *****

Revisión de los elementos que componen la columna (celosía y ángulos):

Revisión de celosía:

De estos resultados obtenemos los valores máximos de carga axial a que están sometidos los montantes y diagonales de la celosía en cada sistema de carga:

Para diseño por fuerza cortante:

ELEMENTO	TENSIÓN MÁX.(kg)	COMPRESIÓN MÁX.(kg)
MONTANTE	183.6	183.6*
DIAGONAL	304.0*	304.0

* considerando el cortante en sentido opuesto

Para diseño por combinación 1.5(c.m. + c.v.máx):

ELEMENTO	TENSIÓN MÁX.(kg)	COMPRESIÓN MÁX.(kg)
MONTANTE	265.5	-
DIAGONAL	-	487.2

Para diseño por combinación 1.1(c.m. + c.v.Inst. + sismo):

ELEMENTO	TENSIÓN MÁX.(kg)	COMPRESIÓN MÁX.(kg)
MONTANTE	1390.0	346.8
DIAGONAL	2426.7	3252.1

Resistencia a tensión de soleras

(1) Por flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 A_t F_y$$

(1) NTC-Metálicas secc. 3.1.2.a)

$$R_t = 0.9 \times 3.2 \text{ cm}^2 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 7286.4 \text{ kg}$$

(2) Por fractura en la secc. neta:

$$R_t = 0.75 A_e F_u$$

(2) NTC-Metálicas secc. 3.1.2.b)

(3) Área neta efectiva:

Cuando la carga se transmite directamente a toda la sección $A_e = A_n$:

(3) NTC-Metálicas secc. 2.1.3

$$A_e = A_n = 3.2 \text{ cm}$$

$$R_t = 0.75 \times 3.2 \times 4080 \text{ kg} = 9792 \text{ kg}$$

Para la mayor fuerza de tensión registrada:

$$T_u = 2426.7 \text{ kg} < R_t = 7286.4 \text{ kg}$$

∴ La celosía resiste las fuerzas de tensión de diseño.

Resistencia a compresión de soleras:

Longitud libre:

Para montantes: 22.3 cm

Para diagonales: 31.4 cm

radio de giro mínimo de la secc. transversal de solera:

$$I_{mín} = \frac{5 \times 0.64^3}{12} = 0.109 \text{ cm}^4$$

$$r_{mín} = \sqrt{\frac{3.2}{0.109}} = 5.4 \text{ cm}$$

de donde las máximas relaciones de esbeltez (barras articuladas) son:

para montante:

$$\left(\frac{kL}{r} \right)_{máx} = \frac{1 \times 22.3}{5.4} = 4.13$$

para diagonal:

$$\left(\frac{kL}{r} \right)_{máx} = \frac{1 \times 31.4}{5.4} = 5.81$$

Clasificación del tipo de sección según NTC-Metálicas tabla 2.3.1:

(4) relación ancho-grueso para solera:

$$\frac{b}{t} = \frac{51 \text{ mm}}{6.4 \text{ mm}} = 8.0$$

(4) NTC-Metálicas secc. 2.3.3.1

para el límite de sección tipo 3:

$$\frac{b}{t} = 8 < \frac{640}{\sqrt{2530}} = 12.7$$

no se excede; por lo tanto corresponde a una sección tipo 3.

∴ No se emplean los factores de reducción Q_s ni Q_a .

(i) Estado límite de pandeo por flexión de la sección tipo 3:

$$\text{Si } (kL/r) \geq (kL/r)_c \rightarrow R_c = 0.85 A_t \frac{20120000}{(kL/r)^2}$$

$$\text{Si } (kL/r) < (kL/r)_c \rightarrow R_c = 0.85 A_t F_y \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2} \right]$$

donde la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico es:

$$(kL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y} = 126.05$$

(i) NTC-Metálicas secc. 3.2.2.1

Para montantes:

$$(kL/r) < (kL/r)_c \rightarrow R_c = 0.85 \times 3.2 \times 2530 \times \left[1 - \frac{4.13^2}{2 \times 126.05^2} \right] = 6877.9 \text{ kg}$$

de donde:

$$R_c = 6877.9 \text{ kg} > P_u = 346.8 \text{ kg}$$

Para diagonales:

$$(kL/r) < (kL/r)_c \rightarrow R_c = 0.85 \times 3.2 \times 2530 \times \left[1 - \frac{5.81^2}{2 \times 126.05^2} \right] = 6874.3 \text{ kg}$$

de donde:

$$R_c = 6874.3 \text{ kg} > P_u = 3252.1 \text{ kg}$$

∴ La celosía resiste las cargas de compresión de diseño.

Finalmente obtenemos que la celosía resiste las fuerzas cortantes de la columna traducidas a cargas axiales en las diagonales y montantes que la componen.

Revisión de ángulos:

De los resultados del análisis tridimensional para los últimos dos sistemas de carga, obtenemos los máximos elementos mecánicos para los segmentos de ángulo en coordenadas locales de la barra:

Nota: los ejes y,z corresponden al menor y mayor momento de inercia respectivamente. No se consideran las barras 1,14,27,40,13,26,39 ni S2 ya que en realidad estos segmentos están unidos a todo lo largo con las placas diafragma.

ELEMENTOS MECÁNICOS MÁX:	comb.vertical	comb. accidental
TENSIÓN X [kg]	-	2512.7
COMPRESIÓN X [kg]	2748.9	3506.5
CORTANTE Y [kg]	108.3	1123.2
CORTANTE Z [kg]	14.3	885.2
MOMENTO TORS. X [kg-m]	0.00	0.00
MOMENTO FLEX. Y [kg-m]	13.14	340.82
MOMENTO FLEX. Z [kg-m]	44.87	310.37

Resistencia a Tensión de ángulo:

(1) Por estado límite de flujo plástico:

$$R_T = 0.9 A_t F_y$$

(1) NTC-Metálicas secc. 3.1.2.a)

$$R_T = 0.9 \times 7.68 \text{ cm}^2 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 17487 \text{ kg}$$

(2) Por estado límite de fractura:

$$R_T = 0.75 A_e F_u$$

(2) NTC-Metálicas secc. 3.1.2.b)

(3) Como la carga se transmite a través de toda la sección del ángulo: $A_e = A_n$

(3) NTC-Metálicas secc. 2.1.3

$$R_T = 0.75 \times 7.68 \text{ cm}^2 \times 4080 \text{ kg/cm}^2 = 23500 \text{ kg}$$

de donde:

$$R_T = 17487 \text{ kg} > T_u = 2512.7 \text{ kg}$$

∴ resiste la tensión

Resistencia a compresión de ángulo:

Longitud libre: 35 cm

coeficiente de longitud efectiva (extremos continuos): 0.5
 máxima relación de esbeltez:

$$\frac{k L}{r_{mín}} = \frac{0.5 \times 35 \text{ cm}}{1.24 \text{ cm}} = 14.1$$

Clasificación del tipo de sección según NTC-Metálicas tabla 2.3.1:

(1) relación ancho-grueso para ángulo:

$$\frac{b}{t} = \frac{64 \text{ mm}}{6.4 \text{ mm}} = 10$$

(1) NTC-Metálicas secc. 2.3.3.1

para el límite de sección tipo 3 (único):

$$\frac{b}{t} = 10 < \frac{640}{\sqrt{2530}} = 12.7$$

no se excede; por lo tanto al ángulo corresponde sección tipo 3.

∴ No se emplean los factores de reducción Q_s ni Q_a .

(2) Resistencia a compresión simple por estado límite de pandeo por flexión:
 para secc. tipo 3:

relación de esbeltez mínima que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico:

$$\left(\frac{kL}{r} \right)_c = \frac{6340}{\sqrt{2530}} = 126.1$$

(2) NTC-Metálicas secc. 3.2.2.1.b)

Como:

$$\frac{k L}{r_{mín}} = 14.1 < \left(\frac{kL}{r} \right)_c = 126.1$$

$$R_c = 0.85 A_t F_y \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2} \right]$$

$$R_c = 0.85 \times 7.68 \text{ cm}^2 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times \left[1 - \frac{14.1^2}{2 \times 126.1^2} \right] = 16412.6 \text{ kg}$$

$$R_c = 16412.6 \text{ kg} > P_u = 3506.5 \text{ kg}$$

∴ resiste la compresión simple

Resistencia a flexión pura del ángulo:

Debido a que no se dan expresiones para el cálculo de la Longitud de soporte L_u en ángulos, considerando que la longitud libre es pequeña, y que la sección tipo 3 tiene como límite de resistencia a flexión el momento elástico de la sección, se supondrá:

$$(1) M_R = 0.9 S F_y$$

(1) NTC-MetAllicas secc. 3.3.2.1

De la tabla de perfiles del Manual IMCA (R28) obtenemos los módulo elásticos del ángulo correspondientes a los ejes principales:

Flexión en torno al eje Z (no hay eje de simetría en el plano de la flexión: máximo momento de inercia)

$$S_z = 10.10 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rz} = 0.9 \times 10.1 \text{ cm}^3 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 229.97 \text{ kg-m}$$

$$M_{uz} 1.5(c.m.+c.v.) = 44.87 \text{ kg-m} < M_{Rz} = 229.97 < M_{uz} 1.1(c.m.+c.v.+s.) = 310.37 \text{ kg-m}$$

∴ el factor de seguridad es menor que el reglamentario: $1.5/0.9 = 1.67$

Factor de seguridad real:

$$F.S. = \frac{229.97/0.9}{310.37/1.5} = 1.23 > 1$$

∴ se resiste la flexión pura en torno a z pero con un bajo F.S. por lo que estaría fuera de reglamento.

Flexión en torno al eje Y (eje Z de simetría en el plano de la flexión, mínimo momento de inercia):

$$S_y = 4.58 \text{ cm}^3$$

$$M_{Ry} = 0.9 \times 4.58 \text{ cm}^3 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 104.29 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} 1.5(c.m.+c.v.) = 13.14 \text{ kg-m} < M_{Ry} = 104.29 < M_{uy} 1.1(c.m.+c.v.+s.) = 340.82 \text{ kg-m}$$

∴ el factor de seguridad es menor que el reglamentado: $1.5/0.9 = 1.67$

Factor de seguridad real:

$$F.S. = \frac{104.29/0.9}{340.82/1.5} = 0.51 < 1$$

lo cual indica que teóricamente la sección fallaría por flexión en caso de sismo.

Esto sin embargo, no quiere decir que la sección realmente falle, ya que en primer lugar no se está aplicando directamente el momento flexionante al ángulo, y en segundo debido a la baja rigidez a flexión del ángulo, se redistribuye la flexión que podría soportar de acuerdo a las rigideces que presenten los elementos vecinos; razón por la cual es más común analizar la columna armada despreciando la rigidez a flexión y cortante de todos sus elementos analizándola toda como una armadura espacial (exceptuando las placas diafragma) y no como marco.

Por lo anterior se omite la revisión por cortante; y siendo los resultados de compresión y tensión del análisis de la columna supuesta como armadura, similares a los del análisis como marco, se da por buena la revisión ya hecha.

Revisión de la columna completa:

Para la revisión de la columna armada completa, se tomarán los elementos mecánicos resultantes de las combinaciones 1.5(c.m. + c.v.máx) para la mayor carga axial y 1.1(c.m. + c.v.ins. + sismo) para la mayor fuerza cortante; mismos con los cuales se analizó la celosía.

Sistema de referencia de ejes globales (mismo para armadura)

COMBINACIÓN	EXTR.	Ny.(Ton)	Vx.(Ton)	Vz.(Ton)	Mx.(T-m)	Mz.(T-m)	My.(T-m)
1.5(C.M.+C.V.máx)	sup.	-6.682	-0.055	0.694	0.0	-0.119	0.
	Inf.	6.922	0.055	-0.694	-4.385	-0.221	0.
1.1(C.M.+C.V.ins)	sup.	-3.128	-0.028	0.364	0.0	-0.061	0.
	Inf.	3.304	0.028	-0.364	-2.230	-0.110	0.
1.1(SISMOx)	sup.	-0.103	-1.021	0.	0.0	-2.102	0.
	Inf.	0.103	1.021	0.	0.0	-4.026	0.

Revisión a compresión simple:

Longitud = 600 cm

máximo coeficiente de longitud efectiva (determinada por análisis de pandeo):2.5

máxima relación de esbeltez:

$$\frac{k L}{r_{mín}} = \frac{2.5 \times 600 \text{ cm}}{15.79 \text{ cm}} = 95.0$$

Clasificación del tipo de sección según NTC-Metálicas (R18) tabla 2.3.1:
 (1) relación ancho-grueso de ángulos que forman la sección de columna:

$$\frac{b}{t} = \frac{64 \text{ mm}}{6.4 \text{ mm}} = 10$$

(1) NTC-Metálicas secc. 2.3.3.1
 para el límite de sección tipo 3 (único):

$$\frac{b}{t} = 10 < \frac{640}{\sqrt{2530}} = 12.7$$

no se excede; por lo que a la columna corresponde sección tipo 3.

∴ No se emplean los factores de reducción Q_a ni Q_s .

(2) Resistencia a compresión simple por estado límite de pandeo por flexión:
 para secc. tipo 3:

relación de esbeltez mínima que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{2530}} = 126.1$$

(2) NTC-Metálicas secc. 3.2.2.1.b)
 Como:

$$\frac{kL}{r_{mín}} = 95.0 < \left(\frac{kL}{r}\right)_c = 126.1$$

$$R_c = 0.85 A_t F_y \left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2(kL/r)_c^2} \right]$$

$$R_c = 0.85 \times 30.72 \text{ cm}^2 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 \times \left[1 - \frac{95.0^2}{2 \times 126.1^2} \right] = 47315.6 \text{ kg}$$

$$R_c = 47.316 \text{ ton} > P_u = 6.922 \text{ ton}$$

∴ resiste la compresión simple

Resistencia a Flexión simple:

Cálculo de la longitud máxima no soportada lateralmente L_u , y de la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones para los casos: $L \leq L_r$ y $L > L_r$

(1) Para miembros de sección transversal rectangular hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C S F_y} \sqrt{I_z J}$$

$$L_r = 3.22 L_u$$

donde:

S = módulo de sección elástica

I_z = momento de inercia con respecto al eje contenido en el plano de la flexión.

C = coeficiente en función del tipo de curvatura que adopte la columna, tomado conservadoramente igual a la unidad.

J = Constante de torsión de Saint-Venant

(1) NTC-MetÁlicas secc. 3.2.2.2.

$$I_x = I_z = 7659.82 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_z = I/c = 7659.82 \text{ cm}^4 / 17.5 \text{ cm} = 437.70 \text{ cm}^3$$

La constante de torsión elástica J se puede obtener mediante una analogía con un tubo de pared delgada para el cual (R22):

$$J = \frac{4 A_m^2}{L_m \int_0^{L_m} \frac{ds}{t}}$$

donde:

L_m = perímetro continuo del tubo formado por los perfiles que componen la sección.

A_m = área barrida por un radio vector que parte del centroide al borde de L_m

s = eje del perímetro del tubo

t = espesor del tubo

$$A_m = 35^2 - 4 \times (22.2 \times 17.5 / 2) = 448 \text{ cm}^2$$

$$\sum \frac{ds}{t} = \frac{4 \times 12.8}{0.64} = 80$$

$$J = \frac{4 \times 448^2}{80} = 10035.2 \text{ cm}^4$$

de donde:

$$L_u = 0.91 \times \frac{2.04E6}{437.70 \times 2530} \sqrt{7659.82 \times 10035.2} = 14697 \text{ cm}$$

$$L_r = 3.22 \times 14697.6 \text{ cm} = 47326.3 \text{ cm}$$

Como:

$$L = 600 \text{ cm} < L_u = 14697 \text{ cm} < L_r = 47326 \text{ cm}$$

(1) Se emplea:

$$M_R = 0.9 S F_y = 0.9 M_y$$

(1) NTC-Metálicas secc. 3.3.2.1

$$M_R = 0.9 \times 437.70 \text{ cm}^3 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 996642 \text{ kg-cm}$$

$$M_{R_x} = M_{R_z} = 9.966 \text{ t-m} > M_{u_x} = 4.385 \text{ t-m} > M_{u_z} = 4.136 \text{ t-m}$$

∴ la sección resiste la flexión simple

Revisión por Flexocompresión:

(2) Revisión de secciones extremas para secciones tipo 3:

Para cada extremo de columna debe satisfacerse:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoz}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

donde:

P_u , M_{uox} , M_{uoz} : son la fuerza axial de diseño y los momentos de diseño amplificados en el extremo considerado.

M_{Rx} , M_{Rz} : son los momentos resistentes obtenidos para flexión simple

$P_y = A_t F_y$: es la fuerza axial que provocaría la plastificación total de la sección

(2) NTC-Metálicas secc. 3.4.3.1.b)

(3) Determinación de los momentos de diseño amplificados M_{uox} y M_{uoz} :

(3) NTC-Metálicas secc. 3.4.3.3.a)

$$M_{uo} = M_{ti} + B_z M_{tp}$$

siendo:

M_{ti} = momento de diseño en el extremo considerado de columna provocado por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables (cm + c.v.).

M_{tp} = momento de diseño en el extremo considerado de columna producido por cargas que si ocasionan desplazamientos laterales apreciables (sismo).

y B_z el factor de amplificación obtenido como:

$$B_z = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.9 (\sum P_E)}}$$

para la cual:

$$P_E = A_t \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2}$$

Nota: el factor de longitud efectiva K para Bz se obtendrá con desplazamiento lateral.

$\sum P_E$ = suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en la dirección analizada

$\sum P_u$ = suma de fuerzas axiales de diseño de todas las columnas del entrepiso

Revisión de extremos de columna para combinación: 1.5(c.m.+c.v.max)

Para diseño regido por cargas verticales:

En este caso las cargas verticales no producen desplazamientos laterales apreciables por lo que $M_{tp} = 0$; además se ha demostrado con la obtención de cargas críticas de pandeo de marcos que el pandeo de conjunto no es crítico pues en el caso más desfavorable la relación: $P_{CRmin}/P_u = 68.583 \text{ ton}/6.922 \text{ ton} = 9.908 > 2.5$. Por lo tanto se puede tomar $B_z = 0$ y $K = 1$.

Flexión en torno a X: (plano de flexión: Z-Y)

extremo superior:

$$M_{uox} = 0.0$$

extremo inferior:

$$M_{uox} = 4.385 \text{ t-m}$$

Flexión en torno a Z: (plano de flexión: X-Y)

extremo superior:

$$M_{uoz} = 0.119 \text{ t-m}$$

extremo inferior:

$$M_{uoz} = 0.221 \text{ t-m}$$

Revisión de extremos:

$$P_y = 30.72 \text{ cm}^2 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 77721.6 \text{ kg} = 77.722 \text{ ton}$$

extremo superior:

$$\frac{6.922}{0.9 \times 77.722} + \frac{0.0}{9.966} + \frac{0.119}{9.966} = 0.111 \leq 1.0$$

extremo inferior:

$$\frac{6.922}{0.9 \times 77.722} + \frac{4.385}{9.966} + \frac{0.221}{9.966} = 0.561 \leq 1.0$$

Revisión de extremos de columna para combinación: 1.1(c.m.+c.v.+sismo)

Flexión en torno a X: (plano de flexión: Z-Y)

Como no hay momentos debidos a sismo en esta dirección no se calcula Bz

$$M_{aupx} = 0.0 + 0.0 = 0.0$$

$$M_{infx} = 2.230 + 0.0 = 2.230$$

extremo superior:

$$M_{uox} = 0.0$$

extremo inferior:

$$M_{uox} = 2.230 \text{ t-m}$$

Flexión en torno a Z: (plano de flexión: X-Y)

$$M_{aupz} = 0.061 + 2.102 = 2.163$$

$$M_{infx} = 0.110 + 4.026 = 4.136$$

$$\sum P_u [1.1(c.m.+c.v.+s_x)]: =$$

$$3.842 + 2.764 + 3.407 + 2.545 + 3.663 + 2.606 + 2.394 + 1.834 = 23.055 \text{ ton}$$

$$P_c = 30.72 \times \frac{\pi^2 \times 2.04E6}{(2.5 \times 600/15.79)^2} = 68.538 \text{ ton}$$

$$\sum P_c = 8 \times 68.538 = 548.306 \text{ ton}$$

$$B_z = \frac{1}{1 - \frac{23.055}{0.9 \times 548.306}} = 1.049$$

Para extremo superior:

$$M_{uoz} = 0.061 + 1.049 \times 2.102 = 2.266 \text{ ton-m}$$

Para extremo inferior:

$$M_{uoz} = 0.110 + 1.049 \times 4.026 = 4.333 \text{ ton-m}$$

Revisión de extremos:

$$P_y = 77.722 \text{ ton}$$

Extremo superior:

$$\frac{3.407}{0.9 \times 77.722} + \frac{0.0}{9.966} + \frac{2.180}{9.966} = 0.268 \leq 1.0$$

Extremo inferior:

$$\frac{3.407}{0.9 \times 77.722} + \frac{2.266}{9.966} + \frac{4.333}{9.966} = 0.711 \leq 1.0$$

∴ Los extremos de columna resisten las acciones de diseño.

Flexión en torno a X: (plano de flexión: Z-Y)

$$M_{1x} = 0$$

$$M_{2x} = 4.385 \text{ t-m}$$

$$\rightarrow C = 0.6$$

$$P_E = 30.72 \times \frac{\pi^2 \times 2.04E6}{(1.0 \times 600/15.79)^2} = 428.364 \text{ ton}$$

$$P_u = 6.922 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{0.6}{1 - \frac{6.922}{0.9 \times 428.364}} = 0.611 \rightarrow 1$$

de donde:

$$M^*_{uox \text{ sup}} = 0.0$$

$$M^*_{uox \text{ inf}} = 1 \times 4.385 \text{ t-m} = 4.385 \text{ t-m}$$

finalmente:

$$M^*_{uox} = 4.385 \text{ t-m}$$

Flexión en torno a Z: (plano de flexión: X-Y)

$$M_{1z} = 0.119 \text{ t-m}$$

$$M_{2z} = 0.221 \text{ t-m}$$

$$\rightarrow C = 0.6 - 0.4 \times 0.119/0.221 = 0.385$$

$$P_E = 428.364 \text{ ton}$$

$$P_u = 6.922 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{0.385}{1 - \frac{6.922}{0.9 \times 428.364}} = 0.392 \rightarrow 1.0$$

obtenemos:

$$M^*_{uoz \text{ sup}} = 1.0 \times 0.119 = 0.119 \text{ t-m}$$

$$M^*_{uoz \text{ inf}} = 1.0 \times 0.221 = 0.221 \text{ t-m}$$

finalmente:

$$M^*_{uoz} = 0.221 \text{ t-m}$$

Revisión de columna:

$$R_c = 47.316 \text{ ton}$$

$$\frac{6.922}{47.316} + \frac{4.385}{9.966} + \frac{0.221}{9.966} = 0.608 \leq 1.0$$

Revisión de columna completa para combinación: 1.1(c.m.+c.v.ins+sismo)

Flexión en torno a X: (plano de flexión: Z-Y)

Como el sismo es en direcc. ortogonal no se calcula Bz

$$M_{1x} = 0.0 + 0.0 = 0.0$$

$$M_{2x} = 2.230 + 0.0 = 2.230$$

$$\Rightarrow C = 0.6$$

$$P_E = 30.72 \times \frac{\pi^2 \times 2.04E6}{(2.5 \times 600/15.79)^2} = 68.538 \text{ ton}$$

$$P_u = 3.304 + 0.103 = 3.407 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{0.6}{1 - \frac{3.407}{0.9 \times 68.538}} = 0.635 \Rightarrow 1.0$$

$$\sum P_u [1.1(c.m.+c.v.+s_x)]: =$$

$$3.842 + 2.764 + 3.407 + 2.545 + 3.663 + 2.606 + 2.394 + 1.834 = 23.055 \text{ ton}$$

$$\sum P_E = 8 \times 68.538 = 548.306 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{23.055}{0.9 \times 548.306}} = 1.049$$

de donde:

$$M^{*u_{ox}} \text{ sup} = 0.0$$

$$M^{*u_{ox}} \text{ inf} = 1 \times 2.230 \text{ t-m} = 2.230 \text{ t-m}$$

finalmente:

$$M^{*e_{ux}} = 2.230 \text{ t-m}$$

Flexión en torno a Z: (plano de flexión: X-Y)

$$M_{1z} = 0.061 + 2.102 = 2.163$$

$$M_{2z} = 0.110 + 4.026 = 4.136$$

$$\Rightarrow C = 0.6 - 0.4 \times 2.163/4.136 = 0.391$$

$$P_E = 68.538 \text{ ton}$$

$$P_u = 3.407 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{0.391}{1 - \frac{3.407}{0.9 \times 68.538}} = 0.414 \Rightarrow 1.0$$

$$B_2 = 1.049$$

$$M^{\text{uez sup}} = 1.0 \times 0.061 + 1.049 \times 2.102 = 2.266 \text{ ton-m}$$

$$M^{\text{uez inf}} = 1.0 \times 0.110 + 1.049 \times 4.026 = 4.333 \text{ ton-m}$$

finalmente:

$$M^{\text{uez}} = 4.333 \text{ ton-m}$$

Revisión de columna:

$$R_c = 47.316 \text{ ton}$$

$$\frac{3.407}{47.316} + \frac{2.230}{9.966} + \frac{4.333}{9.966} = 0.731 \leq 1.0$$

∴ La columna resiste las acciones de diseño a flexocompresión.

Revisión a cortante:

La revisión a cortante no se hace como columna completa, ya que la celosía es la encargada de resistir las fuerzas cortantes y este análisis ya se realizó.

Finalmente, se aceptan las dimensiones de todos y cada uno de los elementos que componen la columna.

4.4) Introducción al análisis dinámico por excitación trepidatoria debida al paso del tren:

Como se mencionó en el primer capítulo; uno de los problemas de la zona es la vibración vertical del suelo debida al paso del tren; la cual provoca inconvenientes a distintos niveles, que van desde agrietar los elementos de concreto recién colados con bajo índice de refuerzo, fracturar verticalmente muros de tabicón de baja resistencia; hasta sólo provocar sacudidas trepidatorias rápidas en los marcos de acero.

Considerando como caso crítico la estructura de la nave, debido a su mínima área de apoyo (ocho columnas de 30.72 cm² c/u) comparado con los edificios apoyados sobre muros, analizaremos la estructura de la nave como un oscilador vertical simple sujeto a la aceleración del suelo provocada por el paso del tren:

planteando el equilibrio del s.u.g.l. sujeto a su propio peso obtenemos considerando positivo el desplazamiento hacia abajo:

$$W = m g = k u_{est}$$

donde u_{est} es la nueva posición de equilibrio del sistema. Si provocamos una aceleración \ddot{u}_s en el apoyo que ocasione un aumento del peso del sistema, y siendo u el desplazamiento a partir de la posición de equilibrio, aplicando el principio de D'Alembert (equilibrio dinámico) resulta:

$$\begin{aligned} m(g + \ddot{u}_s) - k (u_{est} + u) &= m \ddot{u} \\ m \ddot{u} + k u &= -m \ddot{u}_s \end{aligned}$$

incluyendo las fuerzas disipativas del movimiento y suponiéndolas directamente proporcionales a la primera potencia de la velocidad relativa de la masa:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_s$$

dividiendo entre m y tomando la aceleración de la base como función del tiempo obtenemos:

$$\ddot{u} + 2 \xi \omega_0 \dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_s(t)$$

donde:

$\omega_0 = \sqrt{k/m}$ = frecuencia angular natural del sistema

ξ = fracción de amortiguamiento crítico del sistema

u , \dot{u} , \ddot{u} : desplazamiento, velocidad y aceleración verticales relativos del sistema

$\ddot{u}_s(t)$ = función de aceleración trepidatoria del suelo

substituyendo para los valores de la estructura de la nave:

$$m = \frac{19644.5 \text{ kg}}{981 \text{ cm/s}^2} = 20.025 \frac{\text{kg-s}^2}{\text{cm}}$$

$$k = 8 \text{ columnas} \times \frac{EA/L}{\text{columna}} = 8 \times \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \times 30.72 \text{ cm}^2}{600 \text{ cm}} = 835584 \text{ kg/cm}$$

de donde:

$$\omega_0 = \sqrt{835584/20.025} = 204.272 \text{ rad/seg}$$

período natural:

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = 0.0307 \text{ seg}$$

valor obtenido $\xi = 2\%$, de tabla para marcos soldados (capít.3)

$U_s(t)$ = historia de aceleraciones del terreno obtenida de un registro acelerográfico (in situ) representativo.

Aunque no fue posible obtener los acelerogramas que a su vez nos permitieran seleccionar el más crítico (que produzca los mayores desplazamientos); trataremos de encontrar una función de aceleraciones teórica que al menos dé una idea del comportamiento del sistema:

de acuerdo a los siguientes datos recabados:

distancia promedio de vía de ffcc. al centro de la estructura: 28 m
 longitud de vía correspondiente a zona de influencia: 56 m
 distancia promedio entre durmientes: 0.60 m
 número máximo de carros de ff.cc.: 50
 distancia promedio entre ejes de carros: 15 m
 distancia promedio entre ejes más próximos de carros: 5 m
 velocidad máxima promedio de paso del ff.cc.: 60 km/h = 16.667 m/s
 peso promedio de eje de carro lleno: 50 toneladas

tiempo en que la reacción del durmiente aumenta de cero a su máximo (50 ton):

$$T = \frac{0.60 \text{ m}}{16.667 \text{ m/s}} = 0.036 \text{ s} = \text{período de la excitación}$$

tiempo de duración de cada eje dentro de la zona de influencia:

$$t = \frac{56 \text{ m}}{16.667} = 3.36 \text{ s}$$

número de ejes que cruzan la zona de influencia: $50 \times 2 = 100$

distancia entre ejes correspondientes de carros: $15 + 5 = 20$ m

distancia entre el primer y el último eje del tren: $20 \times 49 + 15 = 995$ m

tiempo de paso del tren completo:

$$t = \frac{(995 + 56) \text{ m}}{16.667 \text{ m/s}} = 63.06 \text{ s}$$

graficando para cada eje del tren, la reacción que este debe provocar en cada durmiente a lo largo del tiempo (línea de influencia de la reacción por el paso del eje); y tomando como cero el inicio de la reacción del primer durmiente bajo el primer eje y superponiendo estas para todos los ejes resulta la función escalonada de la figura 4.4.a). misma que dentro de cada escalón, presenta una variación de carga entre $R_{m\acute{a}x}/2$ y $R_{m\acute{a}x}$ con un período de 0.036 s es decir con una frecuencia de: 174.53 rad/s.

Notando que este período de la excitación $T = 0.036$ seg, es muy cercano al período natural de la estructura $T_0 = 0.0307$ seg, nos sugiere evaluar la velocidad del tren necesaria para coincidir con el período natural:

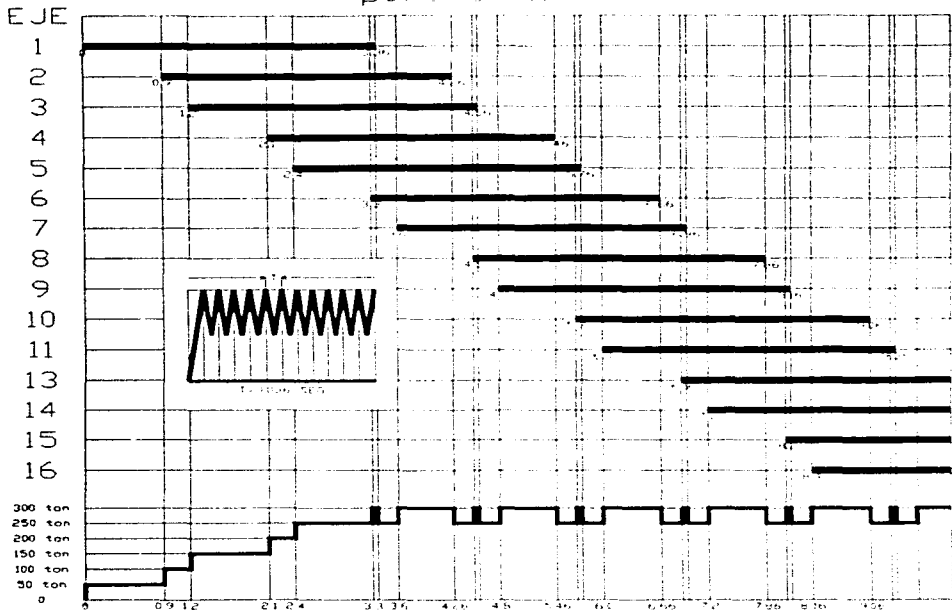
$$T = \frac{0.6 \text{ m}}{v \text{ [m/s]}} = 0.0307 \rightarrow v_{\text{resonancia}} = \frac{0.6}{0.0307} = 19.544 \text{ m/s} = 70.358 \text{ km/hr}$$

debido a que la coincidencia de periodos (o frecuencias) de excitación y del sistema ocasiona el fenómeno de resonancia, y que la función escalonada presenta también un período superior, vale la pena obtener la respuesta del sistema para el rango de velocidades que puede tener el tren, a fin de conocer cuando se presentan la(s) máxima(s) respuesta(s). Ver figura 4.68.

De esta gráfica escalonada se deduce que conforme la velocidad del tren aumenta, tiende a convertirse en un pulso rectangular con magnitud de $6 \times 50 = 300$ ton, ya que en la zona de influencia (56 m) cuando más pueden actuar 6 ejes del tren, simultáneamente.

FIG. 4.68: FUNCIONES DE EXCITACIÓN OCASIONADAS POR EL PASO DEL FERROCARRIL

Funciones de carga por eje y resultante del tren para 60 km/hr



Hasta aquí hemos determinado la función de excitación de carga sobre la zona de influencia. De acuerdo a la mecánica del medio continuo (para un medio homogéneo e isotropo), la vibración producida en un punto interior del medio se propaga a través de envolventes esféricas exteriores, hasta que son prácticamente despreciables a partir de un cierto radio; en este caso el suelo más bien puede modelarse como un medio continuo semiinfinito (∞) (aunque no es homogéneo ni isotropo), por lo que consideraremos una propagación hemisférica de la onda. Proponiendo una ley de atenuación que suponga que para que una onda generada por una fuerza impulsiva en el punto o alcance un radio s , deberá hacer vibrar la masa contenida en el hemisferio que define dicho radio; se mantiene el equilibrio por la ley de Newton (∞):

$$F = m \ddot{u}_s$$

$$m = \frac{\gamma}{g} V = \frac{\gamma}{g} \frac{2}{3} \pi s^3$$

$$F = \frac{2}{3} \frac{\gamma}{g} \pi s^3 \ddot{u}_s$$

obteniendo:

$$\ddot{u}_s = \frac{3}{2} \frac{g}{\gamma \pi s^3} F$$

esta igualdad expresa que la aceleración del terreno disminuye de manera inversamente proporcional al cubo del radio vector que alcanza la onda. Ver figura 4.69.

Para nuestro caso:

distancia promedio de la vía al centro de la estructura: 28 m

peso volumétrico promedio del suelo: 1.78 ton/m³

fuerza generada por cada eje del tren: 50 ton

con estos datos y suponiendo válida la expresión deducida, obtenemos que para la máxima cota de excitación debida a un sólo eje correspondería una aceleración promedio:

$$\ddot{u}_s = \frac{3 \times 9.81 \text{ m/s}^2 \times 50 \text{ ton}}{2 \times 1.780 \text{ ton/m}^3 \times \pi \times (28 \text{ m})^3} = 0.006 \text{ m/s}^2 = 0.6 \text{ gals}$$

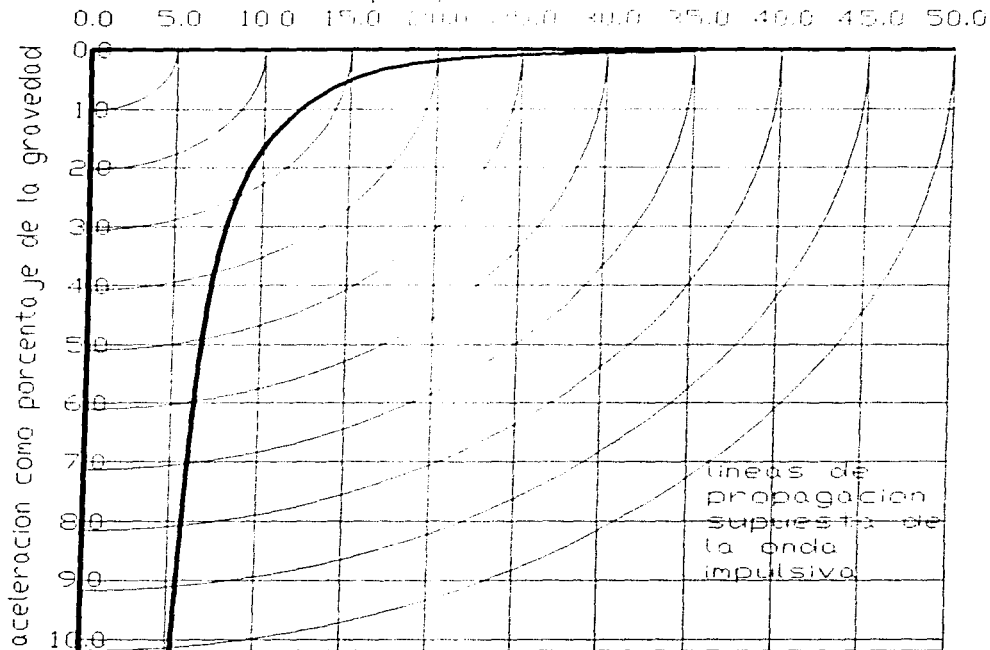
aceleración como fracción de la gravedad:

$$\ddot{u}_s = 0.6 \text{ gals}/981 \text{ gals} = 0.00061 \text{ g}$$

Para un entendimiento más claro de cómo varía la respuesta del sistema con el paso del tren, se obtendrán las funciones de excitación para diferentes velocidades de paso a través de un programa de computo (ver apéndice 19) (para los datos fijados); y enseguida con estas funciones se analizará la estructura como s.u.g.l. mediante la integral de Duhamel (ver apéndice 16), de donde finalmente obtendremos la máxima respuesta correspondiente a cada velocidad.

4.69: GRÁFICA DE DISTRIBUCION DE ACELERACION DEL SUELO

DIAGRAMA DE ATENUACION SUPUESTA PARA
LA ACELERACION DEL SUELO DEBIDA AL TREN
distancia perpendicular a la via [m]



LISTADO DE FUNCION DE ACCELERACIÓN DEL TERRENO PARA $v = 60$ KM/HR.

CALCULO DE FUNCION DE ACCELERACION DEBIDA AL PASO DE FFCC
PROGRAMO: F. JAVIER ESPINO RDGZ.

VELOCIDAD DEL TREN=60.000 KM/HR
FUERZA PROVOCADA POR CADA EJE= 50000.00000 KG
TIEMPO MAXIMO= 63.10000 SEG
NO. DE PUNTOS DE F(T)= 3506
DISTANCIA DE VIA A CENTRO DE ESTRUCTURA= 28.0000 M
MAGNITUD DE EXCIT. PROVOCADA POR CADA EJE 0.6110E-03

TIEMPO [SEG] ACCELERACION [FRACCION DE g]

0.0000,	0.0000
0.0180,	0.0003
0.0360,	0.0006
:	
0.9000,	0.0006
0.9180,	0.0003
0.9360,	0.0012
:	
1.1880,	0.0012
1.2060,	0.0006
1.2240,	0.0018
1.2420,	0.0009
:	
2.1420,	0.0012
2.1600,	0.0024
:	
2.3940,	0.0012
2.4120,	0.0024
2.4300,	0.0015
2.4480,	0.0031
:	
3.3120,	0.0031
3.3300,	0.0015
3.3480,	0.0037
3.3660,	0.0018
3.3840,	0.0031
:	
3.6000,	0.0031
3.6180,	0.0018
3.6360,	0.0037
:	
63.0540,	0.0003
63.0720,	0.0006

ANÁLISIS DINÁMICO DE S.U.G.L. PARA EXCITACIÓN DEBIDA A $v = 60$ KM/HR

CALCULO DE RESPUESTA(*) DE S.U.G.L. POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL
 (*) HISTORIA DE DESPLAZ., VELOC., ACEL. Y MAXIMOS
 PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RDGZ.
 MAESTRIA EN ESTRUCTURAS, S. E. P. I., IPN

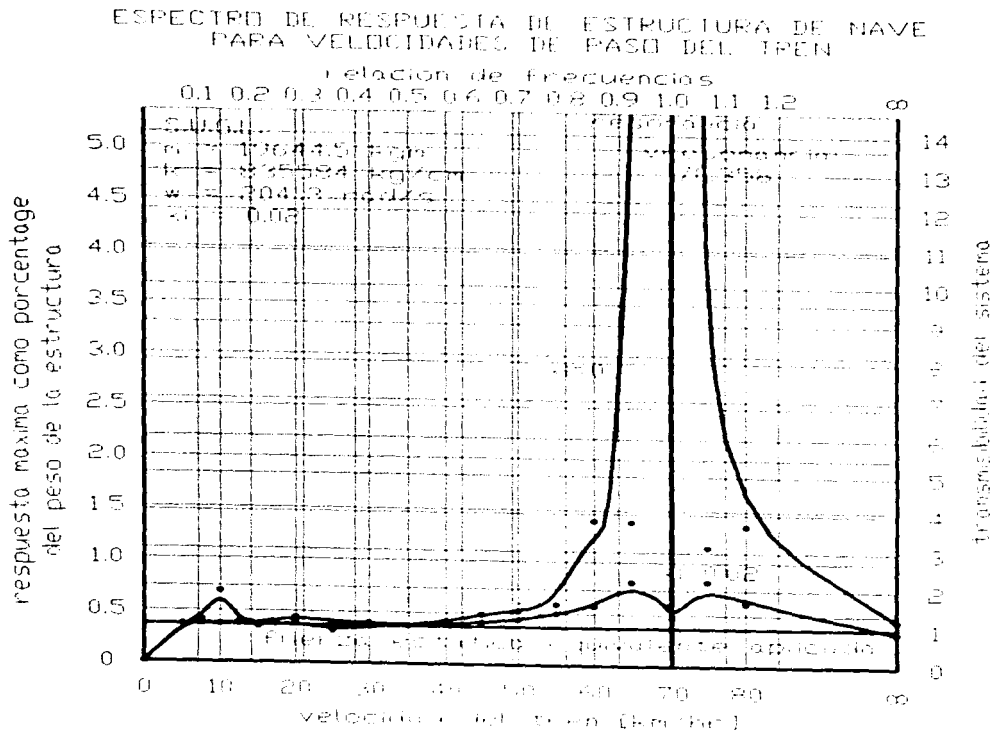
RESPUESTA DEL SIST. DE UN GRADO DE LIBERTAD POR LA INTEGRAL DE DUHAMEL
 MASA = 20.025
 CTE. RIGID. = 835584.000
 FREC. NAT. = 204.272
 FREC. AMORT. = 204.231
 PERIODO NAT. = 0.031
 CTE. AMORT. = 163.622
 FRAC. AMORT. = 0.020

TIEMPO	FUERZA	DESPLAZ.	VELOC.	ACELER	REACC. BASE
0.000	0.000	0.000E+00	0.000	0.000	0.000
0.018	-5.893	-0.782E-05	-0.001	0.038	6.537
0.036	-11.787	-0.126E-04	0.000	-0.061	10.537
0.054	-5.893	-0.698E-05	0.001	-0.012	5.832
0.072	-11.787	-0.173E-04	-0.002	0.147	14.478
:					
9.720	-72.685	-0.134E-03	-0.003	1.966	111.650
9.738	-35.360	0.609E-05	0.002	-2.036	5.099
9.756	-72.685	-0.136E-03	-0.001	2.038	113.275
9.774	-35.360	0.499E-05	0.001	-1.981	4.176
9.792	-72.685	-0.132E-03	-0.001	1.889	110.408
:					
63.036	-11.787	-0.212E-04	0.000	0.296	17.683
63.054	-5.893	-0.113E-07	0.000	-0.296	0.037
63.072	-11.787	-0.211E-04	0.000	0.293	17.613
63.090	-5.893	-0.178E-06	0.000	-0.288	0.152
MAX DESPLAZ.	=	0.000			
MAX VELOC.	=	0.003			
MAX ACELER.	=	2.053			
MAX REACC BASE	=	113.275			

***** PROGRAMA: F. JAVIER ESPINO RDGZ. *****

Debido a que el período de la estructura es muy corto para los incrementos de las excitaciones generadas ($T/10 < \tau$) y a su fuerte variación, no se emplean los métodos de la transformada rápida de Fourier ni de integración paso a paso, ya que estos métodos incluyen forzosamente la interpolación de valores (ver apéndices 16 a 18), lo que provoca fuertes discrepancias en el cálculo (a menos que la función de excitación tenga una variación suave entre los puntos muestreados, e incrementos menores a $T/10$ se puede emplear la interpolación). Repitiendo este análisis para cada velocidad en el rango de 0 a 80 km/hr, y en los casos en que la fracción de amortiguamiento crítico es nulo y con 2%, se obtienen las gráficas de la figura 4.70:

FIG. 4.70 RESPUESTA DE ESTRUCTURA COMO S.U.G.L. AL PASO DEL TREN:



De la última gráfica se observa que para un amortiguamiento del 2% del crítico, la respuesta máxima dentro del rango de posibles velocidades del tren (0 a 80 km/hr), será menor al 1% del peso de la estructura; por lo tanto el factor de la carga vertical será de 1.01; factorizando esta acción como accidental:

$$1.1 \times 1.01 \text{ c.v.} = 1.11 \text{ c.v.}$$

En nuestro caso se empleó el valor de 1.5 en lugar del 1.4 del reglamento, el cual es mayor a 1.11; teniendo un factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{1.5}{1.11} = 1.35$$

∴ La estructura es segura bajo la acción del tren según esta hipótesis.

No obstante es importante resaltar que aunque la excitación es baja para este valor supuesto de amortiguamiento; en caso de ser menor, la respuesta es demasiado sensible al amplificarse notablemente cuando la velocidad del tren es próxima a los 70.36 km/hr, ya que el período de la excitación se acerca al período natural de la estructura provocando su resonancia. Así mismo la relación entre la reacción del sistema y la fuerza equivalente aplicada llamada transmisibilidad tiene un valor máximo promedio de dos para un amortiguamiento del 2% del crítico; mientras que crece ilimitadamente para amortiguamiento cero cuando la velocidad de excitación entra al rango de 65-75 km/hr.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

En el desarrollo del proyecto estructural se puede apreciar que el trabajo de análisis es de tipo numérico, mientras que el diseño es de tipo normativo; estando ambos ligados de la siguiente forma: A mayor refinamiento del análisis, menor revisión de diseño, y viceversa. Con esto se podría optar por un trabajo equilibrado es decir a "partes iguales" entre análisis y diseño; sin embargo en el desarrollo de este trabajo se presentaron los siguientes casos:

1) Para el análisis de estructuras tales como losas, cisternas, etc., existe gran variación entre los resultados obtenidos con métodos muy simplificados que las suponen como la combinación de elementos unidimensionales contra los métodos que consideren el comportamiento continuo (bidimensional), obteniendo que el empleo de los simplificados no siempre resulta con valores más conservadores que los de análisis formales.

2) En el análisis de la columna metálica armada, supuesta como marco tridimensional, se obtienen para la celosía momentos flexionantes mayores a su resistencia que corresponden a los términos de muy baja rigidez; mientras que analizándola como armadura tridimensional (anulando la rigidez a cortante y flexión de sus elementos), se obtienen resultados (cargas axiales) compatibles a su resistencia.

De acuerdo a lo anterior se recomienda optar por métodos de análisis más refinados que en primer lugar permitan analizar la estructura considerando un modelo físico lo más apegado a la realidad, pero involucrando en el modelo sólo los términos con rigideces significativas y despreciando los que presenten valores mínimos con el fin de lograr una simplificación numérica del problema y del trabajo; ya que es frecuente que el empleo de términos de rigidez con diferencias significativas provoquen inestabilidad numérica, arrojando errores importantes. Lo anterior nos permitirá conocer mejor el comportamiento del problema mismo que podamos cotejar con el real; y al mismo tiempo un conocimiento más preciso del estado de deformaciones y esfuerzos (elementos mecánicos) con el cual hagamos un diseño más coherente y con una mayor economía; en lugar de aplicar infinidad de fórmulas de diseño para proteger al elemento contra "todo tipo de falla" (que tal vez nunca se presenten).

Como consecuencia del empleo de modelos más refinados, se hace indispensable no sólo el manejo de programas que aceleren el análisis, si no del conocimiento de las bases para detectar errores (ya sea por inestabilidad numérica, por entrada incorrecta de datos, y aun por mala interpretación de resultados), e inclusive de capacidad para programarlos y modificarlos en caso de rebasar sus límites.

Por lo anterior y como propuesta es aconsejable que cualquier plan de estudios para la carrera de ingeniero civil (en cualquiera de sus especialidades) cuente al final con al menos una materia que en nuestro caso sería "computación aplicada a las estructuras", que tuviera como objetivo: "hacer que el alumno aprenda a programar los métodos básicos que aprendió para el análisis de las estructuras que más frecuentemente encuentra en el ejercicio de la profesión (estructuras reticulares, losas, muros); así como programar el diseño (dimensionamiento, armado y revisión) conforme al reglamento de construcciones y sus normas técnicas en vigor".

Con la finalidad de auxiliar al estudiante y al profesor en este punto, se dan en el apéndice algunos programas (en lenguaje Fortran 77) de empleo más frecuente en el análisis de estructuras; mismos que se utilizaron para el desarrollo de este trabajo mostrando su empleo (archivos de datos y resultados); para el análisis estático se incluyen no sólo el caso de estructuras reticulares que son las que se cubren en la licenciatura (vigas, marcos, armaduras, parrillas), sino además el análisis de elementos bidimensionales continuos: placas, sistemas muro-marco; por (método de columna ancha y por elementos finitos); análisis con interacción del suelo; vigas y placas sobre fundación elástica; casos especiales avanzados: análisis de pandeo, interacción carga axial-flexión, deformaciones por cortante; y dentro del análisis dinámico lineal se incluyen los métodos de la integral de Duhamel, análisis en el dominio de la frecuencia por el método de la transformada rápida de Fourier, y el no lineal por el método de integración paso a paso.

En cuanto al comportamiento real de las estructuras, se observó que las estructuras de mampostería a base de tabique rojo recocido, presentaron el mayor amortiguamiento a los efectos de vibración, mientras que las metálicas (con conexiones soldadas) presentan un buen comportamiento pero con menor amortiguamiento; en tanto que las de concreto (con falta de confinamiento por largo tiempo, sufrieron agrietamientos horizontales (parte superior de columnas) en la etapa en que alcanzaban su resistencia especificada. Cabe señalar que dentro de estas las losas macizas perimetralmente apoyadas de talleres y oficinas variaron en su comportamiento: las primeras diseñadas con el método de coeficientes simplemente armadas y coladas con concreto tipo normal (agregado riolítico), presentaron agrietamientos aunque deflexiones mínimas ya que ocurrieron mientras el concreto alcanzaba su resistencia; en tanto que las de oficinas, diseñadas por el método de Grashof, doblemente armadas y coladas con concreto tipo "estructural" (según el fabricante, la diferencia estriba en el uso de agregado basáltico en vez de riolítico), no presentaron agrietamientos ni deflexión. Dentro de este mismo tipo, la cisterna analizada también por el método de Grashof, doblemente armada y colada con concreto tipo normal, ha tenido un comportamiento elástico hasta la fecha (sin agrietamientos).

En el aspecto sísmico, de 1991 en que se inició la construcción hasta la fecha (diciembre 1996) han ocurrido varios temblores de consideración (con magnitudes mayores de 6.0) no habiendo ocasionado agrietamientos ni deformaciones plásticas visibles, además de que el análisis dinámico de la estructura de la nave (la más flexible) bajo el sismo de 1985 dió una respuesta elástica.

Finalmente, de acuerdo a las suposiciones hechas para obtener la respuesta de la estructura de la nave ante el paso del tren, la respuesta se ve más afectada por la velocidad del tren (debido a la relación de frecuencias), que por la propia magnitud de la excitación; y esto coincide al menos experimentalmente, ya que cuando el tren pasa cargado con velocidades mayores a los 50 km/hr, ocurre una vibración más intensa en la estructura. Sin embargo sería deseable obtener los acelerogramas correspondientes, a fin de hacer un estudio más preciso y determinar si esta hipótesis es válida y de ello inferir si es necesario rigidizar la estructura axialmente, a fin de alejarla del fenómeno de resonancia.

APÉNDICE 1:

CÁLCULO DE REACCIONES PARA BARRAS SUJETAS A MOMENTOS TORSIONANTES DISTRIBUIDOS:

Las reacciones en los extremos para una barra sujeta a un momento torsionante concentrado, localizado a una distancia a cualquiera del apoyo izquierdo A y a una distancia b del apoyo derecho B (donde $a + b = L$) son (R23):

$$T_A = -\frac{T b}{L} ; T_B = -\frac{T a}{L}$$

De modo que si por ejemplo, consideramos las "frangas" de momentos de empotramiento M_e de una losa, soportada sobre su trabe perimetral, actuando como un conjunto de cargas torsionantes puntuales podemos aplicar el principio de superposición de causas y efectos (As), dado que el sistema tiene comportamiento lineal haciendo:

$$T_A = -\frac{1}{L} \sum_{i=1}^n T_i b_i ; T_B = -\frac{1}{L} \sum_{i=1}^n T_i a_i$$

como:

$T_i = M_e \Delta x_i$ = momento torsionante concentrado
 $b_i = (L-x_i)$
 $a_i = x_i$

$$T_A = -\frac{1}{L} \sum_{i=1}^n M_e (L-x_i) \Delta x_i ; T_B = -\frac{1}{L} \sum_{i=1}^n M_e x_i \Delta x_i$$

Para una distribución continua de carga torsionante, tenemos que $n \rightarrow \infty$ cuando $\Delta x \rightarrow 0$ (R31) ; por lo tanto, las reacciones de una barra sujeta a carga torsionante distribuida son:

$$T_A^* = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} T_A = -\frac{1}{L} \int_0^L M_e(x) (L-x) dx ; T_B^* = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} T_B = -\frac{1}{L} \int_0^L M_e(x) x dx$$

APENDICE 2:

CÁLCULO DE CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEX. RESISTENTES EN SECCIONES RECTANGULARES DE CONCRETO DOBLEMENTE ARMADAS PARA CUALQUIER EXCENTRICIDAD SOLICITADA:

Para determinar los valores de carga axial y momento flexionante resistentes de secciones de concreto reforzado, se emplearán las hipótesis que fijan las NTC-Concreto secc. 2.1.1 (R16):

- a) La distribución de deformaciones unitarias normales a la sección es plana.
- b) La adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto circundante es perfecta, de manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión
- d) La máxima deformación unitaria que alcanza el concreto a la resistencia de la sección es de 0.003
- e) El bloque de esfuerzos a compresión del concreto tiene una profundidad $a = 0.8c$, siendo c la profundidad al eje neutro, y su magnitud es uniforme con valor: $f''c$.
- f) El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero ($\sigma_s - \epsilon_s$) de refuerzo se tomará como lineal pasando por el origen, con pendiente $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, hasta la deformación unitaria de fluencia $\epsilon_y = F_y/E_s$, a partir de la cual se considerará el esfuerzo igual al de fluencia F_y .

Definiendo las variables:

- c = profundidad del eje neutro
- a = profundidad del bloque de compresión
- b = ancho de la sección
- d = peralte efectivo de la sección
- d' = profundidad al eje del acero de compresión
- ϵ' = deformación unitaria del acero de compresión
- ϵ = deformación unitaria del acero de tensión
- ϵ_y = deformación unitaria de fluencia
- E_s = módulo de elasticidad del acero = $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- F_s' = esfuerzo del acero de compresión
- F_s = esfuerzo del acero de tensión
- F_y = esfuerzo de fluencia del acero empleado
- $f''c$ = esfuerzo uniforme del bloque de compresión para sección sujeta a flexión
- C_c = fuerza total del bloque de compresión
- C_s = fuerza total del acero de compresión
- C = fuerza total de compresión en la sección
- T = fuerza total de tensión en la sección

El Momento resistente para carga axial nula (excentricidad infinita) se puede obtener mediante el siguiente algoritmo (A6):

```

1  a = 0.8 c
   si d' > c → c s' = 0 → 2
   c s' = 0.003 (c-d')/c
   si c s' > c y → c s' = c y
2  c s = 0.003 (d-c)/c
   si c s > c y → c s = c y
   F s' = E s c s'
   F s = E s c s
   C c = a b f'' c
   C s = A s' F s'
   C = C c + C s
   T = A s F s
   si T = C → 3
   si T > C → 1 con c1 > c1-1
   si T < C → 1 con c1 < c1-1
3  M = T × (d-c) + C c × (c-0.5a) + C s × (c-d')
   MR = FR M

```

Si se presenta carga axial en la sección, la excentricidad solicitada será:

$$e_n = M/P$$

Para la cual obtendremos la carga axial y momento resistentes:

Habiendo obtenido la profundidad del eje neutro c_n para $P=0$ ($e_n = \infty$), se forman dos intervalos de cálculo:

$[0, c_n)$ y (c_n, d) dentro de los cuales se encuentra la excentricidad e_n :

si $e_n > 0$ ($P > 0$ para columna a tensión) $e_n \in (0, c_n) \rightarrow c_1 = 0, c_2 = c_n$
 si $e_n < 0$ ($P < 0$ para columna a compresión) $e_n \in (c_n, d) \rightarrow c_1 = c_n, c_2 = d$

empleando el mismo algoritmo, y aplicando el método de bisección (R34) en el intervalo que corresponda según e_n , se obtiene el valor c correspondiente a e_n ; con el cual se calculan M_R y P_R , que cumplan: $M_R/P_R = e_n$. Siendo el algoritmo:

```

4  si e_n > 0 → c1 = 0, c2 = c_n
   si e_n < 0 → c1 = c_n, c2 = d
   si e_n > 0 y e_n > e_x1 → c11 = c1-1
   no → c21 = c1-1
   si e_n < 0 y e_n < e_x1 → c21 = c1-1
   no → c11 = c1-1
   c1 = (c1 + c2)/2
   Calcula: P, M, e_x = M/P
   si |e_n - e_x| < tol → calcula P_R, M_R → 5
   no → 4
5  fin

```

A continuación se presenta un programa que realiza el cálculo expuesto, permitiendo con él determinar el diagrama Carga-Momento para cualquier sección de concreto doblemente reforzada (R24).

APÉNDICE 9:

ANÁLISIS DE PLACAS Y LOSAS MACIZAS PERIMETRALMENTE APOYADAS:

Las losas macizas de concreto reforzado son estructuras muy rígidas en cualquier dirección contenida en su plano, que funcionan como placas sujetas a flexión torsión y cortante en direcciones mutuamente ortogonales causadas por cargas normales a su plano. Una forma sencilla de analizar una losa, es idealizarla como dos vigas o franjas centrales (sean 1 y 2) de ancho unitario, ortogonales entre sí, independientes, apoyadas de acuerdo a los extremos correspondientes de la losa y bajo la acción de cargas lineales uniformemente repartidas (llamadas tributarias) w_1 y w_2 respectivamente, bajo la condición de que las deflexiones en el punto de intersección (centro del tablero) sean iguales. El análisis de las franjas 1 y 2 como vigas independientes para simular la losa se conoce como Método de Grashof (p. 45). Así por ejemplo, en el caso de una losa rectangular de lados L_1 y L_2 , simplemente apoyado en todos sus bordes, tiene como deflexiones correspondientes a las franjas centrales paralelas a los lados L_1 y L_2 :

$$\frac{5 w_1 L_1^4}{384 EI} = \frac{5 w_2 L_2^4}{384 EI} \quad (a.9.1)$$

resultando el sistema de ecuaciones.:

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{L_2^4}{L_1^4} ; \quad w_1 + w_2 = w \quad (a.9.2)$$

siendo:

w_1 = carga unitaria (kg/m) correspondiente a la franja 1

w = carga unitaria (kg/m²) de la losa

L_1 = longitud de la franja 1 (m.)

EI = módulo de rigidez a flexión de la losa (kg-m²)

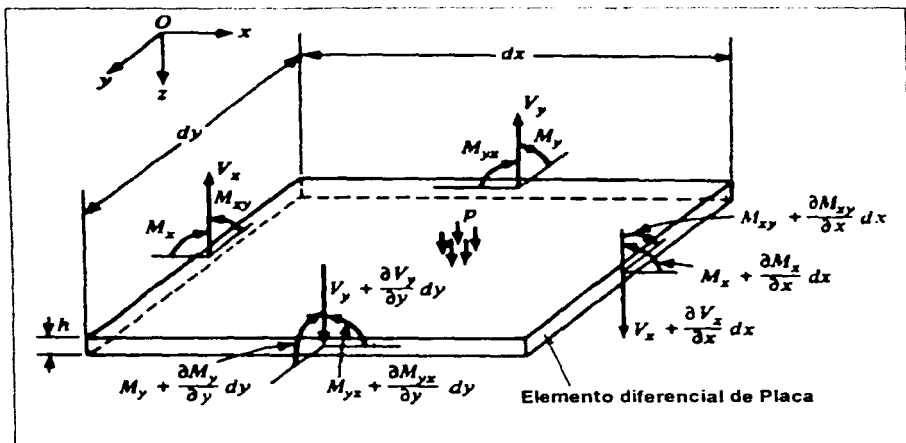
Resolviendo el sistema de ecuaciones (a.9.2) se obtiene:

$$w_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} w ; \quad w_2 = \frac{L_1^4}{L_1^4 + L_2^4} w \quad (a.9.3)$$

Las ecuaciones (a.9.3) permiten obtener la carga para el análisis y diseño correspondiente a cada franja ortogonal central para este caso, despreciando la resistencia a torsión y flexión que ejercen las franjas adyacentes y que contribuyen a una distribución más uniforme de los esfuerzos en la losa; atribuyendo toda la resistencia a la flexión y cortante de las franjas principales, por lo que este método es bastante conservador, con respecto del problema de placas que resolveremos a continuación.

Consideremos el equilibrio del elemento diferencial de una placa de mediano espesor h que sea lo suficientemente delgada para que las deformaciones por cortante se puedan despreciar, pero lo suficientemente gruesa para que no se comporte como membrana, sujeta a una carga q uniformemente repartida normal a su plano, ver figura A.9.1:

FIG. A.9.1: ELEMENTO DIFERENCIAL DE PLACA



Planteando las seis ecuaciones de equilibrio estático para el elemento diferencial: haciendo $\sum F_x = 0$, conduce a:

$$q \, dx \, dy + \frac{\partial V_x}{\partial x} \, dx \, dy + \frac{\partial V_y}{\partial y} \, dx \, dy = 0 \rightarrow \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = -q \quad (\text{a.9.4})$$

haciendo $\sum M_y = 0$:

$$V_x \, dx \, dy - \frac{\partial M_x}{\partial x} \, dx \, dy - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \, dx \, dy = 0 \rightarrow \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = V_x \quad (\text{a.9.5})$$

similarmente para $\sum M_x = 0$, queda:

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = V_y \quad (\text{a.9.6})$$

substituyendo las ecuaciones (a.9.5) y (a.9.6) en (a.9.4) y suponiendo que los momentos torsionantes $M_{xy} = M_{yx}$, ya que los esfuerzos cortantes: $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ en cualquier plano paralelo a la superficie neutra, resulta:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q \quad (\text{a.9.7})$$

La ecuación (a.9.7) corresponde exclusivamente al equilibrio, y por tanto es independiente del comportamiento del material de la placa.

Suponiendo ahora que se cumplen las hipótesis de Kirchhoff (R 45):

- El material es homogéneo, isótropo y linealmente elástico
- las deflexiones w de la placa son pequeñas comparadas con su espesor h .
- Cualquier recta normal a la superficie media de la placa antes de la flexión, sigue siendo recta y normal a la superficie después de la flexión (hipótesis de Bernoulli-Navier).
- Se pueden despreciar los esfuerzos directos normales a la superficie media.

Planteando entonces el comportamiento supuesto (ley de Hooke) en términos de los *tensores de esfuerzos* $[\sigma]$ y de *deformación* $[\epsilon]$ (para un punto cualquiera) tenemos que el tensor de deformación es proporcional al tensor de esfuerzo (R 7):

$$[\epsilon] \propto [\sigma]$$

donde:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \text{ siendo el tensor simétrico } (\sigma_{ij} = \sigma_{ji})$$

σ_{ij} = componente del esfuerzo aplicado en la superficie normal al eje i , con dirección j .

$$[c] = \begin{bmatrix} c_{xx} & c_{xy} & c_{xz} \\ c_{yx} & c_{yy} & c_{yz} \\ c_{zx} & c_{zy} & c_{zz} \end{bmatrix}$$

$c_{ij} = \frac{\partial \xi_i}{\partial j} =$ componente de la deformación en la superficie normal al eje i , con dirección j ; que por definición es la componente de la razón de cambio del **desalajamiento** (R s) del punto en el plano normal i , con dirección j

$$[c] = [c_L] + [c_R] = \begin{bmatrix} c_x & \frac{\gamma_{xy}}{2} & \frac{\gamma_{xz}}{2} \\ \frac{\gamma_{yx}}{2} & c_y & \frac{\gamma_{yz}}{2} \\ \frac{\gamma_{zx}}{2} & \frac{\gamma_{zy}}{2} & c_z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & \omega_{xy} & \omega_{xz} \\ \omega_{yx} & 0 & \omega_{yz} \\ \omega_{zx} & \omega_{zy} & 0 \end{bmatrix} \quad (a.9.8)$$

donde:

$[c_L] =$ tensor de deformación lineal (simétrico) $\gamma_{ij} = \gamma_{ji}$

$[c_R] =$ tensor de deformación rotacional (antisimétrico) $\omega_{ij} = -\omega_{ji}$

$$\gamma_{ij} = \frac{\partial \xi_i}{\partial j} + \frac{\partial \xi_j}{\partial i} = \text{deformación angular en el punto alrededor del eje } k$$

(donde $\vec{i} \times \vec{j} = \vec{k}$)

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \xi_i}{\partial j} - \frac{\partial \xi_j}{\partial i} \right) = \text{componente de rotación en el punto alrededor del eje } k$$

Para el caso de un material isótropo, el tensor de deformación es lineal (no hay rotación en el punto) $[c] = [c_L]$.

considerando además el estado de deformación plana en la superficie media de la placa (plano x-y):

tenemos: $c_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$, $\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$, aunque $\sigma_z \neq 0$

$$\begin{bmatrix} c_x & \frac{\gamma_{xy}}{2} & 0 \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} & c_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \propto \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (a.9.9)$$

Planteando matricialmente las deformaciones en función exclusivamente de los esfuerzos contenidos en el plano de la placa:

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{a.9.10})$$

dado que en un cuerpo isótropo el esfuerzo normal no produce deformaciones angulares, ni los esfuerzos tangenciales deformaciones lineales para un mismo sistema de referencia, entonces las deformaciones lineales solo dependen de los esfuerzos normales y las deformaciones angulares solo de los esfuerzos tangenciales, y por lo tanto: $c_{13} = c_{23} = c_{31} = c_{32} = 0$

también, la relación que existe entre el esfuerzo normal y la deformación colineal, es la misma en cualquier dirección, así mismo la relación entre un esfuerzo normal y cualquier deformación ortogonal es la misma para cualquier esfuerzo normal, entonces: $c_{11} = c_{22}$, $c_{12} = c_{21}$

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & 0 \\ c_{12} & c_{11} & 0 \\ 0 & 0 & c_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{a.9.11})$$

de la experiencia en pruebas de resistencia de materiales, se han obtenido:

$$c_{11} = \frac{1}{E}, \quad c_{12} = -\frac{\nu}{E}, \quad c_{33} = \frac{2(1+\nu)}{E} = \frac{1}{G}$$

siendo:

E = módulo de elasticidad

ν = módulo de Poisson

G = módulo de rigidez = $\frac{E}{2(1+\nu)}$

de donde resulta la ley de Hooke para un estado de esfuerzo y deformación plana:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu \sigma_y}{E} \quad ; \quad \epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu \sigma_x}{E} \quad ; \quad \gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu) \tau_{xy}}{E} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (\text{a.9.12})$$

resolviendo el sistema de ecuaciones anterior para los esfuerzos, resulta:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} [\epsilon_x + \nu \epsilon_y] \quad (\text{a.9.13})$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} [\epsilon_y + \nu \epsilon_x] \quad (\text{a.9.14})$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} \quad (\text{a.9.15})$$

En cada punto de la superficie elástica de la placa $w(x,y)$, se formarán ángulos ϕ_x y ϕ_y en las direcciones x y y respectivamente, con la intersección del plano tangente al mismo punto; y para ángulos pequeños se acepta tomar el ángulo igual a la derivada direccional correspondiente de la superficie (R 31):

$$\phi_x \approx \tan \phi_x = \frac{\partial w}{\partial x} ; \quad \phi_y \approx \tan \phi_y = \frac{\partial w}{\partial y}$$

Bajo la suposición de deformación plana, las componentes del vector desalojamiento del punto, en las citadas direcciones será (R8):

vector desalojamiento:

$$\vec{r} = \xi_x \vec{i} + \xi_y \vec{j}$$

donde:

$$\xi_x = -z \phi_x = -z \frac{\partial w}{\partial x} ; \quad \xi_y = -z \phi_y = -z \frac{\partial w}{\partial y}$$

de acuerdo a lo explicado, las deformaciones en las direcciones x y y se obtienen como:

$$c_x = \frac{\partial \xi_x}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (\text{a.9.16})$$

$$c_y = \frac{\partial \xi_y}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (\text{a.9.17})$$

$$\tau_{xy} = \frac{\partial \xi_x}{\partial y} + \frac{\partial \xi_y}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (\text{a.9.18})$$

siendo $w(x,y)$ la superficie elástica (deflexión) de la placa. Substituyendo en las ecuaciones de esfuerzo (a.9.13) a (a.9.15) resulta:

$$\sigma_x = -z \frac{E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (\text{a.9.19})$$

$$\sigma_y = -z \frac{E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] \quad (\text{a.9.20})$$

$$\tau_{xy} = -2zG \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -z \frac{E}{(1+\nu)} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (\text{a.9.21})$$

obtendremos el valor de los momentos flexionante M_x y M_y por ancho unitario de placa como los momentos de primer orden de los esfuerzos normales σ_x y σ_y respectivamente:

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x (1) z \, dz = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{-E}{1-\nu^2} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] z^2 \, dz = \frac{-E h^3}{12(1-\nu^2)} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

llamando $D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$ = rigidez de la placa, resulta:

$$M_x = D \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (\text{a.9.22})$$

similarmente:

$$M_y = D \left[\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] \quad (\text{a.9.23})$$

El momento torsionante por ancho unitario de losa, se obtiene similarmente como el momento de primer orden de los esfuerzos tangenciales τ_{xy} en cualesquiera de las caras en que actúan:

$$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} (1) z \, dz = \int_{-h/2}^{h/2} \frac{-E}{(1+\nu)} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} z^2 \, dz = \frac{-E h^3}{12(1+\nu)} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

introduciendo D :

$$M_{xy} = -(1-\nu) D \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (\text{a.9.24})$$

Substituyendo los valores de M_x , M_y y M_{xy} resulta en las ecuaciones de equilibrio (a.9.5) y (a.9.6) para el elemento diferencial de placa obtenemos:

$$V_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (\text{a.9.25})$$

$$V_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (\text{a.9.26})$$

Substituyendo en la ecuación (a.9.4) los valores de V_x y V_y y la intensidad de la carga distribuida (por unidad de área) $q(x,y)$ sobre la placa, resulta:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x,y)}{D} = \nabla^4 w \quad (\text{a.9.27})$$

esta, es la ecuación biarmónica de Lagrange, que se emplea como modelo matemático del comportamiento de una placa de espesor medio bajo carga uniformemente repartida normal a su plano.

La ecuación (a.9.27), no es de fácil solución aún siendo q constante, pues $w(x,y)$ no solo depende de la rigidez de la placa (o bien del módulo de elasticidad, la relación de Poisson del material y de su espesor), si no también de las condiciones de apoyo llamadas condiciones de frontera. Si suponemos limitada la placa rectangular por las rectas: $x=a$, $x=b$, $y=c$, $y=d$; donde: $0 < a < b$ y $0 < c < d$

Para el caso de empotramiento en toda la frontera de la placa tenemos:

$$w(a,y) = w(b,y) = w(x,c) = w(x,d) = 0 \quad (\text{a.9.28})$$

es decir que la deflexión es nula en toda la periferia de la placa. Además:

$$\frac{\partial w(a,y)}{\partial x} = \frac{\partial w(b,y)}{\partial x} = \frac{\partial w(x,c)}{\partial y} = \frac{\partial w(x,d)}{\partial y} = 0 \quad (\text{a.9.29})$$

o bien que la pendiente de la superficie elástica en dirección normal a cualquier borde es nula.

Mientras que si la frontera está simplemente apoyada, además de la condición (a.9.28), tendremos:

$$M_x(a,y) = M_x(b,y) = M_y(x,c) = M_y(x,d) = 0 \quad (\text{a.9.30})$$

significando que los momentos flexionantes en dirección normal a los bordes son nulos en estos. El primer término es equivalente a:

$$-D \left[\frac{\partial^2 w(a,y)}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w(a,y)}{\partial y^2} \right] = 0$$

pero como en todo el borde $x=a$ la deflexión no cambia $\Rightarrow \frac{\partial^2 w(a,y)}{\partial y^2} = 0$ y

$$\therefore \frac{\partial^2 w(a,y)}{\partial x^2} = 0$$

finalmente la segunda condición para apoyo simple queda como:

$$\frac{\partial^2 w(a,y)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w(b,y)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w(x,c)}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 w(x,d)}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{a.9.31})$$

Debido a la dificultad que plantea la solución de la ecuación biarmónica, se emplea la base del Método de Grashof, para determinar los momentos flexionantes en los extremos de franjas idealizadas en cada tablero de losa a través de una serie de coeficientes calculados en relación a las dimensiones del tablero en cuestión, condiciones de apoyo (según el proceso constructivo) y de sus continuidad (tipo de tablero); este procedimiento se denomina *Método de los coeficientes*, establecido en las NTC-Concreto del RCLDF-87, para el diseño de losas macizas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas. Las condiciones para el empleo de este método son las siguientes:

- a) Los tableros de losa son aproximadamente rectangulares
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- c) Que los momentos negativos (tensión superior - compresión inferior) calculados en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieran entre sí en más del 50% del valor del momento menor.
- d) La relación de carga viva a carga muerta no es mayor de 2.5 veces para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 veces para otras condiciones.
- e) Para valores intermedios de la relación de claros, se interpolarán linealmente los resultados.

La solución de la ecuación biarmónica: $\nabla^4 w = q/D$ (R43), sujeta a las condiciones de apoyo simple o de empotramiento, aunque difícil, puede obtenerse mediante distintos métodos (R39) (R45). En este caso se resolverá a través del Método de diferencias finitas que a continuación se presenta:

Dentro del método de diferencias finitas (R6) (R25) (R43), existen dos caminos para resolver la ecuación biarmónica: el primero consiste en elegir la función

$$u = -D \nabla^2 w = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (\text{a.9.32})$$

de donde al obtener su Laplaciano resulta:

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = q = D \nabla^4 w \quad (\text{a.9.33})$$

y por lo tanto para obtener w de la ecuación (a.9.32):

$$\nabla^2 w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{-u}{D} \quad (\text{a.9.34})$$

Por lo tanto, las deflexiones de la placa en cuestión se pueden obtener resolviendo primero la ecuación diferencial de Poisson (a.9.33), obteniendo $u(x,y)$ y seguidamente la ecuación similar (a.9.34), resultando $w(x,y)$.

El segundo método que es el empleado en el programa, resolviendo directamente la ecuación biarmónica $\nabla^4 w = q/D$

Los Métodos de diferencias finitas son métodos numéricos que se emplean para resolver ecuaciones diferenciales parciales (R25), substituyendo los términos diferenciales de la ecuación por diferencias que se les aproximen, debido a lo cual en lugar de considerar todo el dominio de la función, se consideran solo algunos puntos de ella y sus diferenciales.

Para lo anterior, el dominio de la placa (considerada rectangular) de lados L_x y L_y , se discretiza en una cuadrícula de módulo λ en ambas direcciones, cuyas intersecciones serán los puntos de cálculo considerados en la placa; así pues tendremos:

$$\begin{aligned} L_x/\lambda &= n \text{ divisiones en dirección } x \\ L_y/\lambda &= m \text{ divisiones en dirección } y \end{aligned}$$

Por lo tanto habrá $n+1$ puntos en cada hilera en direcc. x , y $m+1$ puntos en las correspondientes a y .

Para calcular el valor $\frac{\partial^r f_k}{\partial x^r}$ correspondiente a un punto k cualquiera de la malla, a partir de sus puntos vecinos, se determina como una diferencia central a partir de la serie de McLaurin (R31):

Sea la función $w(x)$ y su serie de McLaurin:

$$w(x) = w(0) + x \frac{dw(0)}{dx} + \frac{x^2}{2} \frac{d^2w(0)}{dx^2} + \frac{x^3}{6} \frac{d^3w(0)}{dx^3} + \frac{x^4}{24} \frac{d^4w(0)}{dx^4} + \dots + \frac{x^n}{n!} \frac{d^nw(0)}{dx^n} \quad (\text{a.9.35})$$

Obteniendo la series centradas en w_1 , para dos puntos antecesores: w_{1-2} , w_{1-1} , y dos sucesores: w_{1+1} , w_{1+2} ; que distan de w_1 : -2λ , $-\lambda$, λ y 2λ respectivamente; y considerando hasta el término de la derivada de cuarto orden:

$$w_{1-2} = w_1 - 2\lambda w_1' + 2\lambda^2 w_1'' - \frac{4\lambda^3}{3} w_1''' + \frac{2\lambda^4}{3} w_1^{IV} \quad (\text{a})$$

$$w_{1-1} = w_1 - \lambda w_1' + \frac{\lambda^2}{2} w_1'' - \frac{\lambda^3}{6} w_1''' + \frac{\lambda^4}{24} w_1^{IV} \quad (\text{b})$$

$$w_{1+1} = w_1 + \lambda w_1' + \frac{\lambda^2}{2} w_1'' + \frac{\lambda^3}{6} w_1''' + \frac{\lambda^4}{24} w_1^{IV} \quad (\text{c})$$

$$w_{1+2} = w_1 + 2\lambda w_1' + 2\lambda^2 w_1'' + \frac{4\lambda^3}{3} w_1''' + \frac{2\lambda^4}{3} w_1^{IV} \quad (\text{d})$$

Multiplicando las ecuaciones b) y c) por -4 y sumando su resultado con a) y d) resulta:

$$w_{1-2} - 4 w_{1-1} - 4 w_{1+1} + w_{1+2} = -6 w_k + \lambda^4 w_{1IV}$$

de donde:

$$\frac{d^4 w_1}{dx^4} = \frac{1}{\lambda^4} (w_{1-2} - 4 w_{1-1} + 6 w_1 - w_{1+1} + w_{1+2})$$

En nuestro caso, w es una función de dos variables: x y y ; por lo que la derivada de cuarto orden se convierte en parcial, y el punto central de coordenadas i, j :

$$\frac{\partial^4 w_{1,j}}{\partial x^4} = \frac{1}{\lambda^4} (w_{1-2,j} - 4 w_{1-1,j} + 6 w_{1,j} - 4 w_{1+1,j} + w_{1+2,j}) \quad (\text{a.9.36})$$

$$\frac{\partial^4 w_{1,j}}{\partial y^4} = \frac{1}{\lambda^4} (w_{1,j-2} - 4 w_{1,j-1} + 6 w_{1,j} - 4 w_{1,j+1} + w_{1,j+2}) \quad (\text{a.9.37})$$

Calculando las series de McLaurin para los puntos w_{1-1} y w_{1+1} hasta el término de la derivada de segundo orden:

$$w_{1-1} = w_1 - \lambda w_1' + \frac{\lambda^2}{2} w_1'' \quad (\text{e})$$

$$w_{1+1} = w_1 + \lambda w_1' + \frac{\lambda^2}{2} w_1'' \quad (\text{f})$$

Sumando las ecuaciones e) y f) obtenemos:

$$w_{1-1} + w_{1+1} = 2 w_1 + \lambda^2 w_1''$$

de donde:

$$\frac{d^2 w_1}{dx^2} = \frac{1}{\lambda^2} (w_{1-1} - 2 w_1 + w_{1+1})$$

Siendo w una función de dos variables:

$$\frac{\partial^2 w_{1,j}}{\partial x^2} = \frac{1}{\lambda^2} (w_{1-1,j} - 2 w_{1,j} + w_{1+1,j}) \quad (\text{a.9.38})$$

Aplicando a esta última expresión el operador $\partial^2/\partial y^2$, tenemos:

$$\frac{\partial}{\partial y^2} \left(\frac{\partial^2 w_{1,j}}{\partial x^2} \right) = \frac{1}{\lambda^2} \left(\frac{\partial^2 w_{1-1,j}}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 w_{1,j}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w_{1+1,j}}{\partial y^2} \right)$$

desarrollando cada término conforme a la ecuación (a.9.38), pero en direcc. y :

$$\frac{\partial w_{i,j}}{\partial x} = \frac{w_{i+1,j} - w_{i-1,j}}{2\lambda} = 0 \Rightarrow w_{i-1,j} = w_{i+1,j} \quad (\text{a.9.42})$$

$$\frac{\partial w_{i,j}}{\partial y} = \frac{w_{i,j+1} - w_{i,j-1}}{2\lambda} = 0 \Rightarrow w_{i,j-1} = w_{i,j+1} \quad (\text{a.9.43})$$

mientras que si el apoyo es libre debe plantearse antisimétrica con respecto al borde límite:

$$\frac{\partial^2 w_{i,j}}{\partial x^2} = \frac{w_{i-1,j} - 2w_{i,j} + w_{i+1,j}}{\lambda^2} = 0 \Rightarrow w_{i-1} = -w_{i+1} \text{ para } w_{i,j} = 0 \quad (\text{a.9.44})$$

$$\frac{\partial^2 w_{i,j}}{\partial y^2} = \frac{w_{i,j-1} - 2w_{i,j} + w_{i,j+1}}{\lambda^2} = 0 \Rightarrow w_{j-1} = -w_{j+1} \text{ para } w_{i,j} = 0 \quad (\text{a.9.45})$$

Así mismo, se pueden obtener las ecuaciones de diferencias finitas para resolver las ecuaciones diferenciales de Poisson del primer método, aplicando la molécula Laplaciana:

$$\begin{array}{c} 1 w_{i,j+1} \\ \parallel \\ \nabla^2 w_{i,j} = \frac{1}{\lambda^2} 1 w_{i-1,j} - 4 w_{i,j} + 1 w_{i+1,j} \\ \parallel \\ 1 w_{i,j-1} \end{array}$$

Empleando las ecuaciones de diferencias finitas, substituyéndolas en las ecuaciones (a.9.22) a (a.9.26), obtenemos los elementos mecánicos en cada punto de la placa:

$$M_x = \frac{D}{\lambda^2} [(2w_{i,j} - w_{i-1,j} - w_{i+1,j}) + \nu(2w_{i,j} - w_{i,j-1} - w_{i,j+1})] \quad (\text{a.9.46})$$

$$M_y = \frac{D}{\lambda^2} [(2w_{i,j} - w_{i,j-1} - w_{i,j+1}) + \nu(2w_{i,j} - w_{i-1,j} - w_{i+1,j})] \quad (\text{a.9.47})$$

$$M_{xy} = \frac{D(1-\nu)}{4\lambda^2} [(w_{i+1,j-1} + w_{i-1,j+1}) - (w_{i-1,j-1} + w_{i+1,j+1})] \quad (\text{a.9.48})$$

Si obtenemos a $u(x,y)$ como función intermedia (que es la solución de la ecuación diferencial de Poisson (a.9.33):

$$u_{i,j} = \frac{D}{\lambda^2} [4w_{i,j} - w_{i-1,j} - w_{i+1,j} - w_{i,j-1} - w_{i,j+1}] \quad (\text{a.9.49})$$

Las funciones de Cortante se simplifican a:

$$V_x = \frac{u_{i,j,j} - u_{i-1,j}}{2\lambda} \quad (a.9.50)$$

$$V_y = \frac{u_{i,j+1} - u_{i,j-1}}{2\lambda} \quad (a.9.51)$$

A continuación se presenta un programa para análisis de placas rectangulares con ejes de simetría o no, para la condición de bordes empotrados y apoyos intermedios libres:

APÉNDICE 10:

ANÁLISIS DE VIGAS CON CARGA LATERAL APOYADAS SOBRE FUNDACIÓN LINEALMENTE ELÁSTICA:

El Análisis de vigas prismáticas con eje de simetría en el plano de la flexión, se obtiene a partir de la teoría clásica de Resistencia de materiales, de donde se sabe que para deformaciones "pequeñas" (Cuando para la deflexión $u(x)$ se cumple que: $\sin \theta \approx \tan \theta = du/dx \approx 0 \approx \theta$), se tiene que la curvatura κ de u cumple (R4), (R22):

$$\frac{-M(x)}{EI} = \kappa = \frac{d^2u/dx^2}{\left[1 + (du/dx)^2\right]^{3/2}} \approx \frac{d^2u}{dx^2}$$

es decir:

$$\frac{-M(x)}{EI} = \frac{d^2u}{dx^2} \quad (\text{a.10.1})$$

Además, sabiendo que la función de carga lateral w :

$$w(x) = \frac{dV}{dx} \quad (\text{a.10.2})$$

y que la función de Cortante

$$V(x) = \frac{dM}{dx} \quad (\text{a.10.3})$$

Substituyendo (a.10.1) en (a.10.3):

$$V(x) = -EI \frac{d^3u}{dx^3} \quad (\text{a.10.4})$$

y (a.10.4) en (a.10.2) resulta:

$$w(x) = -EI \frac{d^4u}{dx^4}$$

Esta ecuación en la forma:

$$\frac{d^4u}{dx^4} = \frac{-w(x)}{EI} \quad (\text{a.10.5})$$

es la ecuación diferencial de la barra sujeta a flexión por carga lateral; y aunque su rigidez a flexión EI puede ser variable, la supondremos constante (viga de sección transversal constante).

Para el caso $w(x) = w_0$ (carga uniformemente repartida)

La solución de (a.10.5) es de la forma: $u = u_c + u_p$; donde:

$$u_c = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + c_4 x^3 ; u_p = c_5 x^4 \quad (\text{a.10.6})$$

como:

$$D^4(u_p) = 24 c_5 = -w_0/EI \rightarrow c_5 = -w_0/(24 EI) \quad (a.10.7)$$

∴ La deflexión u de la viga antes definida con longitud L , bajo carga lateral uniformemente repartida w_0 queda expresada como:

$$u(x) = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + c_4 x^3 - \frac{w_0}{24 EI} x^4 \quad (a.10.8)$$

donde: c_1, \dots, c_4 se determinan a partir de cuatro cualesquiera de las siguientes condiciones de frontera:

$$u(0), u'(0) = \theta(0), u''(0) = -M(0)/EI, u'''(0) = -V(0)/EI, \text{ y} \quad (a.10.9)$$

$$u(L), u'(L) = \theta(L), u''(L) = -M(L)/EI, u'''(L) = -V(L)/EI, \quad (a.10.10)$$

Las condiciones de frontera citadas dependen en cualquier caso del tipo de apoyo de la viga; así por ejemplo para:

apoyo simple en el extremo $x=0$ se debe tener:

$$u(0) = 0 = u''(0) \quad (a.10.11)$$

apoyo de empotramiento en $x=0$:

$$u(0) = 0 = u'(0) \quad (a.10.12)$$

extremo libre en $x=0$:

$$u''(0) = 0 = u'''(0) \quad (a.10.13)$$

Para el caso en que la viga se apoya sobre el suelo como sucede en una contratrabe, se supone que el suelo se comporta como un medio continuo linealmente elástico que responde solo a compresión; sin embargo, es difícil modelar un medio continuo semiinfinito bidimensional como se podría suponer al suelo, interactuando con la viga que es en realidad otro medio continuo aunque unidimensional. Para tratar de subsanar lo anterior, usualmente se supone al suelo como una "cama" de resortes colocados cada uno bajo los puntos de interés de la viga; tal idea conocida como hipótesis de Winkler (Aunque parece que ya L. Euler la había estudiado) (R45).

El efecto bajo esta hipótesis de comportamiento difiere de la del continuo semiinfinito, ya que para una carga puntual aplicada en un punto i cualquiera de la viga, provocará solo deflexión en ese punto según la primera, mientras que para la segunda, la deflexión se extenderá en orden decreciente en la vecindad del punto de aplicación (R45). Además, en realidad el comportamiento del suelo difiere mucho en comparación con el medio continuo semiinfinito, pues para cargas permanentes superiores a la carga de consolidación natural, inevitablemente habrá deformaciones plásticas (consolidación); y por tanto la hipótesis de Winkler solo se aproximará para suelos bajo cargas contenidas en la curva de recompresión (la cual en el caso de suelos cohesivos es mucho más sensible que para los friccionantes) y esto último solo es posible en cimentaciones compensadas y sobrecompensadas preferentemente sobre suelos friccionantes (R29).

Sin embargo, a pesar de sus limitaciones esta teoría es valiosa como una aproximación al comportamiento real suelo-viga debido a la relativa facilidad con que se incluye en el modelo matemático para su análisis.

Se han realizado pruebas de placa en distintos tipos de suelo con el fin de determinar los módulos de rigidez que permitan ajustar los resultados experimentales con los derivados del empleo de la hipótesis. A continuación se muestra una lista (R36):

TIPO DE SUELO	VALOR DE k_s [kg/cm ³]
FANGO	0.13 - 0.38
ARENA SUELTA ($N_s = 3-9$)	1.20 - 3.60
ARENA MEDIA ($N_s = 9-30$)	3.60 - 12.00
ARENA COMPACTA ($N_s = 30-50$)	12.00 - 24.00
GRAVA FINA C/ARENA FINA	8.00 - 10.00
GRAVA MEDIA C/ARENA FINA	10.00 - 12.00
GRAVA MEDIA C/ARENA GRUESA	12.00 - 15.00
GRAVA GRUESA C/ARENA GRUESA	15.00 - 20.00
GRAVA GRUESA ESTRATIFICADA	20.00 - 40.00
* ARCILLA BLANDA ($q_u = 0.25-0.50$)	0.16 - 0.33
* ARCILLA MEDIA ($q_u = 0.50-2.00$)	0.33 - 1.00
* ARCILLA COMPACTA ($q_u = 2.00-4.00$)	1.00 - 2.00
ARCILLA MARGOSA ($q_u = 4.00-10.00$)	8.00 - 21.00
MARGA ARENOSA RÍGIDA	21 - 44
ARENA DE MIGA Y TOSCO	22 - 110
MARGA	22 - 2200
CALIZA MARGOSA ALTERADA	150 - 220
CALIZA SANA	885 - 36000
GRANITO INTEMPERIZADO	30 - 9000
GRANITO SANO	1700 - 3600

N_s = no. de golpes en prueba de penetración estándar

* Dados para cargas permanentes que produzcan consolidación

Para incluir la reacción del suelo en el modelo de la viga simple de la ecuación (a.10.5), se considera como una carga repartida que es directamente proporcional al módulo de rigidez del suelo, al ancho de la viga y a la deflexión (elástica) del punto considerado; lo cual es análogo a considerar la reacción como el empuje ascendente en la viga que flota en un líquido con densidad de igual magnitud al módulo de rigidez k ; por lo que a esta hipótesis se le conoce también como de la viga flotante.

es decir que la reacción del suelo F en cualquier punto i de la viga será:

$$F_i = k_s b u_i \quad (\text{a.10.14})$$

que incluida en la ecuación (a.10.5) y considerando el sentido positivo de la deflexión (hundimiento) positivo hacia abajo resulta:

$$\frac{d^4 u}{dx^4} = \frac{w(x) - k_b u(x)}{EI} \quad (\text{a.10.15})$$

haciendo $k_b = q$; y reacomodando términos

$$EI \frac{d^4 u}{dx^4} + q u = w \quad (\text{a.10.16})$$

para resolver la ecuación homogénea de (a.10.7) (cuando $w(x) = 0$) hacemos:

$$\beta = \left(\frac{q}{4 EI} \right)^{1/4} \quad (\text{a.10.17})$$

quedando como:

$$\frac{d^4 u}{dx^4} + 4 \beta^4 u = 0 \quad (\text{a.10.18})$$

Cuya ecuación asociada es:

$$m^4 + 4\beta^4 = (m^2 - 2\beta m + 2\beta^2)(m^2 + 2\beta m + 2\beta^2) = 0$$

y raíces:

$$m_1 = \beta + i\beta, \quad m_2 = \beta - i\beta, \quad m_3 = -\beta + i\beta, \quad m_4 = -\beta - i\beta$$

de donde la solución homogénea es:

$$u_c = e^{\beta x}(c_1 \sen \beta x + c_2 \cos \beta x) + e^{-\beta x}(c_3 \sen \beta x + c_4 \cos \beta x) \quad (\text{a.10.19})$$

para el caso en que $w = w_0 = \text{cte.}$ hacemos:

$$\frac{d^4 u}{dx^4} + 4 \beta^4 \left(u - \frac{w_0}{q} \right) = 0 \quad (\text{a.10.20})$$

que tiene como solución particular:

$$u_p = w_0/q$$

por lo tanto la solución completa de (a.10.20) es (R45), (R26):

$$u = \frac{w_0}{q} + e^{\beta x}(c_1 \sen \beta x + c_2 \cos \beta x) + e^{-\beta x}(c_3 \sen \beta x + c_4 \cos \beta x) \quad (\text{a.10.21})$$

derivando sucesivamente (a.10.21) obtenemos:

$$\frac{du}{dx} = \theta(x) = \beta e^{\beta x} [(c_1 - c_2) \operatorname{sen} \beta x + (c_1 + c_2) \operatorname{cos} \beta x] + \beta e^{-\beta x} [-(c_3 - c_4) \operatorname{sen} \beta x + (c_3 + c_4) \operatorname{cos} \beta x] \quad (\text{a.10.22})$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI} = 2\beta^2 e^{\beta x} [-c_2 \operatorname{sen} \beta x + c_1 \operatorname{cos} \beta x] + 2\beta^2 e^{-\beta x} [c_4 \operatorname{sen} \beta x - c_3 \operatorname{cos} \beta x] \quad (\text{a.10.23})$$

$$\frac{d^3u}{dx^3} = \frac{-V(x)}{EI} = 2\beta^3 e^{\beta x} [-(c_1 + c_2) \operatorname{sen} \beta x + (c_1 - c_2) \operatorname{cos} \beta x] + 2\beta^3 e^{-\beta x} [(c_3 - c_4) \operatorname{sen} \beta x + (c_3 + c_4) \operatorname{cos} \beta x] \quad (\text{a.10.24})$$

En las ecuaciones (a.10.21) a (a.10.24); $\theta(x)$, $M(x)$ y $V(x)$ representan las funciones de pendiente, Momento flexionante y fuerza Cortante de la viga respectivamente. Mientras que la función de reacción del suelo está dada por:

$$F(x) = k_s b u(x) = q u(x) \quad (\text{a.10.25})$$

Aunque el caso más general que se presenta en la práctica es el correspondiente al de carga uniformemente repartida, mediante las ecuaciones anteriores se pueden considerar distintas condiciones de frontera; sin embargo, cuando hay variaciones dentro de la viga, las soluciones cerradas son complicadas y difíciles de obtener; además puede suceder que las deflexiones sean negativas lo que indica que la viga se levanta del suelo dejando de actuar sobre la viga, por lo que el modelo de la ecuación (a.10.15) ya no representa el verdadero comportamiento del problema en ese tramo, sino la ecuación (a.10.5). Debido a lo anterior, se resuelve la ecuación (a.10.26), mediante el método de diferencias finitas que permite considerar la variación de cargas dentro de la viga; y emplear en combinación un método numérico que solucione la ecuación (a.10.15) o (a.10.5) según corresponda al punto analizado (lo que equivale a emplear un módulo de reacción variable). A continuación se muestra el listado del programa que resuelve la ecuación:

$$\frac{d^4u}{dx^4} = \frac{w(x) - krs u}{EI} \quad (\text{a.10.26})$$

bajo la condición:

$$krs = 0 \Leftrightarrow v < 0 \quad \text{y} \quad krs = b k_s \Leftrightarrow v \geq 0 \quad (\text{a.10.27})$$

que referida a cualquier punto i queda como:

$$\frac{d^4u_i}{dx^4} = u_{i-2} - 4 u_{i-1} + 6 u_i - 4 u_{i+1} + u_{i+2} = \frac{w_i - krs u_i}{EI} \quad (\text{a.10.28})$$

De la cual se despeja el valor u_i quedando en función de los valores vecinos y del propio obtenidos del cálculo anterior; es decir como fórmulas de recurrencia que se evalúan cíclicamente hasta que sus valores se estabilizan resultando despreciable su diferencia con los del ciclo antecedente.

APÉNDICE 11:

ANÁLISIS DE PLACAS RECTANGULARES ISÓTROPAS SOBRE FUNDACIÓN LINEALMENTE ELÁSTICA:

Dentro de la gran variedad de estructuras que se emplean como cimentaciones, destacan las losas o placas de cimentación, incluidos los cajones de cimentación, ya que son placas rigidizadas mediante parrillas formadas por traveses; así como las triditosas de cimentación; pues a diferencia del resto como zapatas, contratraveses, pilotes, etc. las primeras dada su alta hiperestaticidad, resuelven el problema de la transmisión de cargas (y esfuerzos) de la superestructura al suelo a manera de que este sea capaz de soportarlas con seguridad, y especialmente en el caso de suelos "blandos" (con baja resistencia al esfuerzo cortante). La razón es obvia pues para un sistema de cargas dado, todas se distribuyen sobre una superficie relativamente grande lo cual hace que los esfuerzos que se transmitan al suelo soportante y por lo tanto los esfuerzos con que reaccione el suelo, sean mínimos comparados a los que resultarían empleando algún otro tipo de cimentación. Así mismo las placas de cimentación permiten disminuir grandemente los hundimientos diferenciales, no solo producidos por la diferencia de presiones de descarga de uno a otro apoyo, sino también por la variación natural de las propiedades mecánicas del suelo de uno a otro punto (R29).

El problema a resolver en toda cimentación es: "¿Cómo se deformará una cimentación dada bajo el sistema de cargas correspondiente, que estara soportada por un suelo definido por el promedio de algunas propiedades mecánicas evaluadas, si necesariamente sus deformaciones deben coincidir con las del suelo; y ya conocidas como determinar los esfuerzos o los elementos mecánicos que sufre, con lo cual finalmente poder dimensionarlo de tal forma que resista el sistema de cargas dado, sin que el suelo soportante falle por resistencia ni presente deformaciones inadmisibles?" (R41).

La última parte del problema es similar para cualquier cimentación, ya que para evitar la falla (por resistencia y servicio) del suelo, para una cimentación propuesta deberá revisarse previamente que la capacidad de carga del suelo (resistencia mecánica del suelo) sea mayor al esfuerzo factorizado promedio que le descarga la cimentación; esto último dependiendo del tipo de suelo se evalúa con las expresiones de Terzaghi, Skempton o Meyerhoff (R29). Mientras que para los hundimientos se revisa que los calculados no rebasen los permisibles (establecidos en los reglamentos (R15)); esto último se puede hacer empleando la cartas de Newmark y Boussinesq (R29) para determinar la distribución de esfuerzos en cada plano promedio para cada estrato y con estos evaluar las fórmulas de consolidación unidimensional para el cálculo de hundimientos totales (R29).

En tanto que para la primer parte del problema, en el caso de zapatas aisladas se puede despreñar el cálculo de deformaciones compatibles, bastando emplear la presión neta de reacción (presión total de descarga - presión de la base de zapata) considerándose como carga ascendente uniformemente repartida, actuando sobre una viga ancha en voladizo (extremo libre de zapata empotrada al paño del dado de la misma o de la columna) obteniendo sus elementos mecánicos como isostática, mismos con los que se dimensiona (R36).

Para el caso de zapatas corridas y contratraveses, el método anterior se aplica en la dirección corta, mientras que en la dirección larga debe analizarse como una viga continua bajo las cargas de muros o columnas, apoyada en el suelo en cuestión; sin embargo las funciones de reacción y deformación del suelo en un punto dado no solo dependen de las propiedades mecánicas del suelo, sino además de la carga que actúa en dicho punto e inclusive de las cargas en la vecindad del mismo. Debido a la dificultad para evaluar tales funciones, se busca simplificarlas haciendo las siguientes suposiciones:

El suelo actúa como un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico; es decir que sus propiedades mecánicas son las mismas para cada punto, además que estas son iguales en cualquier dirección y que sus deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos a que está sometido (22). Además, debido a su extensión semiinfinita, solo son de interés las deformaciones normales a la superficie libre (hundimientos) y los correspondientes esfuerzos. Lo anterior reduce el problema al análisis de vigas sobre fundación linealmente elástica, descrito en el apéndice 10.

Finalmente para el caso de placas, losas, tridillosas y cajones de cimentación, la primera parte del problema de diseño es más difícil, ya que su análisis debe realizarse en ambas direcciones como viga continua haciendo compatibles los desplazamientos en cada dirección, pero no solo considerando flexión y cortante en cada dirección, sino además la torsión; lo cual implica considerar a la placa como tal bajo el sistema de cargas correspondiente (cargas normales a su plano), apoyado en el suelo de soporte. Ya que el análisis de la placa en sí es bastante más complicado que el de la viga, es necesario considerar las hipótesis de comportamiento del suelo con lo cual el problema se reduce al análisis de placas sobre fundación linealmente elástica. Sin embargo para el caso de cajones de cimentación o aún losas de concreto reforzadas ortogonalmente de manera distinta, considerando rigideces distintas para cada dirección, complicando aún más el modelo matemático de comportamiento, que correspondería al análisis de placas ortotrópicas (24).

En este caso supondremos que las rigideces de placa son las mismas limitándonos pues al análisis de placas isótropas cuyo modelo matemático está dado por la ecuación biarmónica de Lagrange (ver apéndice 9):

$$\nabla^4 w = -q(x,y)/D \quad (a.11.1)$$

donde:
w = hundimiento de la placa (w < 0) [cm]

$$\nabla^4 w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

$$D = \frac{E h^3}{12 (1-\nu^2)} \text{ [kg-cm}^2\text{/cm]}$$

q(x,y) = la función de carga total por unidad de área que soporta la placa.

Si $p(x,y)$ representa la función de descarga (cargas debidas a la superestructura y a la propia placa) e introduciendo la función de reacción del suelo $r(x,y)$ como parte de la carga, tenemos

$$\nabla^4 w = -(p - r_s)/D \quad (\text{a.11.2})$$

Evaluando la reacción del suelo como:

$$r_s(x,y) = K_s w(x,y) \quad (\text{a.11.3})$$

donde:

$$K_s = 0 \text{ si } w > 0 \text{ (levantamiento de la placa)}$$

$$K_s = K_R \text{ si } w < 0 \text{ (hundimiento de la placa)}$$

siendo K_R = módulo de reacción del suelo [kg/cm³]

substituyendo (a.11.3) en (a.11.2) resulta:

$$\nabla^4 w = \frac{K_s w - p}{D} \quad (\text{a.11.4})$$

cuyas condiciones de frontera pueden ser:

a) borde empotrado:

b. paralelo a y:

$$\frac{\partial w}{\partial x} = 0 = \theta(x), \quad M_{xy} = 0 \quad (\text{a.11.5})$$

b. paralelo a x:

$$\frac{\partial w}{\partial y} = 0 = \theta(y), \quad M_{xy} = 0 \quad (\text{a.11.6})$$

b) borde libre:

b. paralelo a y:

$$M_y = 0 \Rightarrow \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{a.11.7})$$

$$V_x = 0 \Rightarrow \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0 \quad (\text{a.11.8})$$

$$R_x = 0 \Rightarrow V_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = 0 \quad (\text{a.11.9})$$

por lo que la ecuación (a.11.8) es redundante ya que:

$$R_x = -D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[-D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] = -D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right] = 0 \quad (\text{a.11.10})$$

quedando finalmente como condiciones:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{a.11.11})$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = 0 \quad (\text{a.11.12})$$

b. paralelo a x:

$$M_x = 0 \quad (\text{a.11.12})$$

$$R_y = 0 \quad (\text{a.11.13})$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{a.11.14})$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0 \quad (\text{a.11.15})$$

La ecuación (a.11.4) como es de esperarse, no tiene solución analítica (R43) (R45) y se requiere del empleo de métodos numéricos para la solución de cada caso particular (R45), (R25). A continuación se lista un programa que resuelve la ecuación diferencial (a.11.4), para la función de carga $p(x,y)$ variable, condiciones de frontera variable y acoplado empotramientos intermedios para simular la presencia de contratabes, definiendo tableros; empleando el método de diferencias finitas, ya descrito anteriormente.

Nota: Dado que las incógnitas del sistema de ecuaciones simultáneas se resuelven mediante fórmulas de recurrencia, el programa emplea la condición estática global:

$$\int_A p(x,y) dA = \int_A r_s(x,y) dA \quad (\text{a.12.16})$$

donde

A = área de la placa

como medio para conocer la aproximación a la solución final en cada ciclo de iteración, así como para acelerar la convergencia de la misma en ciclos posteriores.

APÉNDICE 12

ANÁLISIS DE PARRILLAS CONSIDERANDO DEFORMACIONES POR CORTANTE:

Usualmente varias estructuras tales como vigas, marcos y parrillas están formadas por miembros cuyas longitudes son comparablemente grandes contra sus dimensiones transversales, por lo que para fines de análisis sólo son importantes las deformaciones debidas a flexión; pues aunque existen deformaciones debidas también al cortante para todo elemento que cargas transversales a su eje, estas no son tan importantes. Así pues para el análisis de parrillas donde para cualquiera de sus elementos se cumple la relación empírica: Longitud/peralte ≥ 6 (R16), se acepta que sólo las deformaciones por flexión sean importantes quedando la matriz de rigidez S_m del miembro en sus propias coordenadas como (R23):

$$S_m = \begin{bmatrix} \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI_y}{L} & \frac{-6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & \frac{-6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{-6EI_y}{L^2} & \frac{-12EI_y}{L^3} \\ \hline -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI_y}{L} & \frac{-6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{-12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} \end{bmatrix} \quad (a.12.1)$$

siendo:

E = módulo de elasticidad

G = módulo de rigidez

I_x = constante de torsión de Saint-Venant para la secc. transversal

I_y = momento de inercia de la sección con respecto al eje de flexión

L = longitud del miembro

Sin embargo, la matriz anterior deja de describir el comportamiento de los miembros de una parrilla, cuando la relación Longitud/peralte se reduce mucho ($L/h < 6$) pues las deformaciones por cortante del elemento comienzan a ser importantes. Para darnos cuenta de esto, obtengamos la flexibilidad F al desplazamiento transversal en el extremo de una viga en cantilever, considerando ambos tipos de deformación (flexión y cortante) resulta:

$$F = \int_0^L \frac{[m(x)]^2}{EI} dx + \int_0^L \frac{f [v(x)]^2}{GA} dx \quad (a.12.2)$$

donde:

f = factor de forma

$m(x)$, $v(x)$: funciones de momento flexionante y cortante de carga unitaria

$$F = \frac{L^3}{3EI_y} + \frac{fL}{GA_x} \quad (\text{a.12.3})$$

Suponiendo ahora una sección rectangular con: $h=b$, $L=10h$, $G=0.4E$

$$f = 1.2 \quad (\text{A5})$$

$$A = b^2$$

$$I_y = \frac{b(b)^3}{12} = \frac{b^4}{12}$$

$$L = 10b$$

$$L/h = 10$$

$$F = \frac{12(10b)^3}{3 E b^4} + \frac{1.2(10b)}{0.4E b^2} = \frac{4000}{E b} + \frac{30}{E b} = \frac{4030}{E b}$$

comparando la proporción de cada término al desplazamiento total:

$$F_{flex} = \frac{4000}{4030} = 99.3\% \text{ de } F, \text{ mientras que } F_{cort} = \frac{30}{4030} = 0.7\% \text{ de } F$$

$$\therefore F_{flex} \approx F$$

Ahora resolviendo para el mismo material, longitud y ancho, pero con $h = 4b$

$$f = 1.2$$

$$A = 4b^2$$

$$I_y = \frac{b(4b)^3}{12} = \frac{16b^3}{3}$$

$$L/h = 10b/4b = 2.5$$

$$F = \frac{(10b)^3}{E 16b^4} + \frac{1.2 (10b)}{0.4E 4b^2} = \frac{62.5}{E b} + \frac{7.5}{E b} = \frac{70}{E b}$$

$$F_{flex} = \frac{62.5}{70} = 89.3\% \text{ de } F, \text{ mientras que: } F_{cort} = \frac{7.5}{70} = 10.7\% \text{ de } F$$

Por lo cual el efecto de cortante debe tomarse en cuenta

En el caso de una viga doblemente empotrada, la flexibilidad el desplazamiento transversal de un extremo debida a carga transversal en el otro, considerando flexión y cortante (obtenida con la misma ecuación (a.12.2)) resulta:

$$F = \frac{L^3}{12Ely} + \frac{fL}{GAx} \quad (a.12.4)$$

Para considerar la deformación por cortante en la matriz de rigidez anterior, obtenemos el parámetro adimensional de cortante:

$$g = \frac{6f Ely}{G Ax L^2} \quad (a.12.5)$$

substituyendo la ecuación (a.12.5) en (a.12.4) queda expresada como:

$$F = \frac{L^3}{12 Ely} + \frac{g L^3}{6 Ely} = \frac{L^3}{12 Ely} (1 + 2g) \quad (a.12.6)$$

por lo que en este caso la rigidez K total al desplazamiento transversal de la viga doblemente empotrada estará dada por:

$$K = \frac{1}{F} = \frac{12 Ely}{L^3 (1+2g)} \quad (a.12.7)$$

De forma similar se obtienen los términos de la matriz de rigidez para miembros de parrilla considerando deformaciones por cortante (R23):

$$S_m = \begin{bmatrix} \frac{Gix}{L} & 0 & 0 & -\frac{Gix}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4Ely (1+g/2)}{L (1+2g)} & \frac{-6Ely}{L^2 (1+2g)} & 0 & \frac{2Ely (1-g)}{L (1+2g)} & \frac{6Ely}{L^2 (1+2g)} \\ 0 & \frac{-6Ely}{L^2 (1+2g)} & \frac{12Ely}{L^3 (1+2g)} & 0 & \frac{-6Ely}{L^2 (1+2g)} & \frac{-12Ely}{L^3 (1+2g)} \\ -\frac{Gix}{L} & 0 & 0 & \frac{Gix}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2Ely (1-g)}{L (1+2g)} & \frac{-6Ely}{L^2 (1+2g)} & 0 & \frac{4Ely (1+g/2)}{L (1+2g)} & \frac{6Ely}{L^2 (1+2g)} \\ 0 & \frac{6Ely}{L^2 (1+2g)} & \frac{-12Ely}{L^3 (1+2g)} & 0 & \frac{6Ely}{L^2 (1+2g)} & \frac{12Ely}{L^3 (1+2g)} \end{bmatrix} \quad (a.12.8)$$

Para determinar las fuerzas de sujeción (o equivalentes de empotramiento) y poder considerar cargas en medio de los miembros, las fórmulas tradicionales se modifican también, para lo cual se empleará la matriz de transferencia (R33) T_m , la cual se premultiplica con el vector de cargas aplicadas en el punto i del miembro $\{A_m\}$, para obtener las correspondientes cargas de empotramiento $\{A_{e1}$:

$$\{T_m\} \{A_m\} = \{A_{e1}\} \quad (\text{a.12.9})$$

donde:

$$T_m = \frac{1}{1+2g} \begin{bmatrix} \frac{(1+2g)b_1}{L} & 0 & 0 \\ \frac{-b_1^2}{L^3} [3a_1 + b_1 + 2b_1(L/b_1)^2g] & \frac{6a_1 b_1}{L^3} & 0 \\ \frac{-a_1 b_1^2}{L^2} [1 + (L/b_1)g] & \frac{b_1}{L^2} (2a_1 - b_1 - 2gL) & 0 \\ \frac{(1+2g)a_1}{L} & 0 & 0 \\ \frac{-a_1^2}{L^3} [a_1 + 3b_1 + 2a_1(L/a_1)^2g] & \frac{-6a_1 b_1}{L^3} & 0 \\ \frac{a_1^2 b_1}{L^2} [1 + (L/a_1)g] & \frac{a_1}{L^2} (2b_1 - a_1 - 2gL) & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{a.12.10})$$

donde:

a = distancia del apoyo izquierdo al punto i

b = distancia del apoyo derecho al punto i

$$A_m = \begin{bmatrix} M_{x1} = \text{momento torsionante aplicado en } i \\ M_{y1} = \text{momento flexionante aplicado en } i \\ F_1 = \text{fuerza vertical aplicada en } i \end{bmatrix}$$

Como se aprecia en la matriz de transferencia, los ceros de la última columna, indican que los momentos torsionantes están desacoplados del resto de las acciones, y del primer y tercer renglones se tiene que este tipo de momentos de empotramiento son los mismos que para una viga que considere solo deformaciones por flexión.

En el caso de cargas distribuidas, los momentos de torsión se obtienen con las fórmulas dadas en el apéndice 1, para fuerzas transversales distribuidas procederemos similarmente. Para obtener el momento de sujeción del extremo a , aplicamos:

$$M_{e1} = \sum M_{e1} = \frac{1}{1+2g} \sum_{i=1}^n \frac{-P_i b_i^2}{L^3} [3a_1 + b_1 + 2b_1(L/b_1)^2g] \quad (\text{a.12.11})$$

APÉNDICE 14:

ANÁLISIS DE SISTEMAS MURO-MARCO EN EL PLANO POR EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO:

El Método del Elemento finito es actualmente una de las herramientas matemáticas más poderosas para el análisis de sistemas continuos, aplicable no solo en el campo de las estructuras, si no en todas las ramas de la ingeniería; pues lo mismo se emplea para conocer la distribución de temperaturas en un circuito impreso en funcionamiento, que para estudiar la difusión de un gas dentro de otro fluido; o bien para determinar el estado de esfuerzos de un sistema suelo-estructura.etc..

La mayorías de los sistemas físicos continuos son sumamente complejos como para estudiarlos como un todo; es por ello que se ha preferido discretizarlos en unidades llamadas "elementos finitos", cuyo comportamiento individual si se conoce; y que además es posible determinar bajo un estado de acciones, y para ciertas condiciones de frontera dadas. Una vez obtenida la ecuación que gobierna su comportamiento, así como las de otros tantos elementos finitos distintos entre si, que permitan representar todo el continuo, y que estarán dadas en sus respectivos sistemas de referencia y coordenadas correspondientes llamadas grados de libertad; será posible representar el comportamiento de todo el sistema por complejo que sea, ensamblando las ecuaciones de cada elemento finito, "sumando" las contribuciones de cada uno de ellos a una ecuación global, que contendrá los grados de libertad de todos y cada uno de sus elementos, pero transformadas al sistema de referencia global.

Lo anterior nos es familiar en el analisis de estructuras reticulares mediante el método matricial de rigideces, el cual no es mas que un caso particular del método del elemento finito, que ensambla únicamente matrices de rigidez de elementos tipo barra; así pues en el caso particular de analisis planos, también existen matrices de rigidez de elementos placa para esfuerzo plano o deformación plana, mismos que pueden variar en geometría y aumentar en grados de libertad (como los isoparametricos) para obtener mayor exactitud, elementos de rigidez elástica lineal o angular (apoyos elásticos); etc.. Esta variedad de elementos, permiten "modelar" una estructura continua (como un sistema muro-marco) de una manera más precisa que suponiéndola como una estructura reticular, y por lo tanto es posible determinar un comportamiento mas real de la estructura. Este método es tan poderoso que no se limita al analisis estático lineal, si no que puede emplearse para el analisis dinámico no lineal, y hasta modelar problemas en mecánica de la fractura.

Aunque este método no es nuevo, hasta ahora gracias a la disponibilidad de las computadoras, ha sido posible aplicarlo genericamente, ya que la cantidad de ecuaciones a resolver aumenta considerablemente conforme lo hace el número de elementos considerados, pues debido a las simplificaciones hechas en el comportamiento cada elemento finito (campo de desplazamientos), es necesario discretizar la estructura en "suficientes" elementos para que el comportamiento de la estructura se asemeje al real. Lo anterior es una limitante ya que la memoria y el tiempo de proceso requeridos, pueden fácilmente sobrepasar los límites de las computadoras comerciales; sin embargo gracias a la innovación tecnológica, al disponer de computadoras cada vez más poderosas, así como de algoritmos más eficientes este método irá cobrando más fuerza al poder incrementar su exactitud y aplicabilidad en el análisis de estructuras cada vez más complejas (R1).

En seguida obtendremos la matriz de rigideces para el elemento placa triangular de deformación constante, que no obstante de ser uno de los elementos finitos más primitivos, debido a su sencillez se presta para ilustrar el proceso seguido para el resto de los elementos (85).

Consideremos nuestro elemento finito como un triángulo cualquiera que al deformarse permanece con sus lados rectos con seis grados de libertad (dos en cada nudo: u, v), numerando sus vértices del 1 al 3 en sentido antihorario, refiriendo los vértices a un sistema cartesiano $x-y$; a cada vértice corresponderá el par ordenado (x_i, y_i) , así mismo podremos asignar a cada uno un vector de cargas: (P_x, P_y) y un vector de desplazamientos (u, v) referidos al mismo sistema.

1) Aproximando el campo de desplazamientos del elemento: podemos representar el desplazamiento horizontal como el polinomio lineal en x y y :

$$u(x, y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \quad (\text{a.14.1})$$

$$u(x, y) = (1, x, y) (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)^T = [x] \{\alpha\} \quad (\text{a.14.2})$$

evaluando la ecuación (a.14.1) en los vértices:

$$\begin{aligned} u_1 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_1 + \alpha_3 y_1 \\ u_2 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_2 + \alpha_3 y_2 \\ u_3 &= \alpha_1 + \alpha_2 x_3 + \alpha_3 y_3 \end{aligned}$$

es decir:

$$u_i = [x] \{\alpha\}$$

o bien matricialmente:

$$[U] = [X] [A] \quad (\text{a.14.3})$$

de donde:

$$[A] = [X]^{-1} [U] \quad (\text{a.14.4})$$

por lo que:

$$\{\alpha\} = [X]^{-1} \{u\} \quad (\text{a.14.5})$$

siendo

$$[X]^{-1} = \frac{1}{2a} \begin{bmatrix} x_2 y_3 - x_3 y_2 & x_3 y_1 - x_1 y_3 & x_1 y_2 - x_2 y_1 \\ y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.6})$$

donde a es el área del triángulo $= 1/2(\det[X])$.

substituyendo la ecuación (a.14.5) en (a.14.2) obtenemos los desplazamientos horizontales en términos de sus grados de libertad u_i , en lugar de las coordenadas nodales $\{\alpha\}$:

$$u(x, y) = [x][X]^{-1}\{u\} = [N] \{u\} \quad (\text{a.14.7})$$

haciendo:

$$[N] = [x][X]^{-1} \quad (\text{a.14.8})$$

llamada matriz de forma, es decir

$$[N] = (1, x, y) \frac{1}{2a} \begin{bmatrix} x_2 y_3 - x_3 y_2 & x_3 y_1 - x_1 y_3 & x_1 y_2 - x_2 y_1 \\ y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.9})$$

De forma similar para los desplazamientos verticales:

$$v(x, y) = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \quad (\text{a.14.10})$$

podemos obtener por analogía con la ecuación (a.14.7):

$$v(x, y) = [N] \{v_i\} \quad (\text{a.14.11})$$

formando un solo vector de desplazamientos:

$$\begin{bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N & 0 \\ 0 & N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_i \\ V_i \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.12})$$

$$[U]_{2 \times 1} = [N]_{2 \times 6} [U_i]_{6 \times 1} \quad (\text{a.14.13})$$

2) Aplicando las ecuaciones de deformación lineal para un material homogéneo e isótropo en el plano:

ecuaciones de Cauchy (R45):

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (\text{a.14.14})$$

obtenemos:

$$\epsilon_x = \alpha_2, \quad \epsilon_y = \alpha_6, \quad \gamma_{xy} = \alpha_3 + \alpha_5$$

razón por la que se denomina a este elemento de deformación constante

en forma matricial:

$$[\epsilon] = \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [L] [U] \quad (\text{a.14.15})$$

substituyendo la ecuación (a.14.13) en (a.14.15):

$$[c] = [L] [N] [U_1] = [L] \begin{bmatrix} [x][X]^{-1} & 0 \\ 0 & [x][X]^{-1} \end{bmatrix} [U_1] \quad (\text{a.14.16})$$

$$[c] = \begin{bmatrix} \frac{\partial [x]}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial [x]}{\partial y} \\ \frac{\partial [x]}{\partial y} & \frac{\partial [x]}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [X]^{-1} & 0 \\ 0 & [X]^{-1} \end{bmatrix} [U_1] \quad (\text{a.14.17})$$

haciendo:

$$[B] = [L] [N] = \begin{bmatrix} \frac{\partial [x]}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial [x]}{\partial y} \\ \frac{\partial [x]}{\partial y} & \frac{\partial [x]}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [X]^{-1} & 0 \\ 0 & [X]^{-1} \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.18})$$

llamada matriz de esfuerzo-desplazamiento, resultando:

$$[c]_{3 \times 1} = [B]_{3 \times 6} [U_1]_{6 \times 1} \quad (\text{a.14.19})$$

substituyendo las ecuaciones (a.14.2) y (a.14.6) en (a.14.18)

$$[B] = 1/2a \times$$

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} x_2y_3 - x_3y_2 & x_3y_1 - x_1y_3 & x_1y_2 - x_2y_1 \\ y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \end{bmatrix} & 0 \\ 0 & \begin{bmatrix} x_2y_3 - x_3y_2 & x_3y_1 - x_1y_3 & x_1y_2 - x_2y_1 \\ y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

finalmente:

$$[B] = \frac{1}{2a} \begin{bmatrix} y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 \\ x_3 - x_2 & x_1 - x_3 & x_2 - x_1 & y_2 - y_3 & y_3 - y_1 & y_1 - y_2 \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.20})$$

3) Aplicando las ecuaciones de relación esfuerzo-deformación en el plano, obtenemos una relación de la forma (B7):

$$[\sigma] = [D] [\epsilon] \quad (\text{a.14.21})$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = d_1 \begin{bmatrix} 1 & d_2 & 0 \\ d_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (\text{a.14.22})$$

donde para el caso de un estado plano de esfuerzos:

$$d_1 = \frac{E}{1-\mu^2}, \quad d_2 = \mu, \quad d_3 = \frac{1-\mu}{2} \quad (\text{a.14.23})$$

y para un estado de deformación plana:

$$d_1 = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}, \quad d_2 = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad d_3 = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \quad (\text{a.14.24})$$

Mediante el desarrollo de métodos energéticos que involucran la energía potencial de un sistema estructural, se puede demostrar que para cualquier elemento finito, la matriz de rigidez [K] puede obtenerse como (R47) (R11):

$$[K] = \int_{\text{vol}} [B]^t [D] [B] dV \quad (\text{a.14.25})$$

para la placa triangular de espesor constante t y área a :

$$[K] = t \int_{\text{Área}} [B]^t [D] [B] da \quad (\text{a.14.26})$$

para nuestro caso, los elementos de las matrices [B] y [D], son constantes, por lo que finalmente la matriz de rigideces para el elemento triangular de deformación constante se obtiene como:

$$[K] = t a [B]^t [D] [B] \quad (\text{a.14.27})$$

A continuación se lista un programa para análisis de sistemas muro-marco en el plano, empleando el método del elemento finito; el cual además de contener al elemento tipo barra, incluye los elementos tipo placa triangular para los estados de esfuerzo o deformación plana de deformación constante

APÉNDICE 15:

ANÁLISIS DE INESTABILIDAD ELÁSTICA MEDIANTE INTERACCIÓN FLEXIÓN-CARGA AXIAL Y CÁLCULO DE CARGAS CRÍTICAS DE PANDEO EN MARCOS PLANOS:

A diferencia de las estructuras de concreto, la mayor esbeltez de los elementos que componen las estructuras comunes de acero, provoca que estas sean más susceptibles al alcanzar un estado de inestabilidad dentro de su rango elástico de comportamiento, el cual puede presentarse como bifurcación llamado estrictamente pandeo, es decir un cambio súbito en la deformación (caso ideal), o bien presentar una deformación progresiva llamada solamente inestabilidad (caso real); es decir que un elemento esbelto cargado axialmente a compresión llega a cierto límite a partir del cual agota su capacidad de carga presentando grandes deflexiones debido a que la energía de deformación axial (ó de membrana) se convierte en energía de deformación de flexión (R11). Es importante conocer este límite de carga llamada carga crítica de pandeo, no solo para cada elemento, sino para toda la estructura, ya que el comportamiento de los elementos aislados con apoyos ideales es muy distinto a cuando están soportados entre sí cambiando sus condiciones de frontera de ideales a las de apoyos elásticos; así por ejemplo, la carga crítica de pandeo de un marco rectangular de una cruja y un nivel, con apoyos articulados formado por dos columnas iguales y una viga unidos a través de nudos elásticos, sometido a cargas idénticas verticales de compresión en los nodos libres, tiene un valor cuando más, igual a la carga crítica de Euler de la columna para el caso de desplazamiento lateral restringido (R12).

$$P_{cr2} = P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{a.15.1})$$

Lo cual corresponde al caso en que la viga es infinitamente rígida a flexión en el plano del marco; mientras que cuando esta rigidez tiende a ser cero (ausencia de viga) la carga crítica de pandeo del marco disminuye hasta:

$$P_{cr1} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2} = 0.25 P_E \quad (\text{a.15.2})$$

mientras que para la columna aislada doblemente empotrada la carga crítica de pandeo es de:

$$P_{cr \text{ col}} = \frac{\pi^2 EI}{0.25 L^2} = 4 P_E \quad (\text{a.15.3})$$

de donde observamos:

$$P_{cr1} < P_{cr2} = P_E < P_{cr \text{ col}} \quad (\text{a.15.4})$$

comparando los factores de longitud efectiva de la columna en cada caso haciendo:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (\text{a.15.5})$$

obtenemos:

$$k_1 = 2 > k_2 = 1 = k_E > k_{col} = 0.5$$

Esto indica que en lugar de ocurrir el pandeo de cualquier columna al valor calculado como doblemente empotrada, primero se presentará el de todo el marco. Lo cual nos hace pensar en la necesidad de determinar la carga crítica de pandeo en el análisis de marcos (R42), (R51).

Para obtener la menor carga crítica de una estructura (existen varias cargas de pandeo), bajo la cual se alcanza la inestabilidad elástica, y de esta manera conocer las longitudes efectivas reales de cada barra (más aproximadas que las obtenidas mediante el empleo de nomogramas a través de los índices de rotación), pueden obtenerse analizando los diferentes marcos planos que forman la estructura mediante un método que considere el efecto: carga axial-flexión, modificando los elementos de la matriz de rigidez de la estructura (disminuyéndola) y reajustando sus desplazamientos cíclicamente hasta que las cargas axiales obtenidas de la última iteración (n) coincidan con las de la anterior (n-1).

A continuación se muestra la matriz de rigidez modificada para una barra en el plano, mediante las llamadas funciones de estabilidad, las cuales dependen del valor de la carga axial a que esté sometida dicha barra, aunque dicha relación no es lineal (R23):

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} s_1 & \frac{6EI}{L^2} s_2 & 0 & -\frac{12EI}{L^3} s_1 & \frac{6EI}{L^2} s_2 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} s_2 & \frac{4EI}{L} s_3 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} s_2 & \frac{2EI}{L} s_4 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} s_1 & -\frac{6EI}{L^2} s_2 & 0 & \frac{12EI}{L^3} s_1 & -\frac{6EI}{L^2} s_2 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} s_2 & \frac{2EI}{L} s_4 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} s_2 & \frac{4EI}{L} s_3 \end{bmatrix} \quad (a.15.6)$$

Empleando como base este método, se pretende hacer la matriz de rigidez de toda la estructura singular, lo cual representa que la energía elástica de deformación axial (o de membrana) que puede almacenar la estructura se transforma en energía de deformación por flexión. Esto se obtiene al ir incrementando el sistema de cargas que obra en la estructura e ir calculando el determinante de la matriz de rigidez modificada correspondiente (que deberá ser siempre positivo); el cual se observará que tiende a disminuir conforme aumenta el sistema de carga, hasta que para un cierto valor límite el determinante es prácticamente cero (real positivo suficientemente pequeño), y los desplazamientos sean desproporcionadamente grandes; lo cual representa el sistema de carga crítico de pandeo, y su configuración respectivamente.

Funciones de estabilidad (R2D):

FUNCIÓN	COMPRESIÓN		TENSION	
	$k = \sqrt{P/EI}$	$\phi_c = 2 - 2\cos(kL) - kL \sin(kL)$	$\phi_t = 2 - 2\cosh(kL) + kL \sinh(kL)$	
S1		$\frac{(kL)^3 \sin(kL)}{12\phi_c}$		$\frac{(kL) \sinh(kL)}{12\phi_t}$
S2		$\frac{(kL)^2 [1 - \cos(kL)]}{6\phi_c}$		$\frac{(kL)^2 [\cosh(kL) - 1]}{6\phi_t}$
S3		$\frac{kL[\sin(kL) - kL \cos(kL)]}{4\phi_c}$		$\frac{kL[kL \cosh(kL) - \sinh(kL)]}{4\phi_t}$
S4		$\frac{kL[kL - \sin(kL)]}{2\phi_c}$		$\frac{kL[\sinh(kL) - kL]}{2\phi_t}$

Análisis (B5):

Antes de indicar la secuencia del análisis, es importante señalar que el comportamiento del sistema modificado con las funciones de estabilidad sigue siendo lineal mientras que el sistema de carga sea constante, no así cuando este último varía, ya que como se observa: las funciones de estabilidad (la rigidez geométrica), no son directamente proporcionales al sistema de carga [F₀].

El análisis se realiza partiendo de un sistema de carga de referencia inicial: [F₀], para el cual se obtienen los valores de compresión o tensión de las barras [P_i] mediante un análisis convencional; con estos valores se calculan las funciones de estabilidad correspondientes y se modifican las matrices de rigidez de cada miembro y de la estructura total, así mismo se modifican las cargas de sujeción de barras debidas a cargas intermedias; en seguida se analiza la estructura linealmente (para el mismo sistema [F₀]), obteniendo nuevamente cargas axiales que deben acercarse a las primeras calculadas [P₂ ≈ P₁]; repitiéndose este proceso hasta que la diferencia entre las cargas axiales obtenidas y las del ciclo anterior sean prácticamente las mismas [P_n = P_{n-1}] y se obtiene el determinante de la última matriz de rigidez modificada; el cual deberá ser positivo y por supuesto menor al determinante calculado con la matriz de rigidez convencional $0 < |K_m(\lambda_0)| < |K|$. Como deseamos hacer la matriz singular, incrementamos las cargas deseadas con un factor (positivo) λ, obteniendo un nuevo sistema de cargas λ[F₀] para el cual se vuelve a realizar el proceso anterior hasta obtener su determinante final $|K_m(\lambda)| < |K_m(\lambda_0)|$; el cual debe ser menor (positivo) que el del ciclo anterior y mediante el método de bisección se elige un nuevo valor de λ; realizando este proceso cíclicamente hasta que el determinante de la última matriz de rigidez calculada sea nulo (el cero para el valor del determinante inicial) $|K_m(\lambda_c)|$.

El valor final de λ_c así obtenido nos dará el sistema de cargas $\lambda_c\{F_0\}$ para el cual ocurre el pandeo de la estructura analizada, mismo con el que se obtienen cargas axiales, factores de longitud efectiva y relaciones de esbeltez máximas. Los desplazamientos obtenidos $\{D\}(\lambda_c)$ no interesan en magnitud, si no como desplazamientos relativos indicando el modo de falla de esta.

El proceso anterior se resuelve "aproximadamente" en muchos de los programas comerciales de análisis estructural empleando la misma subrutina de cómputo que se usa para determinar las frecuencias y modos de vibrar de un sistema dinámico de varios grados de libertad. A continuación se describe matricialmente este procedimiento remarcando que solo da valores aproximados por razón de suponer que la relación entre la matriz de rigidez geométrica y el sistema de carga es lineal (19).

matriz de rigidez modificada por funciones de estabilidad:

$$[K]_m = [K]_e - [K]_g \quad (a.15.7)$$

donde:

$[K]_e$ = matriz de rigidez elástica original

$[K]_g$ = matriz de rigidez geométrica (considerada positiva)

partiendo del sistema de carga $\{F_0\}$ de referencia, le corresponderá la matriz de rigidez geométrica:

$$[K]_g(\{F_0\}) \quad (a.15.8)$$

por equilibrio:

$$([K]_e - [K]_g(\{F_0\})) \{D\} = \{F_0\} \quad (a.15.9)$$

Suponiendo que la relación de incremento de la matriz de rigidez geométrica con el vector de cargas es lineal (en realidad no es así). Siendo: λ = constante.

$$[K]_g(\lambda\{F_0\}) = \lambda[K]_g(\{F_0\}) \quad (a.15.20)$$

Al incrementar el sistema de carga λ veces:

$$([K]_e - \lambda[K]_g(\{F_0\})) \{D\} = \lambda\{F_0\} \quad (a.15.21)$$

cuando se anula la capacidad de carga del sistema (rigidez) ocurre:

$$([K]_e - [K]_g(\lambda_c\{F_0\})) \{D\} = \{0\} \quad (a.15.22)$$

de donde:

$$([K]_e - \lambda_c[K]_g) \{D\} = \{0\} \quad (a.15.23)$$

Como la única solución sería la trivial $\{D\} = \{0\}$ y esta no interesa, solo existe solución si $[K]_m$ es singular:

$$\Rightarrow |[K]_e - \lambda_c[K]_g| = |K_m| = 0 \quad (a.15.24)$$

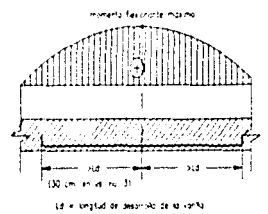
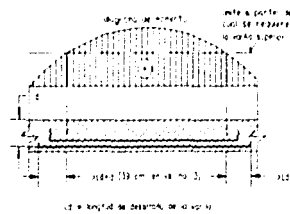
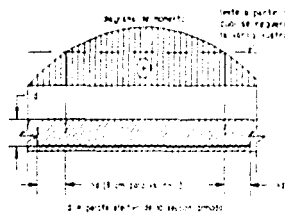
Lo cual equivale a resolver un problema de valores característicos, cuyos valores (λ_c), son los factores que aplicados a $\{F_0\}$ dan las cargas críticas de pandeo $\lambda_c\{F_0\}$ de la estructura, y los vectores principales asociados $\{D\}(\lambda_c)$ son los correspondientes modos (o configuraciones) de pandeo.

APÉNDICE 20:

REQUISITOS DE ANCLAJE PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO SEGÚN LAS NTC-CONCRETO:

REQUISITOS DE ANCLAJE DE REFUERZO EN CONCRETO REFORZADO DE ACUERDO A LAS NTC-ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL RCDF-87

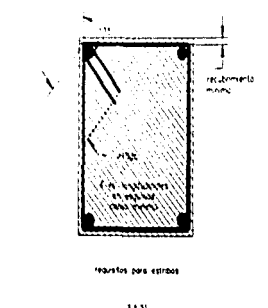
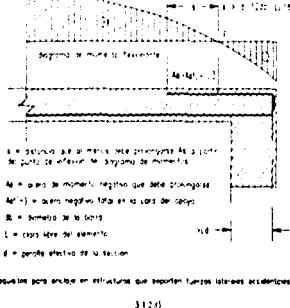
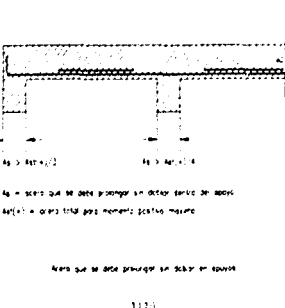
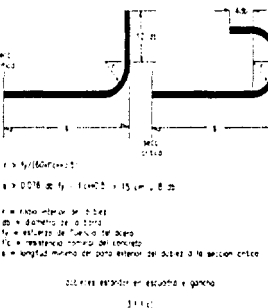
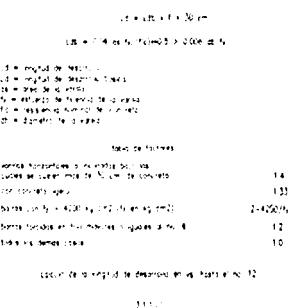
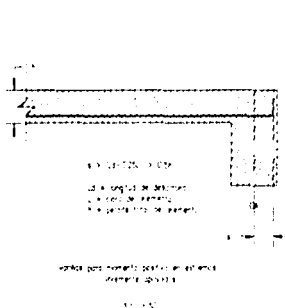
APÉNDICE 20 DE TESIS ING. CIVIL FCO JAVIER ESPINO RODRIGUEZ



Se requiere que el concreto no sea de calidad inferior al especificado en el RCD-87

Se requiere que el concreto no sea de calidad inferior al especificado en el RCD-87

Se requiere que el concreto no sea de calidad inferior al especificado en el RCD-87



3112

3113

3114

FUENTES DE INFORMACIÓN:

- A1) Arce León, Carlos
Apuntes de la materia: "Diseño de Estructuras"
7o. semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1990
- A2) Castañón Ferretiz, Jorge
Apuntes de la materia: "Análisis de Estructuras II"
8o. semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1991
- A3) Lizárraga Gaudry, Ignacio
Apuntes de la materia: "Estructuras Isostáticas"
3er. semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1988
- A4) Jara López, Manuel
Apuntes de la materia: "Mecánica de Suelos I"
6o. semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1989
- A5) Moreno Fierros, Francisco Javier
Apuntes de la materia: "Análisis de Estructuras I"
6o. Semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1989
- A6) Moreno Fierros, Francisco Javier
Apuntes de la materia: "Diseño de Estructuras de Concreto"
8o. Semestre Ing. Civil
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1991
- A7) Palencia Gómez, J. Víctor
Apuntes de la materia: "Modelos Matemáticos para Sistemas Dinámicos"
8o. Semestre Carrera: Matemáticas Aplicadas a Computación
E.N.E.P. Acatlán U.N.A.M., 1991
- B1) León Vázquez, Amado
Apuntes de la materia: "Álgebra Lineal" (propedéutico Matemáticas)
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N., 1993
- B2) León Vázquez, Amado
Apuntes de la materia: "Matemáticas II"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N., 1994
- B3) López Ríos, Jorge
Apuntes de la materia: "Análisis Numérico I"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N., 1996

- B4) Magdaleno Domínguez, Carlos
Apuntes de la materia: "Propedeúutico estructuras"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N. 1993
- B5) Moreno, Miguel
Apuntes de la materia: "Mecánica Estructural II"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N., 1996
- B6) Padilla Alonso, Salvador
Apuntes de la materia: "Análisis Estructural I"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N. 1994
- B7) Ruíz Sibaja, Alejandro
Apuntes de la materia: "Mecánica Estructural I"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N. 1995
- B8) Silva Ballesteros Jorge
Apuntes de la materia: "Análisis Estructural II"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N., 1994
- B9) Silva Ballesteros Jorge
Apuntes de la materia: "Dinámica Estructural"
Maestría en Ciencias con especialidad en Estructuras
U.P. Zacatenco I.P.N. 1996

- R23) Gere M. James & Weaver, William
"Matrix Analysis of Framed Structures"
 Van Nostrand. New York, U.S.A. 1980
- R24) González C., Oscar y Robles F., Francisco
"Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado"
 Limusa. D.F. México 1985; 3a. edición
- R25) Griffiths, D.V. & Smith, I.M.
"Numerical Methods for Engineers, a programming approach"
 Blackwell Scientific publications. London, England 1991
- R26) Hetényi, M
"Beams on Elastic Foundation"
 Ann Arbor. Michigan U.S.A. 1974
- R27) Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
"Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las N.T.C. para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF. ES-2"
 México 1991
- R28) Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
"Manual de Construcción en Acero, tomo I"
 Limusa. D.F. México.
- R29) Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso
"Mecánica de Suelos tomo II"
 Limusa. D.F. México 1987
- R30) Kreyszig, Erwin
 trad. Pérez Castellanos, José H.
"Matemáticas avanzadas para Ingeniería"
 Limusa. D.F. México 1990
- R31) Leithold, Louis
 trad. Vega F., Juan Carlos
"El Cálculo con geometría analítica"
 Harla. D.F. México 1987
 5a. edición
- R32) Lizárraga Gaudry, Ignacio
"Estructuras Isostáticas"
 McGraw Hill. Edo. de México, México 1991
- R33) López Ríos, Jorge y De la Orta Gamboa, Saúl
"Análisis Matricial Avanzado de Estructuras Reticulares parte-I (análisis estático)"
 Secc. de Graduados y de Inv. Científica y Tecnológica E.S.I.A. I.P.N.
 México 1977
- R34) Luthe, Rodolfo; Olivera, Antonio y Schutz, Fernando
"Métodos Numéricos"
 Limusa. D.F. México 1986

- R35) McCormac, Jack
trad. Segurajauregui G., Luciano
"Diseño de Estructuras Metálicas"
Alfaomega. D.F. México 1991
- R36) Meli Piralla, Roberto
"Diseño Estructural"
Limusa. D.F. México 1989
- R37) Moreno Fierros, Fco. Javier
"Una aplicación del análisis de Fourier en dinámica estructural"
Tesis de licenciatura en Ingeniería Civil,
E.N.E.P. Acatlán, U.N.A.M; Estado de México, Méx. 1988
- R38) Panero, Julius; Zelnik, Martin
trad. Castán, Santiago
"Las Dimensiones humanas en los espacios interiores, estándares antropométricos"
Gustavo Gili. D.F. México 1989
4a. edición
- R39) Park, R; Gamble, W.L.
trad. García Ferrer, Carlos
"Losas de Concreto reforzado"
Limusa. D.F. México 1994
- R40) Paz, Mario
"Structural Dynamics, Theory and Computation"
Van Nostrand Reinhold. New York, U.S.A. 1985
- R41) Peck, Ralph; Hanson, Walter y Thornburn, Thomas
trad. Lepe Saucedo, Jose Luis
"Ingeniería de Cimentaciones"
Limusa. D.F. México 1994
- R42) Timoshenko, Stephen
trad. Varela Gil, J.
"Teoría de la estabilidad elástica"
Ediar. Buenos Aires, Argentina. s.f.
- R43) Timoshenko, Stephen & Woinowsky-Krieger
"Theory of Plates and Shells"
McGraw-Hill Kogakusha. Tokyo Japan, 1959
- R44) Thomson, William
trad. Rincon Castell, Humberto
"Teoría de Vibraciones, aplicaciones"
Prentice Hall, D.F. México 1981
- R45) Volterra, Enrico
"Advanced Strength of Materials"
Van Nostrand Reinhold. U.S.A. s.f.

FUENTES BIBLIOGRÁFICAS:

- R1) Arnal, L.; Betancourt, Max
"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ilustrado y comentado"
Trillas. D.F. México 1991
- R2) Bazán Zurita, Enrique y Meli Piralla, Roberto
"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
Limusa. D.F. México 1995
- R3) Beer, Ferdinand y Johnston, Russell.
trad. Ayala, Ma. Dolores
"Mecánica Vectorial para Ingenieros, Dinámica"
McGraw Hill. D.F. México 1986
4a. edición
- R4) Beer, Ferdinand y Johnston, Russell.
trad. Ayala, Ma. Dolores
"Mecánica Vectorial para Ingenieros, Estática"
McGraw Hill, D.F. México 1986
4a. edición
- R5) Bresler, Boris.
trad. Martínez R., Enrique
"Diseño de estructuras de Acero"
Limusa. D.F. México 1988
- R6) Burden, Richard y Faires, Douglas.
trad. Mochon, Simón
"Análisis Numérico"
Iberoamérica. D.F. México 1985
- R7) Carnahan, Brice; Luthers, H.A. & Wilkers, James O.
"Applied Numerical Methods"
John Wiley & Sons. New York, U.S.A. s.f.
- R8) Castillo Martínez, Heberto
"Análisis y Diseño Estructural"
Representaciones y Servicios de Ingeniería. D.F. México 1976
- R9) Clough W., Ray & Penzien, Joseph
"Dynamics of Structures"
McGraw-Hill Singapore, Civil Engineering Series. Singapore. 1986
- R10) Colindres S., Rafael
"Dinámica de suelos y estructuras, aplicadas a la ingeniería sísmica"
Limusa. D.F. México 1983
- R11) Cook, Robert D.
"Concepts and Applications of finite element analysis"
John Wiley & Sons. New York, U.S.A. 1981
2nd. edition

- R12) De Buen López de Heredia, Oscar
"Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño"
Limusa, D.F. México 1988
- R13) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 18 Septiembre 1989
- R14) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 18 Septiembre 1989
- R15) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 18 Septiembre 1989
- R16) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 23 abril 1990
- R17) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 18 Septiembre 1989
- R18) Departamento del Distrito Federal
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"
Gaceta Oficial del Depto. del Distrito Federal 18 Septiembre 1989
- R19) Departamento del Distrito Federal
"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987"
Centro de actualización profesional "Alfonso Olvera López" del C.I.C.M.
México D.F. 1987
- R20) Dowrick, D.J.
trad. Trigos S., Jose Luis
"Diseño de Estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos"
Limusa, D.F. México 1992
- R21) E. S. I. A. del I.P.N. y Colegio de Ingenieros Civiles de México
"Memorias del Curso de Actualización Profesional del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ESIA-IPN)"
D.F. México 1993.
- R22) Gere M, James; Timoshenko, Stephen
trad. García G., José
"Mecánica de materiales"
Iberoamérica, D.F. México 1986
2a. edición

- R46) Wakabayashi, Minoru; Martínez R., Enrique
trad. Pavón Rodríguez, Víctor Manuel
"Diseño de Estructuras Sismorresistentes"
McGraw Hill, D.F. México 1988
- R47) Zienkiewicz, O.C.; Taylor R.L.
trad. Cervera Ruiz, Miguel
"El Método de los Elementos Finitos, volumen I"
McGraw Hill interamericana de España. Barcelona España, 1994
4a. Edición
- R48) Zill, Dennis
trad. Cofré Matta, Alvaro
"Ecuaciones diferenciales con aplicaciones"
Iberoamérica. D.F. México 1982