

89



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA INGENIERÍA CIVIL

T E S I S :
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

LÁZARO MEZA PÉREZ



297301

MÉXICO, D.F.

2001.



Universidad Nacional
Autónoma de México



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
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/086/01

Señor
LÁZARO MEZA PÉREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL ANGEL RODRÍGUEZ VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL, DESDE EL PUNTO DE VISTA
DE LA INGENIERÍA CIVIL"**

- INTRODUCCIÓN**
- I. ACTIVIDADES PREVIAS AL DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL**
 - II. GENERALIDADES**
 - III. ELEMENTOS QUE FORMAN UN EDIFICIO INDUSTRIAL**
 - IV. ESTUDIOS NECESARIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA**
 - V. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO, CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS, SUPERESTRUCTURA**
 - VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**
 - VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**
ANEXO I
ANEXO II
ANEXO III

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria 27 de mayo de 2001
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

AGRADEZCO ESPECIALMENTE A EL INGENIERO MIGUEL ANGEL RODRÍGUEZ VEGA SU VALIOSA AYUDA PARA LA REALIZACIÓN DE ÉSTE TRABAJO ASÍ COMO POR HABERME BRINDADO SU AMISTAD DURANTE ESTOS ÚLTIMOS AÑOS.

UN AGRADECIMIENTO ESPECIAL PARA MI AMIGO EL INGENIERO LUIS CÉSAR VAZQUEZ SEGOVIA POR LA RELACIÓN DE AMISTAD Y RESPETO QUE DESDE NUESTRA JUVENTUD HEMOS MANTENIDO

AGRADEZCO A MIS SINODALES POR HABER TENIDO A BIEN SER PARTE DE ESTE TRABAJO.

CON EL MÁS PROFUNDO SENTIMIENTO DE AMOR
PARA MI FAMILIA QUE SIEMPRE ME RESPALDAN
CON SU CARÍÑO, EN CUALQUIER CIRCUNSTANCIA
CON CARÍÑO PARA CADA UNO DE ELLOS

SUSANA

JORGE LUIS

MIGUEL EDUARDO

SERGIO ANGEL

CIRO

ANGELA

HERMANOS

SOBRINOS

INDICE

	hoja
INTRODUCCIÓN	1
I. ACTIVIDADES PREVIAS AL DESARROLLO DE UN PROYECTO	4
II. GENERALIDADES	14
III. ELEMENTOS QUE FORMAN UN EDIFICIO INDUSTRIAL	35
IV. ESTUDIOS NECESARIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA	50
V. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS, SUPERESTRUCTURA	55
VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	119
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
BIBLIOGRAFÍA	136
ANEXO I	
ANEXO II	
ANEXO III	

I N D I C E G E N E R A L

	hoja
INTRODUCCIÓN	1
RESUMEN	1
NOTACIÓN	2
I ACTIVIDADES PREVIAS AL DESARROLLO DE UN PROYECTO	4
I.1. IDENTIFICACIÓN DE PROYECTOS POTENCIALES	4
I.2. INFORME EJECUTIVO	4
I.3. AUTORIZACIÓN PARA PARTICIPAR EN EL CONCURSO	5
I.4. PLANEACIÓN DE LA OFERTA	5
I.5. ELABORACIÓN DE LA OFERTA	5
I.5.a ESTIMACIÓN DE COSTOS	6
I.5.b INTEGRACIÓN DE LA OFERTA	7
I.6. REVISIÓN DE LA OFERTA	10
I.7. PRESENTACIÓN DE LA OFERTA	10
I.8. DESARROLLO DE UN PROYECTO INTEGRAL	11
I.8.1 REVISIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA	11
I.8.2 PLANEACIÓN	12
I.8.3 BASES DE DISEÑO Y CUESTIONARIO DE DISEÑO	13
II. GENERALIDADES	14
II.1. DEFINICIONES	14
II.2. IMPORTANCIA DE LA INGENIERÍA CIVIL	18
II.3. RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE ESTRUCTURA DE ACERO	18
II.3.a ELABORACIÓN DE PLANOS	18
II.4. PLANOS TÍPICOS DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES	29
II.5. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	32
III. ELEMENTOS QUE FORMAN UN EDIFICIO INDUSTRIAL	35
III.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UN EDIFICIO INDUSTRIAL	36
III.2. ESTUDIO DE LOS TIPOS DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES	40
IV. ESTUDIOS NECESARIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA	50
IV.1. TIPOS DE CARGAS QUE ACTUARÁN SOBRE LA ESTRUCTURA	50
IV.2. EFECTO DE VIENTO Y SISMO	50
IV.2.a EFECTO DEL VIENTO	51
IV.2.b EFECTO DEL SISMO	52
IV.3. TOPOGRAFÍA	53
IV.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	54

V. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS, SUPERESTRUCTURA	55
V.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	55
V.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	57
V.3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	58
V.3.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	58
V.3.2 MARCO GEOLÓGICO DEL LUGAR	58
V.3.3 PROGRAMA DE ACTIVIDADES	59
V.3.4 EXPLORACIÓN Y MUESTREO	59
V.3.5 SONDEOS MIXTOS	60
V.3.6 POZOS A CIELO ABIERTO	60
V.3.7 PRUEBAS DE LABORATORIO	61
V.3.8 CAPACIDAD DE CARGA	61
V.3.9 BANCO DE MATERIALES	62
V.3.10 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	62
V.3.11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	63
V.4. ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA	64
V.4.1 ESTRUCTURACIÓN	64
V.4.2 MODELO	65
V.4.3 PROPIEDADES	66
V.4.4 ACCIONES	67
V.4.4.a ACCIONES PERMANENTES	68
V.4.4.b ACCIONES VARIABLES	69
V.4.4.c ACCIONES ACCIDENTALES	70
V.4.5 COMBINACIONES	75
V.4.6 PARÁMETROS	76
V.5. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	78
V.5.1 ASPECTOS GENERALES	78
V.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS	83
V.5.3 DISEÑO DE TRABES	84
V.5.4 DISEÑO DE PUNTALES	85
V.5.5 DISEÑO DE CONTAVIENTOS	85
V.5.6 DISEÑO DE LARGUEROS Y TENSORES DE CUBIERTA	86
V.5.7 DISEÑO DE CONEXIONES	87
V.5.8 DISEÑO DE PLACAS BASE Y ANCLAS	89
V.5.9 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO	91
V.6. DISEÑO DE LA TRABE CARRIL	93
V.6.1 PARÁMETROS	93
V.6.2 DATOS DE DISEÑO	95
V.6.3 ANÁLISIS DE CARGAS	95
V.6.4 PROPIEDADES	96

V.6.5 FÓRMULAS PARA MOMENTOS Y CORTANTES	96
V.6.6 ANÁLISIS Y DISEÑO POR FLEXIÓN	99
V.6.7 ANÁLISIS Y DISEÑO POR CORTANTE	100
V.6.8 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO	102
V.6.9 REVISIÓN DE LA MÉNSULA	103
V.7 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO, SOPORTE DE CELDAS ELECTROLÍTICAS	104
V.7.1 MODELO	104
V.7.2 PROPIEDADES	105
V.7.3 ACCIONES	105
V.7.3.a ACCIONES PERMANENTES	105
V.7.3.b ACCIONES VARIABLES	106
V.7.3.c ACCIONES ACCIDENTALES	107
V.7.4 COMBINACIONES	107
V.7.5 PARÁMETROS PARA SOPORTE DE CELDAS	108
V.8. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO SOPORTE DE CELDAS ELECTROLÍTICAS	109
V.8.1 ASPECTOS GENERALES	109
V.8.2 DISEÑO DE COLUMNAS	110
V.8.3 DISEÑO DE TRABES	115
V.8.4 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO	117
VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	119
VI.1 ASPECTOS GENERALES	119
VI.1.a FUNCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	119
VI.1.b FACTORES PARA LA SELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	119
VI.1.c CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES	119
VI.1.d CAPACIDAD DE CARGA	122
VI.1.e ASENTAMIENTOS	122
VI.1.f PRESIONES DEL SUELO SOBRE EL CIMIENTO	125
VI.2 SELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	127
VI.3 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	128
VI.4 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA	129
VI.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN	129
VI.5.1 REVISIÓN POR FLEXIÓN	130
VI.5.2.REVISIÓN POR CORTANTE	132
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
BIBLIOGRAFÍA	136
ANEXO I	
ANEXO II	
ANEXO III	

INTRODUCCIÓN

La Ingeniería Civil es una de las profesiones de gran aplicación en las diferentes ramas de la construcción, como son: Puentes, carreteras, vías de ferrocarril, puertos, distritos de irrigación, aeropuertos, abastecimiento de agua a centros urbanos, edificios urbanos, servicios urbanos y edificios industriales entre otras aplicaciones.

Dentro de un tipo especial de construcción: "edificios industriales", la ingeniería civil es esencial en el análisis, diseño y construcción de estructuras para edificios de acero o concreto, estructuras que soportan equipos aislados, estructuras que soportan equipos pesados, estructuras que soportan grandes tramos de tuberías aéreas, estructuras para contener granos o carbón, chimeneas, estructuras subterráneas para paso de tuberías y sistema de drenaje. Como puede verse aún en esta subdivisión de la ingeniería civil, la actividad del ingeniero civil es muy amplia.

En este trabajo sólo se tratará el análisis y diseño para un edificio industrial con estructura de acero, además se analizará una estructura de concreto que soportará a un equipo muy pesado e importante, también se describe en forma general las actividades previas al desarrollo de un proyecto industrial.

RESUMEN

Para mejor comprensión daremos a continuación un resumen de lo que se tratará en cada capítulo.

CAPITULO I

Actividades previas al desarrollo de un proyecto:

Es obvio que para iniciar un proyecto, lo primero es haberlo detectado, después haber conseguido una invitación a participar en la oferta y enseguida presentar una oferta al cliente que cumpla con las bases que el cliente estipuló y que cumpla con las garantías de calidad, fecha de entrega y costos para que de esa forma el despacho de ingeniería o el ingeniero participante se haga acreedor a la adjudicación del proyecto.

Desarrollo del proyecto en su etapa inicial:

Esta actividad inicia con la recepción del veredicto favorable, a partir de la cual se forman los diferentes grupos de trabajo de las diferentes disciplinas que se responsabilizarán del proyecto.

Los grupos de trabajo tendrán como actividades primordiales en esta etapa, la recepción y revisión de la ingeniería básica, bases de diseño, lista de equipo, además de tener una estrecha relación con las demás disciplinas, debido a que en esta etapa se generan una serie de ajustes a la ingeniería básica con el fin de hacerla eficiente, adecuada y económica, amén de que surgen dudas, y faltantes de información. Una vez depurada, complementada, conciliada con las demás disciplinas y concentrada la información, está lista para tomarla como ingeniería de detalle y por consiguiente pasar a la siguiente etapa del desarrollo del proyecto.

CAPITULO II

En este capítulo se da un punto de vista de la importancia de la ingeniería civil en México dentro de la industria así como la función e importancia del ingeniero civil dentro de ellas y una exposición de los tipos más comunes de estructuras industriales, criterios generales de diseño así como recomendaciones para la elaboración de planos de acero.

También para mayor claridad y comprensión de éste trabajo, se dan descripciones y definiciones de la terminología comúnmente usada en los proyectos de plantas industriales.

CAPITULO III

En éste capítulo se define los elementos fundamentales que forman un edificio industrial así como la función de cada uno de ellos en la estructura, una exposición de cómo considerarlos en el diseño estructural, se comentan algunos tipos de estructuración para edificios industriales.

CAPITULO IV

Se describen los estudios necesarios para la selección del tipo de estructura a usar en una planta industrial, haciendo notar la importancia que tienen en el diseño y construcción de toda estructura. También se muestran los efectos que producen el viento y el sismo en las estructuras.

CAPITULO V

Partiendo de la premisa de que se cuenta con toda la información requerida y descrita en el capítulo I, aquí se comienza con el diseño de una nave industrial, desarrollándolo en una forma lógica y de acuerdo como en la práctica se realizan los cálculos, es decir se desarrolla la memoria técnica de la estructura.

CAPITULO VI

Con los resultados obtenidos del análisis de la superestructura para los soportes, normalmente se procede al diseño de la cimentación, cuando se analizan por separado estructura y cimentación, sólo que en éste proyecto el análisis se realizó modelando estructura y cimentación juntos, por lo que también se adicionan otras cargas que se transmiten a la cimentación producto de otras instalaciones que en este caso también se apoyan en la misma losa de cimentación.

NOTACIÓN

A continuación daremos la notación que utilizaremos en éste trabajo, comenzando con los manuales, códigos y reglamentos.

- ACI, Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado, del American Institute of Construction.
- AISC American Institute of Steel Construction.
- AWS American Welding Society.
- CFE Comisión Federal de Electricidad.
- IMCA Instituto Mexicano de la Construcción del Acero.
- MDOC Manual de Diseño de Obras Civiles.
- RCDF Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.
- UBC Uniform Building Code.

A	Área de la sección transversal de un miembro con carga axial, en cm^2
Af	Área del patín en compresión, en cm^2
Aw	Área del alma de una viga, en cm^2
Cc	Relación de esbeltez d columnas que separa al pandeo elástico del inelástico.
E	Módulo de elasticidad del acero ($2\ 039\ 000\ \text{kg/cm}^2$)
Fa	Esfuerzo de compresión axial permisible, en miembros prismáticos, en kg/cm^2
Fb	Esfuerzo de flexión permisible, en miembros prismáticos, en kg/cm^2
Fp	Esfuerzo permisible de aplastamiento, en kg/cm^2
Ft	Esfuerzo de tensión axial permisible, en kg/cm^2
Fv	Esfuerzo cortante permisible, en kg/cm^2
Fy	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado, para nosotros igual a 4200 en kg/cm^2
I	Momento de inercia de una sección, en cm^4
Ix	Momento de inercia de una sección alrededor del eje X-X, en cm^4
Iy	Momento de inercia de una sección alrededor del eje Y-Y, en cm^4
K	Factor de longitud efectiva de un miembro prismático.
M1	El menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de un miembro en flexocompresión, kg/cm^2
M2	El mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de un miembro en flexocompresión, kg/cm^2
S	Módulo de sección elástico, en cm^3
V	Fuerza cortante máxima permisible en almas de miembros, en kg
a	Distancia del paño del alma al extremo del patín
b	Ancho real de elementos en compresión; dimensión normal a la dirección de los esfuerzos, en cm
bf	Ancho del patín de una viga laminada o formada de tres placas, en cm
d	Peralte de una viga laminada o formada por tres placas, en cm
fa, fb	Esfuerzos calculados por aplastamiento y flexión, en kg/cm^2
ft, fv	Esfuerzos calculados por tensión y cortante, en kg/cm^2
h	Distancia libre entre patines de una viga, en cm
l	En vigas, es la distancia entre secciones transversales arriostradas, en cm
r	Radio de giro que gobierna el diseño, en cm
rx	Radio de giro con respecto al eje X-X, en cm
ry	Radio de giro con respecto al eje Y-Y, en cm
rt	Radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión + 1/3 del área del alma en compresión.
tf	Espesor del patín en cm
tw	Espesor del alma en cm

Para estructuras de concreto en cuanto a dimensiones se refiere se usarán unidades de centímetros y para estructura de acero y trabe carril se usarán milímetros. Para coordenadas y niveles se usarán metros.

I. ACTIVIDADES PREVIAS AL DESARROLLO DE UN PROYECTO

Es poco probable que a una nueva empresa, que es desconocida en el medio se le asigne la realización de un proyecto de ingeniería, aunque así fuese, una vez concluido el trabajo ¿qué es lo que seguiría? ¿Quién más le daría trabajo?, es por eso que toda empresa debe contar con un grupo de ingenieros que se encargue de la detección de concursos para proyectos, así como de otros grupos de ingenieros que elaboren la oferta que se presentará al concurso, y en base a un buen estimado de costos, buenos programas de tiempos de entrega del trabajo así como una alta calidad, serán argumentos para lograr atraer proyectos a las empresas, garantizando con esto la constancia de trabajo en la empresa.

Enseguida describiré en forma general las actividades que normalmente se realizan para la elaboración de una oferta, que es el paso anterior al desarrollo de un proyecto para una planta industrial.

I.1. IDENTIFICACIÓN DE PROYECTOS POTENCIALES.

Es responsabilidad de las vicepresidencias de desarrollo la detección y análisis de concursos para proyectos potenciales a través de convocatorias, invitación directa, comunicación con el cliente o con su representante o cualquier otro medio.

I.2. INFORME EJECUTIVO

Una vez detectado el concurso se deberá elaborar un informe ejecutivo que contenga los aspectos relevantes aplicables al proyecto tales como:

- Alcance. Indicando brevemente en que consiste el proyecto con datos tales como el tipo de instalaciones, capacidad, tecnología, localización, existencia de otras estructuras, etc.
- Monto estimado del proyecto. Sobre la base de la experiencia se puede estimar, con el fin de ver si es factible su realización o si queda fuera de las posibilidades de la empresa.
- Competencia. Se investiga o en otros casos se conoce y con esa base se indicarán brevemente su capacidad y sus debilidades tales como acceso a financiamiento, si son propietarias de tecnología de punta, experiencia, conocimiento del cliente, leyes proteccionistas en el país, etc.
- Riesgos. Se elaborará un análisis somero de los riesgos potenciales del proyecto tales como, leyes impositivas, estabilidad política, solvencia dudosa, etc.
- Socios potenciales. Se indicarán posibles socios puntualizando las ventajas y desventajas de la sociedad.
- Financiamiento. Se indicarán los requerimientos y posibles fuentes de financiamiento.
- Tecnología. Se indicarán requerimientos y posibles suministradores de tecnología.
- Costo estimado de la oferta.
- Análisis del contrato.
- Otros aspectos relevantes del proyecto, del cliente, de la competencia en relación con las posibles peculiaridades del proyecto.
- Conclusiones y recomendaciones. Se indicarán las ventajas y desventajas de la participación en el concurso, recomendaciones de asociación y posibilidades de adjudicación.

I.3. AUTORIZACIÓN PARA PARTICIPAR EN EL CONCURSO

Sobre la base del análisis y evaluación de los aspectos descritos en el punto anterior, el comité de propuestas integrado por, la vicepresidencia ejecutiva, la de desarrollo, ingeniería, y construcción, definirán si se autoriza o no la participación en el concurso. En caso de autorizar la participación, se nombrará al director de la oferta y a los responsables de las áreas de desarrollo, ingeniería, procuración y construcción, comité de la oferta.

En caso de asociación con otras empresas para la elaboración de la oferta, el comité de la oferta deberá definir a través de una junta, aspectos tales como los siguientes:

- Objetivos.
- Estrategias.
- Aspectos legales.
- Definición de la organización y líder del proyecto.
- Aspectos comerciales.
- Alcances dentro de la oferta.
- Alcance en la ejecución del proyecto.
- Definición del personal de coordinación con el cliente para cualquier problema con el proyecto.

I.4. PLANEACIÓN DE LA OFERTA

Una vez obtenida la autorización y en su caso haber realizado la junta inicial de coordinación con los socios, el comité de la oferta preparará el plan de ejecución que incluirá lo siguiente:

- Alcance. Descrito de tal forma que permita entender a los diferentes grupos participantes la extensión de los servicios y suministros ofrecidos, en forma general.
- Bases del concurso. Se deberán enlistar todos los documentos entregados por el cliente para la elaboración de la oferta, de tal manera que el personal involucrado sepa a que documentos acudir para elaborar sus bases del estimado.
- Personal responsable. Se elaborará un organigrama con los nombres y localización de los responsables de cada área involucrada en la elaboración de la oferta.
- División del trabajo. Se elaborará un índice de la oferta y un listado de las actividades a realizar indicando quien es el responsable de desarrollar cada una de ellas.
- Programa de integración de la oferta. Sobre la base del listado de actividades se elaborará un programa de fechas clave y un diagrama de barras indicando la fecha de inicio y terminación de cada actividad.
- Presupuesto. Cada área involucrada en la oferta elaborará un presupuesto para la realización de ésta, éste presupuesto en el caso del área civil estará dado en forma de horas hombre, número de planos, software a usar, cantidad de máquinas a usar, como elementos principales.

I.5. ELABORACIÓN DE LA OFERTA

Una vez terminada la etapa de planeación de la oferta se convoca a una junta de inicio a la cual asisten los representantes de las áreas de desarrollo, de las gerencias técnicas de ingeniería de las diferentes disciplinas, de compras técnicas, inspección, construcción, estimaciones, impuestos, seguros, recursos financieros (de requerirse financiamiento), y puesta en marcha.

En esta junta el director, basándose en la planeación de la oferta, expondrá el plan a seguir así como profundizará y analizará algunos aspectos técnicos, legales y comerciales como:

- Especificaciones, códigos y estándares aplicables.
- Datos del sitio.
- Mecánica de suelos.
- Topografía.
- Velocidad del viento.
- Coeficiente sísmico.
- Temperaturas de diseño.
- Procedimiento para aclaraciones con el cliente.
- Procedimiento para la distribución de la información
- Sistema de unidades a ser usado en planos y memoria de cálculo.
- Idioma a usar.
- Definición de las áreas en que se dividirá la oferta y el catálogo de cuentas a usar.
- Se definen los responsables de la elaboración de la oferta, por cada disciplina.
- Impuestos, seguros y fianzas.
- Plazo de ejecución del proyecto.
- Forma de pago y escalación.
- Tipo de moneda y paridad cambiaria, en el caso de proyectos internacionales.
- Necesidades de financiamiento.
- Multas.
- Criterios de evaluación.
- Garantías.
- Forma en que debe ser entregado el trabajo.

I.5.a. ESTIMACIÓN DE COSTOS

La metodología y estrategias para la integración de costos se definen de acuerdo a factores que pueden modificarlas, tales como el tiempo y la información disponible, la carga de trabajo, la importancia y tamaño de los trabajos por desarrollar, etc.

En la práctica los estimados de costos son bastante imprecisos, aunque en empresas con gran experiencia se dispone de una base de datos con los cuales se puede elaborar estimados de costos bastante aceptables, pero si se quiere tener una mayor confiabilidad deberá utilizarse una metodología costosísima y que requiere de un largo tiempo de desarrollo, tiempo con el cual en general nunca se dispone, sin embargo a continuación se describirá la metodología para obtener costos de los más importantes componentes de la oferta.

Equipo. En un proyecto es la parte más importante para los costos debido a que en la industria es costosísimo. Para obtener este costo se invita a un buen número de proveedores de equipo los cuales cotizarán los diferentes equipos requeridos. Se generarán tablas comparativas técnicas y comerciales, entonces la gerencia y el departamento de compras técnicas seleccionarán la cotización a usar en la oferta, por cada equipo. Como puede verse esta etapa consumirá mucho tiempo sobre todo por parte del proveedor que deberá tomar en cuenta tiempos de entrega, fletes, posibles devaluaciones etc.

Materiales. Para obtener estos costos será necesario realizar una pre ingeniería sobre la base de la información técnica contenida en los documentos de invitación a ofertar.

En general esta ingeniería se hará sobre la base de croquis, isométrico o a mano alzada y documentos que consuman poco tiempo en su elaboración que permitan una cubicación de materiales con un grado de exactitud razonable. De las cubicaciones así obtenidas se preparan listas de materiales y catálogos de conceptos por área.

Toda esta información incluyendo memoria de cálculo croquis y cubicaciones, y lista de materiales, deberá conservarse en forma ordenada junto con la información de los documentos de la oferta que sirvió de base, como soporte en caso de requerirse y como referencia si el proyecto es adjudicado. En caso de que no se dé la adjudicación, esta información pasará a capturarse en la base de datos de la empresa para que sirva a futuro en nuevas ofertas.

Ingeniería enviará las listas de materiales al departamento de compras para su costeo y los catálogos de conceptos a construcción, para su evaluación. Además ingeniería entregará al director de la oferta un estimado de horas-hombre con la proyección de personal, para que sea integrada a los costos.

Construcción. El responsable de construcción realizará un estudio en el lugar del proyecto y con la información recibida de ingeniería, esto es volúmenes de obra junto con la información técnica como arreglos de equipo, croquis, que permitan una mejor claridad de los trabajos por realizar, determinará el costo de mano de obra, maquinaria, viáticos, costo de materiales, etc.

Otra forma de obtener estos costos que a menudo se utiliza es a través de cotizaciones de subcontratos locales. Construcción también evaluará los costos indirectos, de instalaciones provisionales. Los costos de construcción, el integrado y el desglosado por áreas se entregarán al director de la oferta.

Subcontratos. Ingeniería prepara las requisiciones de los materiales y / o servicios que se subcontratarán, conteniendo la información técnica requerida, compras adicionarán los requerimientos comerciales. Después se generarán tablas comparativas para seleccionar a los subcontratistas que incluirán en la oferta.

Servicios. En el estimado de servicios participan todos los grupos así tenemos como ejemplo que, Compras determinará los costos que incluyen a los fletes, aranceles(en caso de proyectos internacionales), Finanzas determinará impuestos, seguros y fianzas, Puesta en marcha estimarán los costos por asistencia de proveedores, pruebas y arranque, etc. Aquí sólo mencionaré los conceptos por estimar: manual y libros de proyecto, gastos de representación y apoyo legal, permisos, gastos financieros, factores de ajuste este es muy importante porque puede repercutir considerablemente en el costo final ya que involucra, los diseños no desarrollados que se refieren a factores que se aplican para compensar faltantes de información, trabajos realizados con información no definitiva, otro factor aplicable es por contingencia para compensar aspectos poco previsibles como son alzas inesperadas en los insumos mano de obra baja productividad por el clima, incumplimiento de proveedores o subcontratistas, cambios en la paridad cambiaria, etc. El factor de escalación también se aplica para compensar la disminución previsible del poder adquisitivo de la moneda. El factor de riesgo se aplica para protegerse de riesgos extraordinarios e inminentes a que este expuesto el proyecto.

I.5.b. INTEGRACIÓN DE LA OFERTA

La integración de la oferta requiere de la participación de todos los grupos, de acuerdo a la división de trabajo establecida en el plan de la oferta. A manera de resumen también, a continuación se enlistan las principales responsabilidades que debe de cumplir cada grupo participante en el desarrollo de la oferta.

INGENIERIA

(Incluye al civil, arquitectura, proceso, eléctrico, instrumentación, mecánico, flexible).

- Alcance.
- Preparación de los documentos técnicos
- Arreglo general.
- Diagramas.
- Hojas de datos.
- Requisiciones.
- Sumario de servicios.
- Descripción técnica de la oferta.
- Listas de materiales y volúmenes de obra.
- Tablas comparativas.
- Exclusiones, aclaraciones y alternativas.
- Estimado de ingeniería.
- Programa de ejecución de ingeniería.
- Plan de ejecución de ingeniería.
- Curricula del personal clave.

PROCURACIÓN (Compras técnicas y de rutina)

- Lista de proveedores.
- Solicitud y expedición de aclaraciones con proveedor.
- Envío y expedición de aclaraciones con proveedores.
- Tabulaciones comerciales.
- Subcontratos.
- Negociaciones comerciales.
- Estimado de servicios de procuración.
- Integración de costos de equipo y materiales.
- Programa de ejecución de procuración.
- Estimado de fletes y aranceles.
- Lista de partes de repuesto.
- Plan de ejecución.
- Curricula del personal clave.

CONSTRUCCIÓN.

- Organización en campo.
- Instalaciones temporales.
- Estimado de construcción.
- Requerimientos de personal y equipo.
- Descripción técnica.
- Plan de ejecución de construcción.
- Programa de ejecución de construcción.
- Precios unitarios.
- Curricula del personal clave.
- Evaluación de cotizaciones para subcontratos.

GARANTÍA DE CALIDAD

- Descripción del plan de calidad.
- Estimado de garantía de calidad.

PUESTA EN MARCHA.

- Organización.
- Estimado.
- Partes de repuesto para el arranque.
- Plan de ejecución.
- Programa, pruebas y arranque.
- Plan para capacitación.
- Curricula del personal.

DIRECCIÓN DE OBLIGACIONES FISCALES.

- Definición de los impuestos.

GERENCIA DE SEGUROS

- Costo de seguros y finanzas.

RECURSOS FINANCIEROS.

- Evaluación de las alternativas financieras.
- Negociación del financiamiento.
- Preparación de la oferta del financiamiento.
- Definición de tasas activa y pasiva.
- Definición de costos debidos a un financiamiento.

VICEPRESIDENCIA DE DESARROLLO.

- Inscripción en el concurso.
- Compra de las bases del concurso.
- Enlace con el cliente.
- Envío y expedición de aclaraciones con el cliente.
- Recepción y distribución de información adicional del cliente.
- Asistencia a juntas de aclaraciones y visitas al sitio.
- Preparación de la oferta comercial.
- Obtención de prorrogas
- Estudio y suscripción de acuerdos y convenio de asociación.
- Suscripción de convenios de confidencialidad.
- Comentarios al contrato.
- Aclaraciones y exclusiones.
- Curricula de la empresa.
- Integración de los documentos legales tales como escrituras, poderes, actas notariales, certificados, etc.
- Proposición del factor de sobre costo de administración y utilidad.
- Ensamble y armado de la oferta.
- Carta de presentación.
- Presentación de la oferta.

COORDINACIÓN DE LA OFERTA.

- Organización general del proyecto.
- Integración del plan de ejecución.
- Estimado de coordinación del proyecto.
- Integración del programa general de ejecución.
- Integración de la descripción del alcance.
- Integración de la oferta técnica.
- Resumen de costos de la oferta.
- Propuesta para factores de diseños no desarrollados y contingencia.
- Curricula personal clave de coordinación.
- Preparación del flujo de efectivo y proposición del calendario de pagos.
- Presentación ante el comité de revisión.
- Apoyo a desarrollo en el ensamble y armado de la oferta.

I.6. REVISIÓN DE LA OFERTA.

Una vez elaborado el resumen de costos, y las bases del estimado, el director de la oferta convoca al comité de la oferta a una junta de revisión de los mismos. En esta junta se revisan principalmente los siguientes puntos:

- Análisis de los documentos de la invitación.
- Riesgos que presenta la oferta.
- Metodología empleada para la estimación de costos.
- Bases de diseño.
- Bases para la integración del costo.
- Factores de ajuste.
- Factores propuestos para el sobre costo general de administración y utilidad.
- Flujo de efectivo y calendario de pagos.

Además se harán los ajustes necesarios y se definirá el precio de la oferta. Es necesario que se tomen las providencias y holguras en el programa de elaboración de la propuesta con el fin de que estas revisiones se hagan con la debida anticipación, ya que todavía tendrá que pasar por la revisión del director ejecutivo, quien autorizará o cancelará, logrando con esto entregar en tiempo y forma la oferta a concursar.

I.7. PRESENTACIÓN DE LA OFERTA.

Es responsabilidad del área desarrollo la presentación de la oferta, así como de integrar y llevar al lugar de la apertura los documentos exigidos por el cliente para acreditar debidamente la representación legal. También dará el debido seguimiento a la evaluación de las ofertas a fin de conocer su desarrollo y detectar aclaraciones y canalizarlas al director de la oferta. Asistir a las ceremonias de fallo, en caso de no ser favorable y hay argumentos para inconformarse, lo debe hacer. En caso de adjudicación, será de su responsabilidad la negociación, ajustes, firmas y legalización del contrato.

En caso de que el proyecto no sea adjudicado, desarrollo, procederá a retirar y cancelar la garantía de seriedad de la oferta, elaborará un informe indicando las razones por las cuales no fue ganado el concurso.

I.8 DESARROLLO DE UN PROYECTO INTEGRAL

Una vez adjudicado el proyecto, la firma ganadora recibirá toda la documentación conocida con el nombre de ingeniería básica, que es el conjunto de trabajos que se realizan previamente para definir las variables de proceso, las adaptaciones del proceso, selección y dimensionamiento del equipo a usar, definición de balances de materia y energía y el arreglo general de la planta, todo para cumplir con una capacidad y calidad de producción deseada. La información debe contener lo siguiente.

PARA LA DISCIPLINA CIVIL:

Arreglo general preliminar de la planta, es un plano preliminar donde se muestra todas las vialidades e instalaciones por diseñar (ver plano no. 6361-T04E-001B, en anexo 3)

Arreglo de equipo preliminar, es un plano donde se muestran los equipos que intervendrán en el proceso (ver plano no. 6361-T03E-001B, en anexo 3)

Bases de diseño, es la información fundamental sobre la tecnología, operación, mantenimiento, servicios, etc. que permite el desarrollo de la ingeniería básica.

Lista y hojas de datos del equipo, es la información de los equipos y motores que consiste, para el interés civil, en peso, en vacío, operación y prueba, dimensiones, arreglo y diámetro de anclas.

Estudios de mecánica de suelos, se nos proporciona la información del suelo sobre el cual se desplantarán las cimentaciones. Normalmente éste estudio lo contrata el cliente con una empresa local o de su confianza o por recomendación.

Adicionalmente para las demás disciplinas se requiere lo siguiente:

Descripción de proceso, Diagramas del proceso, Diagramas de tuberías e instrumentación, Diagramas unifilares, Lista de líneas de tuberías, Índice de instrumentos y hojas de datos, Secuencia lógica de control, Especificaciones de tuberías, Especificaciones generales, Clasificación de áreas peligrosas y requisitos de seguridad, Recomendaciones sobre los sistemas de desfogue, drenajes, contra incendio, manuales de arranque y operación.

Después de la recepción de la ingeniería básica comienza el desarrollo del proyecto. Este desarrollo lo describiré en particular para la disciplina civil y desde el aspecto técnico, dejando a un lado el aspecto administrativo.

I.8.1 REVISIÓN DE LA INGENIERÍA BÁSICA

Consiste en revisar que efectivamente toda la información que el cliente entrega esté completa. Normalmente falta información o existen dudas por lo que a la brevedad posible se solicita y se hacen aclaraciones con el cliente, licenciador o proveedor del equipo.

Algunas de las revisiones que se hacen son que se tengan listas de equipo con sus hojas de datos completas, que todas las instalaciones y líneas de tuberías de mayor importancia estén localizadas en los planos de arreglo general.

Una vez revisada y complementada la información anterior, pasamos a la etapa siguiente.

I.8.2. PLANEACIÓN

Se puede decir que la ingeniería básica es el anteproyecto ya que una vez definida la tecnología a usarse, un grupo de ingenieros de las disciplinas involucradas en el proyecto realizan estudios y prediseños muy gruesos para definir equipos, arreglos y dimensiones de instalaciones que cumplan con los requerimientos de la tecnología a desarrollar.

En la etapa de la planeación se forma una célula de trabajo formada por ingenieros y técnicos de las disciplinas involucradas en el proyecto para ajustar y afinar la ingeniería básica con el objetivo de hacer económico y óptimo el proceso y funcionamiento de la planta.

Aquí es donde se hacen los cambios y ajustes a la ingeniería básica. Las diferentes disciplinas en forma coordinada corrigen errores, eliminan algunos equipos, adicionan otros, los re localizan, definen localizaciones y dimensiones de equipos, instrumentos, válvulas, instalaciones, cimentaciones y estructuras así como definen rutas de tuberías, drenajes, cables y charolas de instrumentación y eléctricos, también se eliminan interferencias que cuando no existe una buena planeación, normalmente ocasiona grandes pérdidas de tiempo, materiales y dinero.

A continuación se describe la relación que el ingeniero civil tiene con las demás disciplinas durante la etapa de planeación.

CON EL DEPARTAMENTO MECÁNICO

Efectúa el prediseño de la cimentación de los equipos proporcionados por el mecánico.

Proporciona al mecánico los valores del coeficiente sísmico y la velocidad de viento de diseño para los diferentes equipos.

Define con el mecánico la necesidad de elementos estructurales desmontables para operaciones de montaje y mantenimiento de equipo.

CON EL DEPARTAMENTO ELÉCTRICO

Efectúa el pre diseño de las estructuras, cimentaciones, ductos y losas requeridos para subestaciones y cuartos de control eléctricos.

Proporciona soportes para tubos conduit y charolas eléctricas.

Definen en conjunto las trayectorias de ductos enterrados, localización y dimensión de registros eléctricos para evitar interferencias con cimentaciones y otros sistemas enterrados.

CON DEPARTAMENTO DE TUBERÍAS

Efectúa los prediseños necesarios para proporcionar a tuberías las dimensiones máximas de cimentaciones para estructuras y equipos así como los elementos componentes (columnas, trabes, contravientos, etc.) de estructuras, edificios, plataformas y racks. También proporciona rutas y dimensiones de drenajes principales y sistemas enterrados. En conjunto toman previsiones necesarias cuando se requieren elementos desmontables para montaje o mantenimiento de equipo.

CON DEPARTAMENTO DE PROCESO

Elabora el pre diseño de estructuras y cimentaciones tomando en cuenta la información de equipo proporcionada por proceso.

Efectúa el diseño de fosas de tratamiento, de los diferentes tipos de drenaje, revisa la capacidad de drenaje pluvial considerando la aportación de la red de sistema contra incendio. Diseña los diques de contención requeridos en las áreas de tanques de almacenamiento.

CON DEPARTAMENTO DE INSTRUMENTACIÓN

Efectúa el prediseño de los cuartos de control, de cimentación de equipos, con datos proporcionados por instrumentación. Da soporte en los racks y en otros auxiliares a conduits y charolas de instrumentación.

Definen en conjunto las rutas de sistemas enterrados.

CON DEPARTAMENTO DE FLEXIBILIDADES

Pre diseña los soportes de tuberías indicados por flexibilidad.

Proponen en conjunto el tipo y apoyo de soportes sobre estructuras, de manera que la solución sea la más adecuada.

La planeación es una etapa que puede considerarse como parte de la ingeniería básica debido a que aún se realizan cambios y ajustes considerables, pero también puede considerarse como parte de la ingeniería de detalle porque es realizada por la empresa que desarrollará el proyecto y está dentro del tiempo del proyecto y debido a esto último debe concluirse a la brevedad posible ya que en no pocas ocasiones el grupo de diseño se encuentra trabajando la ingeniería de detalle cuando el de planeación aún no la concluye.

Los trabajos realizados durante la planeación dan como resultado la edición de planos (PLANNINGS) que muestran en forma más depurada y casi definitiva el arreglo de equipo, arreglo de tuberías, arreglo general de la planta, donde se muestran derechos de vía, drenajes y sistemas enterrados más importantes, estructuras, edificios, equipos, rutas de tuberías, cimentaciones, etc.

Con la información anterior conciliada, firmada por los responsables de cada disciplina, editada y repartida a todas las disciplinas involucradas, estamos listos para pasar a la siguiente etapa.

I.8.3. BASE DE DISEÑO Y CUESTIONARIO DE DISEÑO

Son dos documentos de vital importancia ya que ellos nos definen los lineamientos bajo los cuales el ingeniero civil analizará y diseñará las cimentaciones, estructuras, drenajes y áreas exteriores.

Se realizan en base a los requerimientos del cliente y son autorizados por el gerente de la disciplina y después por el cliente para poder ser aplicables al proyecto. Deben editarse antes de iniciar algún diseño o especificación ya que si no se hace así puede ocasionar que los ingenieros que están diseñando apliquen parámetros, códigos, reglamentos y manuales tan diversos que sus resultados ocasionen re trabajos, pérdida de tiempo, de dinero y aún peor la pérdida del proyecto, multas y deterioro del prestigio adquirido.

Estos lineamientos están basados en códigos y reglamentos, manuales como el ACI, RCDF para concreto, AASHTO para puentes, AISC e IMCA para acero, AWS para soldadura, MDO CFE, UBC y ANSI para viento y sismo. También se emplean las recomendaciones, que sobre la base de la experiencia y a la interpretación más profunda de los códigos y manuales los ingenieros han rescatado para que se apliquen en los diseños, para obtener soluciones prácticas y óptimas.

II. GENERALIDADES

Una vez definida la etapa anterior, las siguientes consisten en el análisis, diseño, revisión, dibujo y edición de planos constructivos. Para evitar la repetición ociosa de la descripción de estas etapas procederemos a ilustrarlas por medio del desarrollo del proyecto “edificio casa de celdas electrolíticas “ desarrollado en los capítulos IV, V y VI de éste trabajo.

También para mayor comprensión y claridad de este trabajo, a continuación presento las descripciones y definiciones de la terminología comúnmente usada en los proyectos de plantas industriales, pero poco conocida dentro de la ingeniería civil.

II.1 DEFINICIONES

PLANTAS INDUSTRIALES.

Planta de la Industria Alimenticia, en éstos tipos de plantas se procesan materias primas naturales como por ejemplo, a partir del almidón del maíz se obtienen productos como aceite, glucosa o harinas entre otras

Planta de la Industria del Papel, ésta planta utiliza papel reciclado para convertirlo en pulpa o pasta y vía un proceso químico obtiene productos como papel higiénico, servilletas, cuadernos, etc.

Planta de la Industria Metalúrgica, extrae metales de minas, después por medio de procesos químicos separan los lodos y minerales no deseables y obtiene metales preciosos y minerales puros.

Planta de la Industria Siderúrgica, trata algunos metales como el hierro y aluminio para transformarlo en perfiles, varilla, láminas, rejillas y otras formas de acero para el uso en la industria de la construcción básicamente.

Planta Petroquímica, a partir de los hidrocarburos se obtienen productos denominados como de la petroquímica secundaria como son el propileno, benceno, etc.

Planta Núcleo eléctrica, plantas que generan electricidad auxiliados por la fisión del uranio como motor principal de generación. Se diferencia de la termoeléctrica en la forma de producir el vapor ya que en ésta se produce en un reactor nuclear con la fisión del uranio.

Planta Termoeléctrica, aquí se genera electricidad por medio de la conversión del carbón mineral o el vapor de agua (calor) en energía eléctrica. La energía del vapor se transforma en movimiento de una turbina que a su vez por medio de un generador produce la electricidad.

DISCIPLINAS.

Disciplina de Proceso, elabora las hojas de datos de los equipos de proceso (bombas, compresores, sopladores, hornos, intercambiadores de calor, etc.). Dimensionan las fosas de tratamiento. Definen las áreas, trincheras, bases de equipos y áreas que requieran protección antiácido, tipos de drenaje, áreas y estructuras que deban llevar protección contra fuego, estructuras que deban ser diseñadas contra explosión. En la mayor parte de los proyectos son los que tienen la directriz por ser los que conocen el proceso.

Disciplina Civil/ Arquitectura, es una disciplina que en esencia es proveedora de servicio para las demás, su campo de acción es uno de los más extensos así podemos decir en forma breve que diseña cimentaciones para equipos diversos y estructuras que soportan a otros equipos, edificios de proceso, subestaciones eléctricas, cuartos de control, plataformas de operación, racks, soportes secundarios, drenajes, torres de enfriamiento etc.

Disciplina Mecánica de Suelos, en la mayoría de las empresas de ingeniería civil y construcción esta disciplina está formada por poco personal y su actividad principal es interpretar los estudios que otra empresa especializada en este rubro ha desarrollado para el proyecto. También proporciona apoyo al departamento civil cuando así se requiere.

Disciplina Mecánica de Recipientes y Aire Acondicionado, sus principales actividades consisten en proporcionar una adecuada ventilación a los edificios que así lo requieran. Diseñan tanques y recipientes horizontales y verticales pero sólo de acero. Diseñan plataformas secundarias, soportes, anclajes y escaleras soportadas en torres de proceso.

Disciplina Tuberías, elabora y edita los planos de arreglo de equipo y los PLANNINGS. Define la ruta de las tuberías mayores y menores

Disciplina Flexibilidades, entre sus principales actividades están la de realizar el análisis de esfuerzos en las tuberías mayores definiendo los soportes necesarios para las mismas y su localización así como solicitar los accesorios necesarios para las conexiones de la tubería a los soportes, también diseñan soportes para tubería menor (diámetros menores de 5”).

Disciplina Eléctrica, proporciona los sistemas adecuados de energía eléctrica para cada equipo y estructura que lo requiera. Diseña la capacidad de los equipos eléctricos como los transformadores, tableros eléctricos de alta y baja tensión. Dimensiona y localiza los cuartos de control y subestaciones eléctricas, ductos, sistemas enterrados, cables y charolas. Diseña el alumbrado exterior y los sistemas de comunicación.

Disciplina Instrumentación, proporciona los arreglos de equipos de instrumentación dentro de los cuartos de control, indica localización y dimensiones de huecos en muros y losas para el paso de canalizaciones. Calcula y define el tipo de equipos a ser usados para el proyecto.

Disciplina Compras Técnicas, es un grupo de personas cuya actividad consiste en comprar los equipos, accesorios y materiales requeridos por las diferentes disciplinas para la construcción de la planta, para esto llenan tablas comparativas y deciden a que proveedor se le compra tomando en cuenta los costos, tiempo de entrega y características técnicas con las que los equipos, accesorios y materiales deban cumplir.

ESTRUCTURAS

Cobertizo, se conoce con ese nombre a una estructura abierta de acero que consiste en uno a tres entre ejes por lado, en un solo nivel con cubierta de lámina a dos aguas.

Cuarto de control eléctrico, estos cuartos en general también son de un solo nivel, están estructurados a base de columnas, trabes y losas de concreto con muros de relleno de block hueco. De acuerdo a normas eléctricas deben ser de estos materiales porque son instalaciones expuestas a sufrir incendios.

Cuarto hidráulico, se le llama así a un cuarto donde se alojan normalmente una serie de bombas de agua, las que dan el servicio de agua a parte o toda la planta.

Edificio de proceso, es una estructura que puede ser de acero o concreto e inclusive mixta, puede ser de uno o varios niveles pero debe estar totalmente cubierta, en estos edificios se alojan los equipos más importantes y la parte medular del proceso se lleva a cabo ahí. Normalmente son de varios entre ejes en ambos sentidos.

Dique, son muretes de concreto de 60 a 1.5 m de altura, normalmente se ubican alrededor de las áreas de tanques de almacenamiento de químicos o en el área de proceso alrededor de tanques más pequeños que contienen ácidos. Otro tipo de diques es el formado a base de capas de tierra compactada las paredes deben tener pendiente, éstos diques rodean a tanques de almacenamiento que contienen líquidos inflamables combustibles o muy peligrosos.

Mochetas, son soportes de concreto para tuberías que se localizan a poca altura del piso, sus dimensiones van desde 0.2 x 0.5 m a 1.0 x 2.0 m aproximadamente.

Nave industrial o edificio industrial, es una estructura de acero cerrada con cubierta a una o dos aguas, de grandes dimensiones en planta. Normalmente en un sentido es estructurado a base de un marco rígido mientras que en la dimensión larga se compone de muchos entre ejes. En general funcionan como talleres de mantenimiento o almacén, en otras ocasiones alojan equipos bastante grandes.

Rack de tuberías, son soportes en forma de portal con una, dos o más camas las cuales dan soporte a las tuberías y las charolas eléctricas y de instrumentación. Pueden ser de concreto o de acero.

Soporte secundario, son todos los soportes que se requieren para apoyar a las tuberías menores, se forman por vigas en voladizo, en “U”, en “L” con longitudes no mayores de 3.0 m que se apoyan a su vez en la estructura principal, en equipo o a veces en las losas de piso o entrepiso.

INFRAESTRUCTURA

Drenaje, es la conducción de líquidos generalmente de desechos, para su tratamiento posterior, con el fin de utilizarlos o desalojarlos para evitar perjuicios o molestias a las personas, medio ambiente o instalaciones.

Drenaje aceitoso, es el drenaje que colecta aguas aceitosas de proceso no corrosivos, se localizan en las áreas de proceso.

Drenaje pluvial, recogen exclusivamente aguas pluviales y deben estar separados de los drenajes contaminados.

Drenaje químico, colecta desagües químicos de equipos que contienen productos químicos altamente corrosivos.

Drenaje sanitario, colecta aguas negras de WC y lavabos.

SISTEMAS ENTERRADOS

Tuberías enterradas, el término tubería enterrada aplica a cualquier parte de un sistema de tuberías que estén bajo el nivel de terreno ya sea enterradas, en trincheras o en zanjas. Las siguientes son ejemplos de tuberías enterradas.

Tuberías para coleccionar aguas pluviales, para coleccionar aguas pluviales contaminadas, para coleccionar aguas aceitosas, para drenaje químico, colector sanitario, tubería para sistemas de bombeo, tuberías de proceso, línea de instrumentación y eléctrico.

Tuberías de sistemas contra incendio, son tuberías que conducen agua para usarse en caso de incendio.

Tuberías de sistemas de recolección, drenajes que coleccionan solventes, soluciones de cobre y servicios similares son normalmente llevados enterrados en un colector, el cual descarga a una fosa de recuperación.

TOPOGRAFÍA

Corte, es el material que va a excavar. El corte puede ser material que va a desecharse o bien a almacenarse para su uso futuro como relleno.

Curva de nivel, es una línea imaginaria sobre la superficie del terreno que pasa a través de puntos de elevaciones iguales. Para mayor claridad es usual representar con línea más gruesa, curvas de nivel a intervalos uniformes de 5.0 m de diferencia de elevación. Si la pendiente es muy grande las curvas deben estar a cada 1.0 m, si es moderada a cada 0.5 m y si es plana a cada 0.25 m

Equidistancia, es la distancia vertical entre curvas de nivel, ésta será la misma que se indique en el plano del levantamiento topográfico.

Perfil, es una sección o corte de un área vertical a lo largo de una línea que muestra la altura de cada punto con respecto a una línea de referencia supuesta horizontal.

Plano topográfico, es una representación gráfica de los aspectos naturales o artificiales del área representada, así como de las elevaciones del terreno existente, las cuales se representan por curvas de nivel, los aspectos naturales incluyen lagos, arroyos, árboles, formaciones, rocosas, etc, los aspectos artificiales incluyen edificios, líneas de comunicación, puentes, etc.

Relleno, es el material que es necesario colocar en un sitio determinado de manera controlada mediante la adición de agua y un proceso de compactación.

Terracerías, son los movimientos de suelos a través de excavaciones y terraplenes para poder obtener satisfactoriamente los niveles de subrasante requeridos para la construcción.

Vialidades, son las consideradas como facilidades de comunicación humana y vehicular entre diferentes instalaciones y el exterior.

OTRA TERMINOLOGÍA

Arreglo de equipo, se le llama así a un plano que contiene exclusivamente a los equipos de un área perfectamente localizados con coordenadas e identificados con una clave.

Arreglo de la planta, es el plano general donde se muestran sin detalle todas las instalaciones existentes y nuevas de la planta, calles, equipos más grandes, todo esto enmarcadas en una cuadrícula de coordenadas.

Arreglo de tuberías, es el plano que muestra las trayectorias de las tuberías, charolas eléctricas y de instrumentación así como los racks y soportes principales y secundarios, todo esto perfectamente localizados e identificados.

Bases de diseño, se definen como la información fundamental sobre la tecnología, operación mantenimiento, servicios, etc., que permitió el desarrollo de una ingeniería básica e incluye entre otros los datos referentes a cantidad y calidad de productos deseados, a materias primas, a servicios y al lugar donde se localizará la planta, requeridos para el cálculo de equipos y sistemas. La cantidad y complejidad de detalles de ésta información dependerá del tipo de instalaciones que se estén planeando.

Cuestionario de diseño, es fundamentalmente una lista de información requerida para todas las disciplinas para fijar de acuerdo con el cliente y/ o licenciador los lineamientos que se deben seguir durante la ejecución de un proyecto.

Ingeniería básica, una vez que se ha definido la tecnología que se empleará para un proyecto específico con sus variantes principales, materias primas, especificaciones deseadas del producto y en general conceptos que se han dado por llamarse ingeniería conceptual o tecnología base, empieza la ingeniería básica.

Ésta consiste en la fijación de todas las variables de proceso, de las adaptaciones del proceso o de equipos, de los balances de materia y energía, de arreglos generales y en el dimensionamiento y selección de equipo para una capacidad, localización y/ u otra especificación determinada.

Ingeniería de detalle, se llama así al diseño del proyecto realizado por las disciplinas involucradas y termina con la entrega de los planos constructivos, memorias de cálculo.

Lista de equipo, es una lista de todos los equipos y motores que habrá en el proyecto, se encuentran ordenados por tipos y por áreas donde se localizarán finalmente, se identifican con un número y un nombre.

Tecnología, el conjunto organizado de conocimientos y experiencias aplicado a un proceso de producción y / o distribución de un bien y/ o servicio, se conoce con el término de tecnología.

II.2. IMPORTANCIA DE LA INGENIERÍA CIVIL

El área de las estructuras dentro de la ingeniería civil, es una de las más amplias, comprende la planeación, el diseño y la construcción de edificios, puentes, presas, carreteras y otras estructuras, entre los que se encuentran silos, cisternas, tolvas, muelles, túneles, chimeneas, torres de distribución eléctrica, plataformas marinas, transportadores y torres para la purificación de gasolinas.

Por lo descrito anteriormente se puede ver que la variedad de estructuras industriales es tan amplio como la relación entre la ingeniería estructural y la industria.

En México, la formación de complejos industriales como pajaritos en Veracruz, Altamira en Tamaulipas así como el crecimiento y modernización de la industria petroquímica, minera, eléctrica, química, manufactura, siderúrgica, alimenticia y otras, da a la ingeniería en general y a la civil en particular un panorama basto para su desarrollo al requerir de ingenieros civiles capacitados en diferentes ramas como: Estructuras, mecánica de suelos, hidráulica, construcción y sanitaria.

Además la capacidad probada por los ingenieros mexicanos en la construcción y diseño de plantas industriales en países como Chile, Argentina, Nicaragua, el Salvador, Colombia, Ecuador, Arabia, Malacia, Brasil y Estados Unidos, abre las puertas para seguir incursionando en el mercado internacional.

II.3. RECOMENDACIONES PARA LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Es muy importante que los proyectos de estructuras industriales se presenten acompañados de los detalles correspondientes, en forma de dibujo claro, con la información completa y adecuada para que el fabricante o constructor pueda hacer su trabajo sin necesidad de perder tiempo en consultas al proyectista.

Debido a la calidad y claridad de la información que se debe proporcionar, es necesario definir algunos lineamientos generales y una normatividad, mínimos para la elaboración y presentación de planos de estructura de acero. A continuación se describen.

II.3.a. ELABORACIÓN DE PLANOS

Tamaño

Es recomendable definir un tamaño de plano a usar en un proyecto; a menos que el cliente nos solicite el uso de tamaños especiales. En la práctica nosotros hemos usado el tamaño llamado "C" de 56 cm por 86 cm (22" x 34"), con buenos resultados como se puede ver en el anexo 3, las plantas, elevaciones y detalles se muestran claramente. Previo a la entrega oficial de planos, éstos pasan por etapas de revisiones para lo cual se utilizan impresiones del plano en tamaño doble carta en papel bond con el fin de economizar y hacer más práctico el manejo.

Notas Mínimas

Los planos de estructuras de acero deberán llevar cuando menos las siguientes notas:

- Para notas generales, abreviaturas y simbología ver plano No. _____
- Todas las dimensiones son simétricas con respecto a la línea de centro excepto que se indique lo contrario.
- Planos de referencia.

Cuando la estructura requiera de varios planos para su detallado, solo será necesario indicar notas y número de planos de referencia en el primero de ellos los demás solo tendrán la nota "ver notas y referencias en plano No.1"

Representación de Elementos

Tanto en plantas como en elevaciones, todos los elementos serán dibujados con una línea gruesa.

Solo se mostrará una pequeña sección del elemento en aquellos casos que sea necesario indicar la orientación del mismo como:

- En plantas para elementos asimétricos (canales y ángulos).
- En elevaciones para columna, traveses y contra vientos.

En general la línea simple representara la línea de acción del elemento, así como la línea respectó a la cual se darán las dimensiones tanto en plantas como en elevaciones.

En plantas la línea gruesa siempre representa lo siguiente:

- La línea de centro de vigas, secciones T y elementos tubulares.
- La espalda de canales.
- El eje neutro de ángulos.

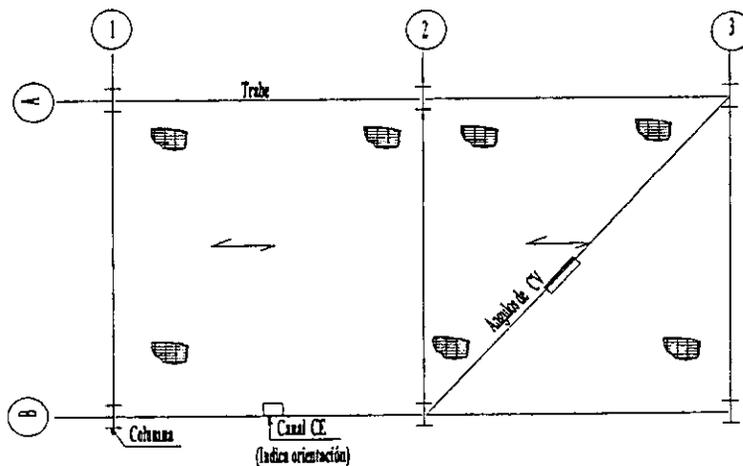


FIGURA 2.1 PLANTA

En secciones y elevaciones la línea gruesa simple representa lo siguiente:

- El nivel tope de perfil de vigas y canales.
- La línea de centro de elementos tubulares.
- El eje neutro de ángulos y secciones T.

Ángulos de lados desiguales deben ser orientados indicando LLV para largo vertical o LCV para lado corto vertical, (ejemplo.2LD 152x 102x 6 LLV). Los ángulos de contraviento deben ser orientados con el patín vertical hacia abajo para evitar la acumulación de agua.

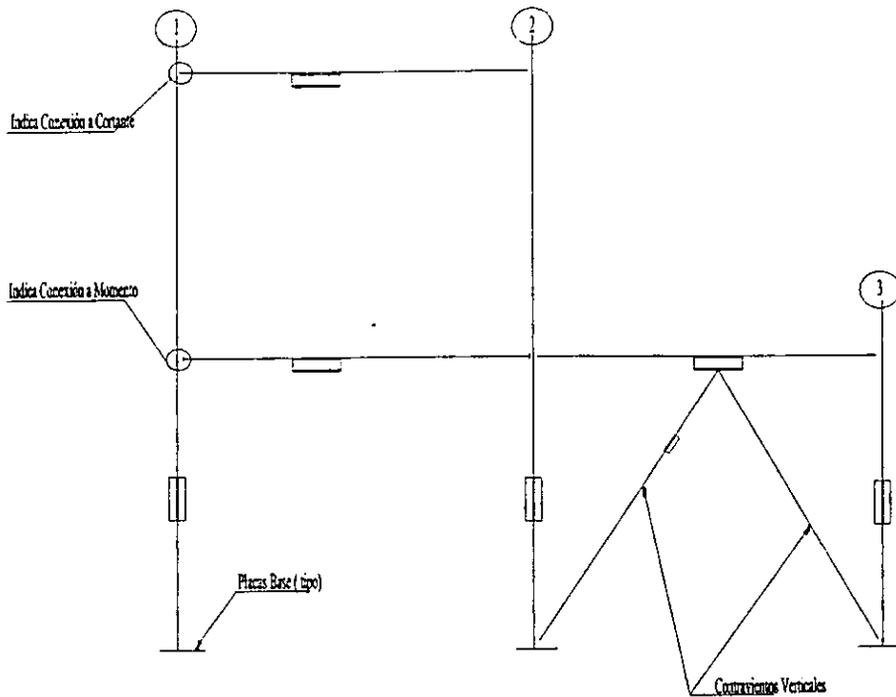


FIGURA 2.2 ELEVACIÓN EJE "A"

Las vistas de detalle son expansiones de áreas específicas con el objeto de clarificar lo que no se puede indicar en la planta, elevación o sección. Los detalles deben ser dibujados a doble línea.

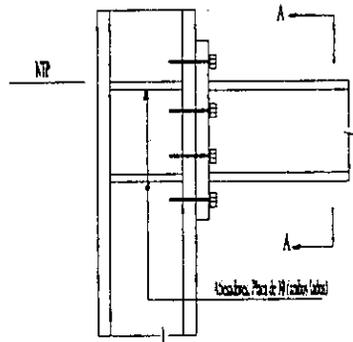


FIGURA 2.3 DETALLE "3"

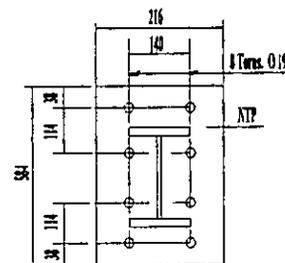


FIGURA 2.4 SECCIÓN "A"

Identificación de ejes en estructuras y edificios.

Las líneas de ejes en estructuras y edificios deberán ser identificadas mediante un numero o letra encerrada en una burbuja.

La identificación de ejes será mediante números en la dirección larga de la estructura (normalmente dirección larga del plano) y letras en la dirección corta de la estructura (normalmente dirección corta del plano), la secuencia de identificación debe comenzar de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, respectivamente.

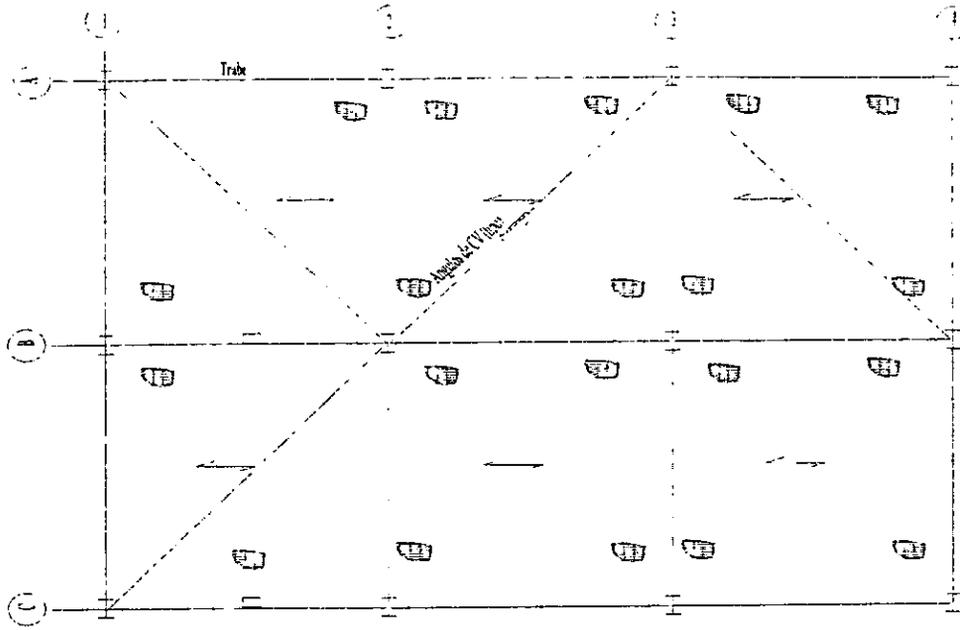


FIGURA 2.5 PLANTA

La misma identificación de ejes debe ser indicada en las elevaciones de marcos. En racks de tuberías, acero misceláneo y plataformas secundarias no se requiere identificación de ejes como se indicó anteriormente.

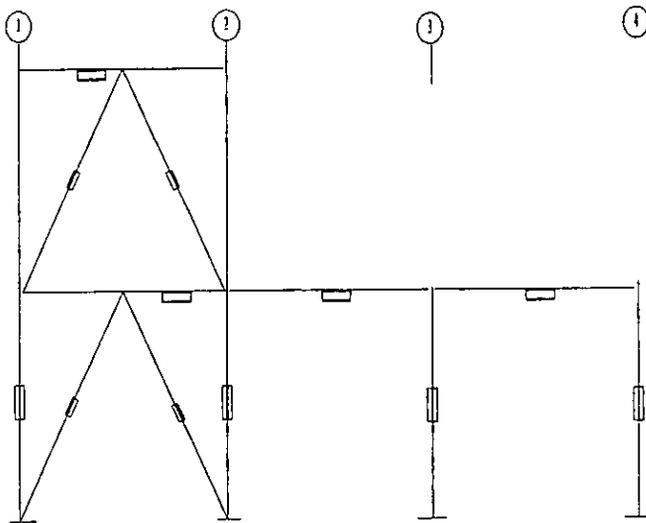


FIGURA 2.6 ELEVACIÓN MARCO EJE "B"

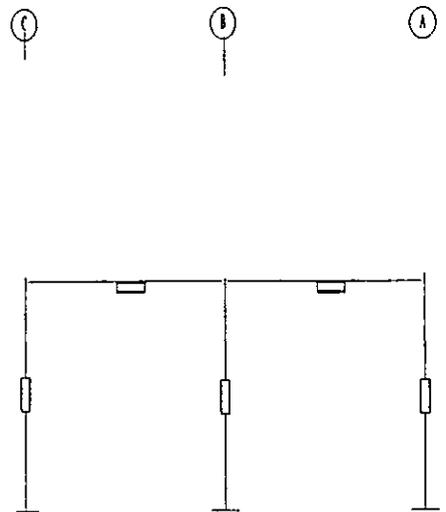


FIGURA 2.7 ELEVACIÓN MARCO EJE "B"

Secciones y detalles.

-La indicación de secciones y detalles se hará por medio de los letreros y símbolos desarrollados para tal efecto, usando letras para los primeros y números para los segundos.

-Al indicar el plano de referencia, no es necesario indicar el número de proyecto, bastará con la identificación del área, tipo de dibujo y consecutivo del plano (por ejemplo: CO1H-003A, CO3H-001A, etc.)

Coordenadas

-En racks de tuberías, cada uno de los marcos que lo componen tanto en planta como en elevación, deberán identificarse mediante coordenadas.

Dimensionamiento

Existen dos métodos de dimensionamiento indicados a continuación. El tipo "A" cuando se tenga un espaciamiento uniforme. El tipo "B" cuando se tengan diferentes espaciamientos y /o se requiera indicar cotas parciales. Para el tipo "B" no deberá indicarse la dimensión de cierre.

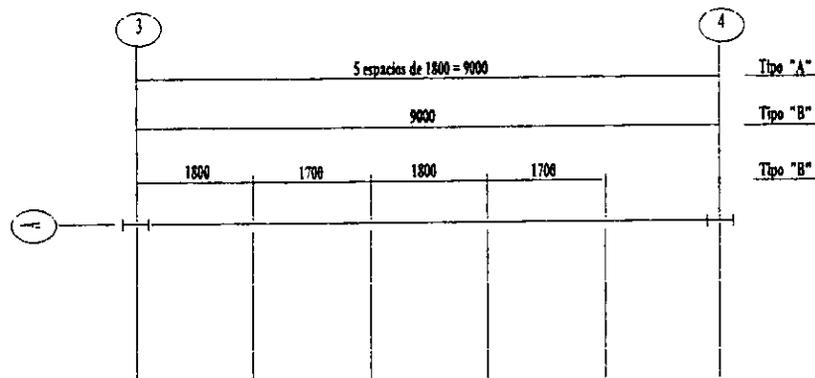


FIGURA 2.8 PLANTA

Textos

-Los textos deberán estar de acuerdo al tamaño y peso establecido para texto en general, títulos y subtítulos.

Designación de miembros

-Todos los elementos de acero mostrados en los dibujos deberán estar identificados de acuerdo a la designación definida por el IMCA y cuando se use sistema inglés, por el AISC.

Todos los elementos indicados en planta deberán indicar su designación (IR 203X26.6, LI 76X8, etc).

Para elementos mostrados en elevación, secciones o detalles, que ya hayan sido identificados en planta, no deberá mostrarse su identificación nuevamente.

En elevaciones deberá mostrarse la designación completa para columnas, contravientos y traveses no indicadas en plantas.

Notación Especial

NTP El símbolo NTP indica "Nivel Tope de Perfil". En plataformas es el nivel superior del elemento soporte (nivel inferior de Rejilla o placa antiderrapante)

(+ o -) Esta notación se usa para indicar que el NTP del elemento está arriba (+) o abajo (-) del NTP indicado para la planta.

El signo (+) o (-) junto con la diferencia en elevación debe ser indicado junto a la designación del elemento

La siguiente figura indica un perfil IR 203 x 46.2 que está 51 mm. Por arriba del nivel principal y

2 IR 254 x 49.2 que están 25 mm por debajo del nivel principal que es NTP 35.052

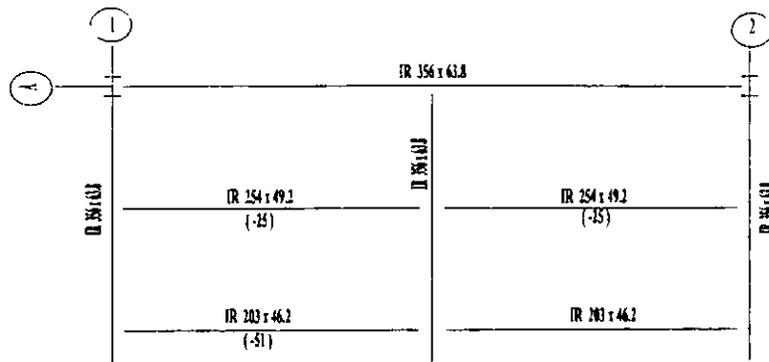


FIGURA 2.9 PLANTA NIVEL 35.052

Cuando el espacio es limitado y no es posible indicar la designación completa de un elemento, es posible indicar en planta la designación abreviada del perfil (ejemplo: W 406), y en algún lugar cercano indicar la designación completa del perfil abreviado (ejemplo W 406= W 406X53.7).

(R) El símbolo (R) entre paréntesis, indica que una viga, piso, contraviento, barandal, puntal, etc. , debe ser removible y que por lo tanto deberá tener una conexión atornillada (no soldada). El diseñador debe asegurar que al remover los elementos indicados con (R) no pondrá en peligro la estabilidad de la estructura.

En la figura se indica una viga y rejilla removibles.

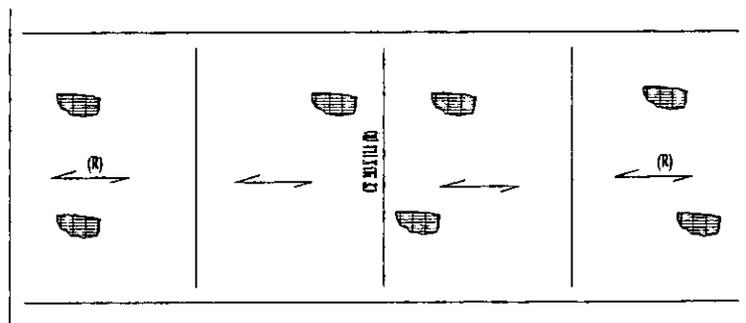


FIGURA 2.10 REJILLA Y VIGA, REMOVIBLES

FP El símbolo FP indica que el elemento estructural lleva protección contra Incendio (FireProofing). Si el elemento se recubre en su totalidad deberá Indicarse (FP), y si el patín superior no se recubre se indicara (FP).

Miembro totalmente recubierto IR 203 x 46.2 FP

Patín superior expuesto IR 203 x 46.2 FP

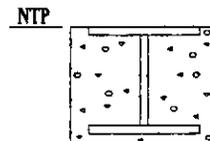
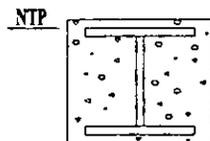


FIGURA 2.11

Elementos de Contraviento y Puntos de Trabajo.

-Los elementos estructurales usados como componentes horizontales o verticales de un sistema de contraviento, consistirán principalmente de un ángulo, dos ángulos espalda con espalda o de un perfil T. También se permite el uso de perfiles I, pero no así el uso de perfiles tubulares debido a la alta precisión que se requiere para detallar las conexiones.

-El punto de trabajo en el cual se intersectan las líneas de acción de dos o más elementos, debe ser localizado en los dibujos e identificados como "PT".

-Los puntos de trabajo para contraviento horizontal, deben ser mostrados pero no localizados cuando la intersección sea en las líneas de centro de trabes. cuando las líneas de centro de las vigas se intersecten con el eje vertical de una columna, el PT será al patín de la columna.

Los puntos de trabajo para contraviento vertical serán como se indica a continuación:

-Trabes de 400 mm de peralte y menores. La conexión de contravientos al patín superior o inferior de la trabe será en la intersección de la línea de centro de la Trabe y la línea de centro de la columna.

-Trabes de 450 mm de peralte y mayores. La conexión de contravientos al patín superior o inferior de la trabe será en la intersección de una línea paralela al eje de la trabe localizada 150 mm por arriba o abajo del patín de la trabe y la línea de centro de la columna.

-Conexión a placa base. La conexión de contraviento a la placa base de columna será en la intersección de la línea de centro de la columna y el tope de la placa base. Cuando el contraviento o su conexión interfieren con las anclas de la placa base, el punto de trabajo debe ser movido hacia arriba la distancia mínima requerida para librar las anclas.

Se podrán utilizar redondos lisos para contraviento de edificios. Para estos casos, en los dibujos se mostrará el redondo con 2 tuercas hexagonales en cada extremo, los ángulos de conexión de cada extremo serán de 3/8" de espesor mínimo. Los puntos de trabajo podrán ser excéntricos la distancia mínima requerida para librar la conexión.

Conexiones

-Se indicaran los detalles típicos de conexión de trabes a cortante y a momento así como de conexión de contravientos verticales y horizontales. Estos detalles no indicarán dimensiones.

Las conexiones típicas de trabes se darán mediante tablas en las cuales se indicarán las dimensiones de las placas y ángulos de conexión, espesores de soldadura y diámetro y número de tornillos para cada tipo de trabe que se tenga en la estructura.

En el diseño de la conexión de elementos de contraviento sujeto a fuerzas axiales de tensión o compresión, el ingeniero debe tomar en cuenta la reducción de la capacidad del perfil debido a las excentricidades de la conexión, la cual genera un momento que puede ser considerable.

-Los símbolos de soldadura deben ser de acuerdo a los requerimientos de la American Welding Society (AWS) como se indican en el manual del American Institute of Steel Construction (AISC).

Tornillos

-Para las conexiones atornilladas entre elementos de acero, el fabricante de la estructura deberá proveer los tornillos requeridos.

-Los tornillos a ser usados en escaleras de rampas o marinas, postes de barandales y largueros de cubierta o fachadas serán de acero estructural especificación ASTM A -307 de 16 mm (5/8") de diámetro mínimo.

-Los tornillos para conexión de estructura principal y secundaria serán de acero de alta resistencia especificación ASTM A -325 de 19 mm (3/4") de diámetro mínimo.

Las conexiones con estos tornillos deben ser diseñadas de tipo aplastamiento (bearing type) con cuerdas incluidas en el plano de cortante, a menos que se especifique lo contrario por requerimientos del proyecto.

-Cuando se requiera de tornillos para conexión de equipos montados sobre la estructura, deberá especificarse en el dibujo su diámetro y longitud tomando en cuenta para esta el espesor de la silleta de apoyo del equipo, el espesor de la estructura de apoyo más 1.5 veces el diámetro del tornillo y redondeando dicha longitud al 1/4 " superior. Deben de tomarse también en cuenta tolerancias para rondanas biseladas cuando se conecte a patines de vigas de sección IE y CE.

Agujeros para Tornillos

-Conexión entre elementos de aceros.

-Para todas las conexiones entre elementos de acero, el tamaño de los tornillos debe ser indicado en el dibujo, el diámetro para agujeros estándar no debe ser indicado ya que este lo define el AISC. Para conexiones estándar, el diámetro de los agujeros debe ser 1/16" mayor al diámetro del tornillo usado. Cuando los agujeros no sean estándar, deben indicarse en los dibujos.

-En conexiones atornilladas tipo aplastamiento (bearing type), no se permitirá el uso de agujeros mayores a lo indicado, con excepción de lo indicado para agujeros oblongos.

-Conexión de Elementos de acero a Concreto.

En conexiones de elementos de acero a concreto, el diámetro de los agujeros debe ser indicado en los planos, el diámetro será de acuerdo a lo siguiente:

- Diámetro de Tornillos < 25 mm (1")

Diámetro del Agujero = diámetro del Tornillo + 4.8 mm (3/16")

Tornillos 29 mm (1 1/8 ") < diámetro < 51 mm (2")

Diámetro de Agujero = Diámetro de tornillo + 7.9 mm (5/16")

- Diámetro de Tornillos > 51 mm

(2") Diámetro de Agujero = Por el grupo diseño

El diámetro de anclas no debe definirse en los dibujos de estructura de acero, ya que se define en los de cimentación.

Equipos Sobre Estructura de Acero

-El diámetro de agujeros tanto en el equipo como en la estructura soporte deberán ser 3.2 mm. (1/8") mayor al diámetro del tornillo de conexión.

Agujeros Oblongos

-Cuando se requieran agujeros oblongos, su longitud será medida a los extremos del agujero.

-La longitud de desplazamiento en un agujero oblongo es medida de la línea de centro del agujero a la línea de centro del tornillo cuando éste está al extremo.

Para el dimensionamiento del agujero, deberá adicionarse al diámetro del mismo el desplazamiento requerido en ambas direcciones y redondeando al cm superior.

Referencia a Dibujos de Concreto

-Para simplificar la coordinación entre dibujos de acero y de concreto, para el caso de acero misceláneo debe indicarse el plano en el cual se detalla la cimentación.

Sistema de piso

- El tamaño y localización de las aberturas en rejilla o placa debe definirse en los dibujos de diseño. El tamaño y localización de aberturas para tuberías y equipo deben ser claramente indicadas en los dibujos de estudio de planeación. El tamaño de las aberturas será la dimensión externa real del elemento (tubo o equipo) más el aislamiento (si existe) más 25 mm (1") de holgura perimetral redondeando al centímetro superior. Si el recipiente o tubería es bridada y la brida debe pasar a través de la abertura, ésta debe ser dimensionada usando el diámetro externo de la brida a menos que se prevea una sección dividida.
- Todas las aberturas, deberán permitir el crecimiento (expansión) de tuberías o equipos.
- Cuando se usen secciones de rejilla o placa divididas para facilidad de montaje, debe preverse el soporte adecuado de cada una de las piezas.
- Cuando dos o más líneas de tuberías bastantes próximas pasan a través del sistema de piso, se puede indicar una abertura común.
- Cuando se monta equipo sobre un sistema de piso, no debe haber rejilla o placa entre la base del equipo y los miembros de soporte. El corte en la rejilla o placa debe ser mostrado en los dibujos de diseño.
- Cuando el sistema de piso se extienda más allá del acero de soporte, debe indicarse la dimensión requerida y proveer soporte adicional si se requiere.
- Para sistema de piso removible, deben proveerse los elementos de soporte necesarios y el tamaño de las secciones removibles debe limitarse en función de su peso.

Pisos de Rejilla

- Los detalles de conexión de rejilla son como se indican en el anexo 3, planos típicos.
- La dirección de las soleras de carga, se indicará con el siguiente símbolo: \longleftrightarrow
- Para facilitar la fabricación y detallado de rejilla, ésta debe orientarse en la misma dirección tanto como sea posible en cada plataforma. Esto reducirá el despiece y la necesidad de vigas adicionales de soporte.
- Aberturas con diámetro mayor o igual a 150 mm (6") deben ser indicadas en los planos. Aberturas con diámetro menor de 150 mm serán hechas en campo (a excepción si el piso es galvanizado). Aberturas con diámetro mayor o igual a 250 mm (10") deben llevar una solera perimetral de refuerzo de 102 mm de ancho por 4.8 mm de espesor mínimo.

Placa Antiderrapante

- Los detalles de conexión de placa antiderrapante son como se indican en el anexo 3.
- El símbolo para indicar placa antiderrapante es el siguiente:

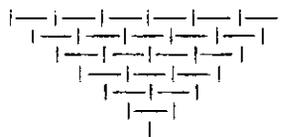


FIGURA 2.12

- Aberturas con diámetro mayor o igual de 250 mm (10") deben ser indicadas en los planos. Aberturas con diámetro menor de 250 mm serán hechas en campo. Aberturas con diámetro mayor o igual a 250 mm deben llevar una solera perimetral de refuerzo de 102 mm de ancho y 4.8 mm de espesor mínimo.

Barandales

- Los detalles estándar de barandal son como se indican en anexo 3.
 - El barandal debe indicarse en el perímetro del área que lo requiera de acuerdo a la simbología definida.
 - Cuando se tengan secciones removibles de barandal, éstas deben dimensionarse e indicarse en los planos.
 - Cuando se tengan secciones discontinuas o en la unión con secciones existentes, debe indicarse y localizarse el poste de la nueva sección.
- Debe ponerse barandal en todo el perímetro de plataformas con altura mayores o iguales a 914 mm (3'-0") sobre el nivel del terreno.

Escaleras Verticales

- Los detalles estándar de escaleras verticales son como se indican en el anexo 3.
- Escaleras verticales con alturas hasta de 2400 mm (8'-0") podrán usarse sin canastilla de protección, para alturas mayores se requerirá de protección como se indica a continuación.

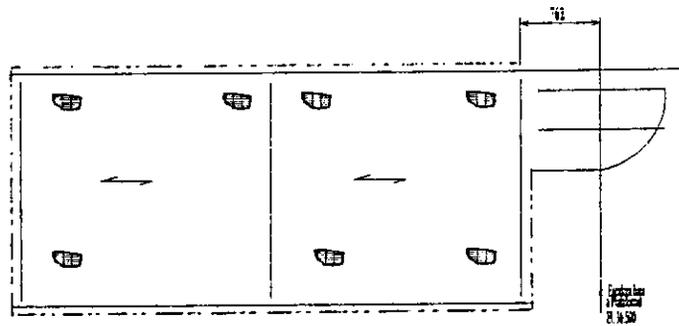


FIGURA 2.13

- Bajo ninguna circunstancia se usarán escaleras verticales para dar acceso a plataformas que estén separadas más de 9000 mm (30'-0").
- Las escaleras verticales deben ser soportadas en su parte superior y guiadas a intervalos no mayores de 6000 mm (20'-0"). No es necesario localizar las guías o soportes, pero se debe proveer elementos de soporte para las mismas.
- Si una escalera vertical no puede ser soportada a intervalos de 6000 mm (20'-0"), las soleras estándar que forman los elementos verticales (barandas) de la misma deben ser substituidos por ángulos de 63 x 63 x 6 (2 1/2" x 2 1/2" x 1/4") posicionados como se indica en la siguiente figura. La máxima longitud de la escalera no excederá 9000 mm (30'-0").

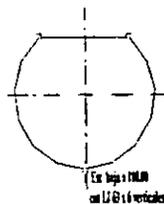


FIGURA 2.14

- La localización de escaleras será mínima a 381 mm (15") del centro de la misma al paño de la plataforma y a 203 mm (8") del centro de los barotes de los escalones al paño de la plataforma.

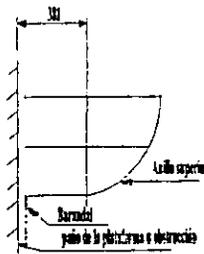


FIGURA 2.15

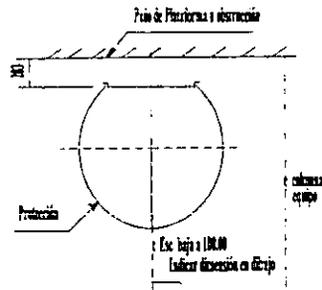


FIGURA 2.16

- La extensión de una escalera marina debe indicarse desde la plataforma superior hacia la plataforma o nivel de terreno inferior al que dan servicio (escalera baja a NTP 100.000 o escalera baja a plataforma NTP 115.500).
- Si la escalera da servicio a varias plataformas, su extensión debe ser indicada en la plataforma superior indicando que baja al nivel de la plataforma más baja con acceso a la plataforma del nivel intermedio.
- Deberá procurarse que en general la salida de estas escaleras sea lateral, también podrán usarse escaleras con salida frontal cuando sea apropiado.

Escalera de Rampa.

- Los detalles estándar de escaleras de rampa son como se indican en el anexo 3.
- En los dibujos de detalle solo se requiere dar la siguiente información:
 - Ancho de la escalera.
 - Perfil para alfaradas.
 - Longitud de la escalera (número de huellas).
 - Elevaciones superior e inferior.
- En general las escaleras serán de ancho estándar de 762 mm (2' 6") ó 914 mm (3'-0") con perfiles CE 203 x 17.11 ó CE 254 x 22.76, el ángulo estándar con respecto a la horizontal es alrededor de 45°, sin embargo, este ángulo podrá variar con la condición de que este en el rango entre 30° y 50°.
- Una rampa individual de escalera está limitada a una altura vertical máxima de 5490 mm (18'-0"), para alturas mayores deberá proveerse un descanso intermedio.
- Deberá tenerse un claro libre mínimo de 2340 mm (7'-6") sobre las huellas de la escalera.
- Se recomienda una distancia libre mínima de 330 mm (1'-1") entre el paño interior de la alfarda y los miembros de la estructura así como entre rampas como se muestra en la figura siguiente:

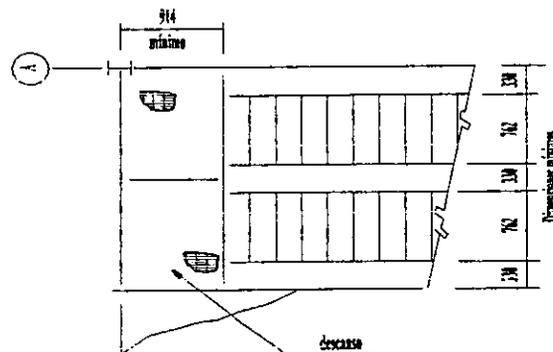


FIGURA 2.17

II.4. PLANOS TÍPICOS DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

-Los siguientes dibujos muestran el formato básico y el criterio de arreglo de varios tipos de dibujo de estructuras de acero. Los ejemplos son básicos y no intentan cubrir todos los casos que se puedan encontrar.

Plataforma de Acero

-Se incluyen plataformas misceláneas para acceso y operación de equipos, las cuales tienen acceso por medio de escaleras de rampa o marinas.

La identificación de las plataformas se hará en la planta identificando su función o localización.

-Debido a que este tipo de plataformas es de dimensiones pequeñas en general, pueden ser totalmente fabricadas y ensambladas en el taller con excepción de los elementos de soporte (columnas), cuando no sea factible, deberá indicarse en el dibujo la extensión de los módulos a ser ensamblados en el Taller.

Si en un dibujo se muestran plataformas de diferentes áreas, ésta deberá ser indicada en cada plataforma directamente debajo del letrero de identificación de la misma.

-La referencia a cimentaciones debe ser indicada en el plano.

Rack de Tuberías

-Los racks de tuberías en general son estructurados por medio de marcos rígidos en la dirección transversal y por traves puntal y contravientos en la longitudinal, la representación de racks será como se indica a continuación:

Planta

-Los dibujos de planta del rack deben ser los primeros en la secuencia de dibujos de un rack y deben hacer referencia a los planos de elevaciones y marcos, así como a los planos de detalles de conexión.

-Las plantas deben mostrar la información siguiente:

Coordenadas en ambas direcciones para cada uno de los marcos.

Localización e identificación de todos los elementos de contraviento horizontal indicando los puntos de trabajo así como los NTP (Nivel Tope de Perfil).

Todos los elementos que no se encuentran sobre las líneas de centro de las columnas como plataformas secundarias, cartelas, travesaños etc. deben ser localizadas e identificadas.

-Las traves de marcos, puntales y columnas.

-Cuando se tenga racks de varios niveles con bastante contraviento horizontales y cuya estructuración sobre los marcos principales difiera considerablemente, podrán hacerse varias plantas indicando bajo cada una los niveles que representan (por ejemplo PLANTA NTP 44.200 y NTP 39.900 y planta NTP 37.800 y NTP 35.700), en caso contrario solo se indicará una planta indicando los diferentes niveles.

-Deberá hacerse referencia a los elementos de acero de interconexión si se requiere.

Elevación de Puntales y Contravientos Longitudinales.

-Las elevaciones deben mostrar la información siguiente:

Las coordenadas de cada eje de columnas.

La coordenada del eje que representa (por ejemplo Elevación eje N 187.459).

La identificación y localización de puntales y contravientos horizontales.

La identificación y localización de todos los elementos localizados fuera de las líneas de centro de las columnas sobre la elevación en cuestión.

La orientación de las columnas.

Elevación de Marcos Transversales

- Debe efectuarse una elevación por cada uno de los marcos con diferente configuración y secciones, esto permitirá agrupar marcos de diferentes coordenadas por cada elevación.
- Las elevaciones deben mostrar la información siguiente:
 - Las coordenadas de cada eje de columnas.
 - Las coordenadas del marco o marcos que representa la elevación (por ejemplo elevación ejes N 112.000 y N 130.000).
 - Sección de traves, sección y orientación de columnas.
 - Elementos adicionales (como ménsulas) con identificación y localización.
 - Detalles de conexiones y placa base con su plano de referencia.
 - Límites de protección contra incendio (si existe).
- El tope de las columnas debe extenderse 100 mm (4") por arriba del NTP de la última trabe para permitir la conexión de traves con placa de extremo y ampliaciones futuras.

Detalles

- Los dibujos de detalle deben contener los detalles y secciones mínimas para poder efectuar el detallado de elementos y conexiones del rack.
- La información típica de estos dibujos será la siguiente:
 - Detalles de conexiones tipo para contraviento horizontal y vertical así como detalles de conexiones con agujeros oblongos.
 - Detalles de conexiones tipo a momento y cortante para puntales y traves de marcos, así como detalles de placas base deberán indicarse en un plano individual, de esta manera podrán usarse para rack diferente. Este tipo de conexiones podrá tabularse.
- Detalles especiales

Estructuras de Acero

- Dentro de las estructuras de acero, se consideran estructuras abiertas de uno o más niveles con cuatro o más columnas usadas para soportar equipos como cambiadores, tanques horizontales, rehervidores, etc. así como plataformas de operación. También incluye los cubos de escaleras y estructuras para elevadores.
- La representación de estructuras de acero será como se indica a continuación:

Plantas

- Deberá elaborarse una planta por cada uno de los niveles de soporte de equipo principal o de operación identificándose con su NTP (por ejemplo PLANTA NTP 38.405).
- Deberá mostrar la identificación de cada uno de los ejes de la estructura.
- Las plantas deberán mostrar e identificar cada uno de los elementos que forman parte del nivel indicado (traves y contravientos) indicado con el símbolo (+ o -), la diferencia de niveles de aquellos elementos por arriba o por abajo del NTP especificado (por ejemplo + 203 o -76).
- Deberá indicarse el límite de la protección contra incendio en aquellos elementos que lo requieran.

Elevaciones

- Deberán mostrar la identificación de cada línea de centro de columnas.
- La identificación del marco que representan (por ejemplo ELEVACIÓN MARCO EJE "1").
- Deberá mostrar la orientación de columnas, la identificación de columnas, traves, contravientos y elementos que no están indicados en las plantas.

-Deberá indicarse el límite de la protección contra incendio de aquellos elementos que la requieran. Deberán indicarse detalles y secciones.

Detalles

-De ser posible, los detalles de placa base, conexiones a momento y cortante y detalles especiales deberán mostrarse en el plano en el cual fueron indicados, de ser necesario se utilizarán tablas.

-Las conexiones tipo para contravientos verticales y horizontales así como conexiones a momento y cortante de vigas, deberán mostrarse en un plano individual con el objeto de que se puedan usar para diferentes estructuras. Cuando sea necesaria una secuencia de montaje de la estructura por mantenimiento o montaje de equipos o por estabilidad de la misma, ese deberá ser claramente descrito en los dibujos.

-Cuando se requiera de aditamentos especiales, tales como placas de deslizamiento, de preferencia deben detallarse en el dibujo donde se indicaron.

Edificios de acero

Dentro de los edificios de acero, se consideran estructuras cubiertas total o parcialmente, de uno o más niveles y con 4 o más columnas de soporte entre los que se encuentran edificios de analizadores, de almacenamiento, casas de compresores, edificios de empaclado, etc.

En general la representación de los edificios de acero deberán seguir los lineamientos indicados para estructuras de acero y adicionalmente lo indicado a continuación.

Los largueros y redondos (SAG RODS) de cubierta deben ser indicados en la planta de cubierta, los largueros y redondos de fachadas deben ser indicados en las elevaciones de los marcos tanto longitudinales como transversales indicando los límites de la lámina de cubierta y de fachadas.

Si existen grúas la trabe carril debe ser dimensionada, localizada y mostrada en planta, en la misma deberán mostrarse los topes.

Si existen monorrieles, estos deberán ser dimensionados localizados y mostrados en planta, deberán indicarse también los puntos de soporte, curvas y topes del mismo.

Deberán indicarse además los detalles típicos, de conexión de largueros, redondos, trabes carril, monorrieles, etc.

Acero misceláneo

Dentro de acero misceláneo se consideran los soportes secundarios para tuberías, instrumentos o charolas eléctricas, marcos especiales, pescantes y acero misceláneo conectado a concreto.

Los soportes secundarios generalmente se indicarán mediante tabulación. El anexo 3 muestra el plano tipo.

El acero misceláneo (no incluyendo soportes "T") debe agruparse por área y mostrarse en un dibujo, si fuera necesario mostrar detalles de acero misceláneo de diferentes áreas en un plano, el área deberá ser indicada directamente bajo el letrero de cada detalle. Si es posible, las áreas deben ser indicadas en el cuadro del marco.

Los detalles de acero misceláneo deberán ser localizados por coordenadas.

II.5. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Con el propósito de obtener una estructura con características adecuadas de seguridad, funcionalidad y economía se requiere determinar lo siguiente:

a. La participación planeada de los criterios de diseño de las diferentes disciplinas técnicas involucradas como pueden ser la Arquitectura, Ingeniería: Mecánica, Química, Eléctrica, Geotécnica, Sanitaria, Hidráulica, Ambiental, de Fabricación (incluyendo transporte) y montaje.

La participación del criterio de ingeniería civil, en la etapa de pre dimensionamiento, es necesario que ocurra si es posible simultáneamente a la participación inicial de cada una de las disciplinas involucradas.

Solamente la participación oportuna del ingeniero civil con cada una de las disciplinas mencionadas, podrá permitir que se obtenga una estructura adecuada, ya que oportunamente se podrá detectar criterios inadecuados de localizaciones, estructuraciones, dimensionamientos estructurales, etc.

b. La definición de las diferentes disciplinas permitirá obtener la información requerida para el diseño civil tal como: ubicación geográfica de la estructura, dimensiones generales, localización y magnitud de las diferentes cargas, condiciones de fabricación, transporte y montaje, condiciones de mantenimiento de los equipos soportados, condiciones de mantenimiento de la estructura, información geotécnica (revisar u obtener a través de trabajos de campo y laboratorio).

Ésta información permitirá determinar el tipo de estructuración correspondiente.

c. Se considera que la estructuración es la definición de la localización, orientación y tipo de conexión de cada uno de los elementos estructurales que constituyen una estructura. La estructuración es particularmente importante en la obtención de una estructura eficiente y económica.

d. Por cuanto al comportamiento estructural los tipos de estructuras considerados corresponderán a los tipos mencionados en los códigos y reglamentos indicados en nuestro cuestionario de diseño.

e. Generalmente una estructuración económica se obtiene con las siguientes consideraciones:

La estructura está sujeta a la acción de cargas verticales (permanentes y variables) y de cargas horizontales (accidentales).

La estructura se debe analizar y diseñar, sujeta a la combinación de cargas verticales y horizontales.

Las cargas verticales y horizontales originan, en los elementos de la estructura, elementos mecánicos de carga axial, cortante, flexión y en ocasiones torsión, además de deformaciones y desplazamientos horizontales de la estructura.

Los elementos que constituyen el mayor porcentaje de peso de la estructura son las columnas, respecto del resto de los elementos estructurales.

Las cargas verticales son soportadas por traveses y columnas, las cargas horizontales son soportadas en su mayor proporción por columnas. Las cargas horizontales producen elementos mecánicos y desplazamientos horizontales en las columnas, de mayor magnitud que las cargas verticales.

Por lo anterior para obtener una estructura económica se deberá reducir en lo posible la flexión y desplazamientos en las columnas, lo cual se puede obtener mediante un sistema de piso en ambas direcciones ortogonales (losa de concreto o armaduras horizontales) que soporte las cargas horizontales y las transmita a muros de cortante o armaduras (contravientos) en voladizo ubicadas verticalmente entre uno o dos ejes de columnas, de ésta manera se reducen o eliminan las flexiones y desplazamientos de las columnas.

f. Es particularmente importante que el diseño y construcción de las conexiones, de cada elemento estructural, corresponda al tipo de estructura considerado en el análisis.

g. Considerando lo anterior es conveniente, económicamente, que una trabe o armadura de apoyo en columnas tenga sus conexiones con capacidad de transmitir cortante y flexión simultáneamente, ocasionalmente torsión cuando sea el caso.

Una trabe o armadura que apoya en trabes o armaduras es conveniente que tenga sus conexiones extremas con capacidad para transmitir cortante solamente.

h. Es conveniente que las conexiones de las columnas con el dado de cimentación tengan capacidad de transmitir carga axial, cortante y flexión excepto cuando por recomendación de mecánica de suelos (baja capacidad de carga del suelo) se requiere que la conexión transmita carga axial y cortante solamente.

i. No es conveniente considerar a los muros como elementos estructurales, por lo cual conviene que exista una holgura entre la cara horizontal superior de un muro y la trabe y entre muro y columna; la conexión entre muro y estructura, será para que el muro tenga soporte lateral solamente. Lo anterior para que no se restrinja la posibilidad de remoción y /o re localización de muros. Además de que los muros generalmente se localizan en forma asimétrica.

j. El medio de sujeción, tornillos, soldadura o combinación de ambos, será definido de acuerdo a lo indicado en la sección 1.15.12. conexiones de campo descritas en el manual de construcción de acero IMCA. También podrá estar definido por la necesidad de que algunos o todos los elementos estructurales sean desmontables.

k. Deberá verificarse si la estructura requiere localización y detalle de una o varias juntas de expansión con el objeto de que el gradiente de temperatura ambiental no produzca elementos mecánicos en la estructura, o considerar sus efectos correspondientes como una condición de carga en el análisis estructural. En este caso se aplicará el criterio mencionado en la sección de acciones del manual de diseño MCFE y referente a la determinación del mencionado gradiente.

l. Las estructuras de acero, respecto a las estructuras de concreto tienen las siguientes ventajas:

Permiten fácilmente prever los elementos de conexión para posibles ampliaciones futuras.

Representan menor peso propio para la cimentación.

Una estructura de acero permite con facilidad, incrementar su capacidad de carga, en el caso de la necesidad de ampliaciones futuras no consideradas en el diseño original, aún en el caso de ausencia de la memoria de diseño y de dibujos constructivos. Lo anterior porque es posible realizar un levantamiento de información dimensional de la estructura y de las diferentes cargas actuantes (localización y magnitud de cargas) y es posible efectuar un refuerzo parcial o total de la estructura e igualmente de la cimentación.

Una estructura de acero permite eliminar o reducir la flexión en uno o ambos sentidos ortogonales de las columnas, reduciendo así el costo de la estructura. Esto se obtiene mediante el uso de contravientos en el plano vertical entre columnas en uno o ambos sentidos ortogonales y el uso de contravientos en el plano horizontal en ciertos claros.

m. La determinación de la separación o espaciamiento económico de los elementos estructurales, columnas, trabes, armaduras, marcos rígidos, largueros, etc. requiere de estudios comparativos. Las separaciones de los elementos estructurales son determinadas en la mayoría de los casos por requerimientos de uso de la estructura.

n. La determinación de las dimensiones económicas de cada elemento estructural son obtenidas con los programas de computadora de análisis y diseño de estructuras de acero que existen en el mercado.

TIPOS DE ESTRUCTURAS

a. La estructuración es determinada por los siguientes factores:

uso o destino de la estructura, localización y magnitud de cargas, dimensiones generales (distancias entre columnas y entrepisos).

b. En función de la localización relativa los elementos estructurales se consideran los siguientes tipos de estructuras:

Estructuras reticulares

Estructuras de marco rígido

Estructuras de armaduras

Estructuras tubulares

Estructuras de cascarones

Estructuras colgantes

Los mismos factores indicados en el inciso anterior definen los diferentes tipos de estructura de éste inciso.

c. Estudio de mecánica de suelos define el tipo de conexión columna-cimentación. El estudio proporciona información para el análisis integral estructura cimentación.

d. Se indica a continuación en forma tabular, los diferentes tipos recomendables de estructura para distintos usos de la misma, esto no significa otra posible solución, se pretende que sirva de referencia solamente.

USO DE LA ESTRUCTURA	RETICULAR	MARCO RIGIDO	ARMADURAS	TUBULAR	CASCARONES	COLGANTES
Oficinas	X					
Habitacional	X					
Hotel	X					
Hospital	X					
Escuela	X					
Teatro		X	X		X	
Museo		X	X		X	
Auditorio		X	X		X	X
Sala de concierto		X	X		X	
Estadio	X					
Centro comercial	X					
Estacionamiento	X					
Soporte Equipo	X					
Almacén	X					
Taller	X					
Racks	X					

III. ELEMENTOS QUE FORMAN UN EDIFICIO INDUSTRIAL

Se designa con el termino de edificio industrial a las estructuras utilizadas por la industria en la que al menos una parte y generalmente la mayoría de la superficie es cerrada, normalmente de un nivel. También suele denominarse con éste nombre a las estructuras de proceso de varios pisos con más de 3 entre ejes en alguna dirección.

Algunas características de un edificio industrial son la exigencia de grandes superficies libres cubiertas, que requieren frecuentemente de armaduras y una altura grande suficiente para el empleo de grúas, en los extremos y /o a los costados alojan plataformas que son empleadas como oficinas u operación.

Generalizando, los edificios industriales se componen de marcos laterales arriostrados diagonalmente y de varios marcos rígidos transversalmente, en la figura se muestra la geometría típica y sus componentes.

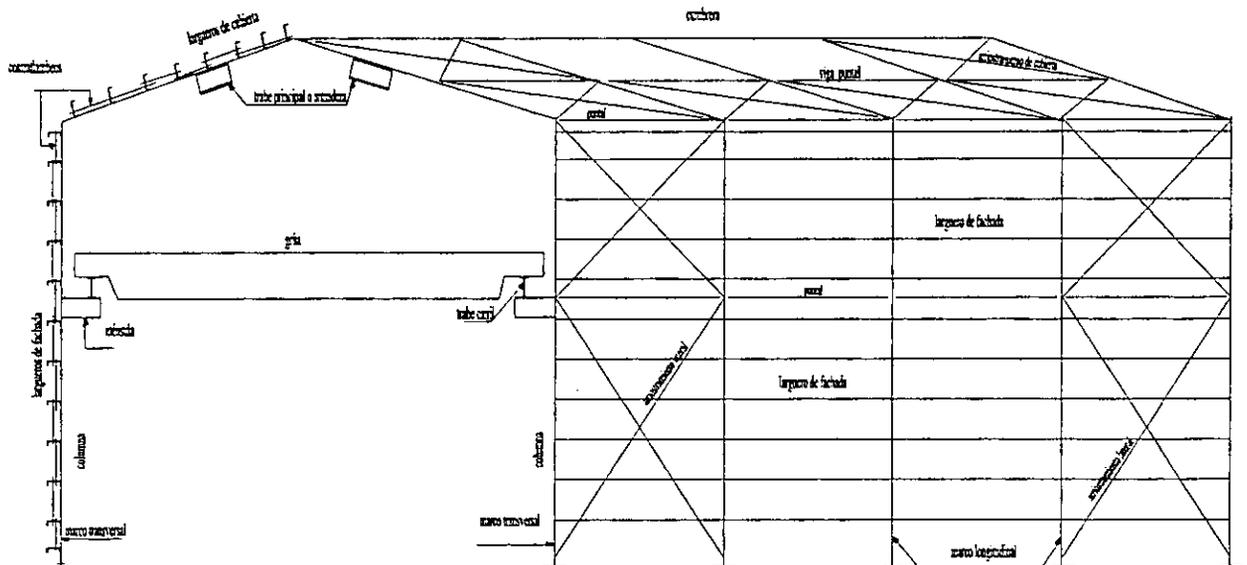


FIGURA 3.1

III.1.DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UN EDIFICIO INDUSTRIAL

Considerando que los elementos estructurales tienen un determinado comportamiento estructural de acuerdo con su ubicación en la estructuración, a continuación los describiré.

COLUMNAS

Elemento estructural que tiene su eje longitudinal en posición vertical, sujeta a cargas axiales, fuerzas cortantes perpendiculares a su eje y momentos de flexión en uno o dos planos verticales y ocasionalmente a momento de torsión. Existe una tendencia al pandeo con respecto al eje más débil y es por esto que el esfuerzo admisible se calcula por una fórmula que tiene en cuenta la esbeltez KL/r mínima del elemento.

Los perfiles más usados como columnas son los perfiles "IR", "IS", laminados, las columnas en forma "H" formadas de 3 placas, o en cuatro placas en cajón y ocasionalmente se usan celosías.

TRABES

Elemento estructural que tiene su eje longitudinal en posición horizontal o en posición inclinada, sujeta a cargas localizadas en sus planos vertical y horizontal perpendicular a su eje longitudinal; sujeta a momentos de flexión en los planos horizontal y/o vertical a través de su eje Longitudinal, a fuerzas cortantes y en ocasiones a momento de torsión.

Este elemento forma junto con las columnas el marco rígido. Los perfiles más usados como trabe son "IR" e IS laminados también "H" formadas por 3 placas.

ARMADURAS

Elemento estructural que trabaja como trabe formada por una cuerda superior y otra inferior que constituyen el peralte, unidas por montantes localizados perpendicularmente al eje de las cuerdas, en el plano vertical, además cuentan con un tercer componente que es la diagonal localizada en el plano vertical, uniendo tanto a cuerda como a montantes.

Las cargas que se le aplican están sólo en el plano vertical, ocasionando fuerzas de tensión o compresión en sus miembros. Ocasionalmente las cuerdas están sujetas a flexo compresión o flexo tensión.

La finalidad de las armaduras para techo es servir de apoyó a una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, viento y nieve), aparte de realizar estas funciones debe soportar tanto las techumbres como su propio peso.

Al estudiar una armadura de cubierta con respecto a los esfuerzos en sus barras, es practica común suponer que sus extremos se encuentran libres para girar en las uniones sin flexión ni restricción alguna.

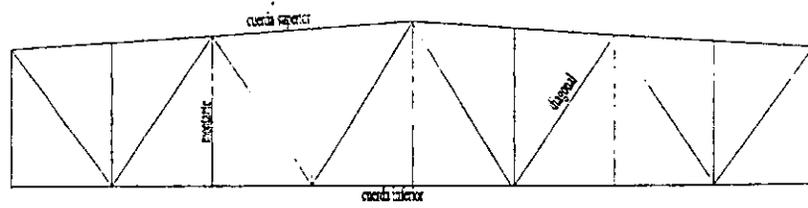
Este nunca es el caso real de las armaduras de cubiertas ordinarias.

Los elementos se encuentran rigidamente unidos, por tornillos o soldadura, a placas o unos a los otros en los nudos. En un triángulo dado de la armadura una o más de las barras trabajan a compresión, y tenderán a acortarse. Los otros trabajan a tensión y se alargan.

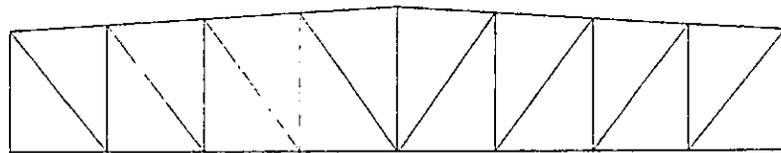
Por consiguiente, el triángulo de barras se deforma, y como las uniones rígidas mantienen los ángulos entre los extremos de los elementos, se inducen momentos en los extremos que dan lugar a los esfuerzos secundarios.

Estos esfuerzos secundarios se pueden calcular, pero el trabajo que ello origina jamás se encuentra justificado en el caso de las armaduras de cubiertas ordinarias.

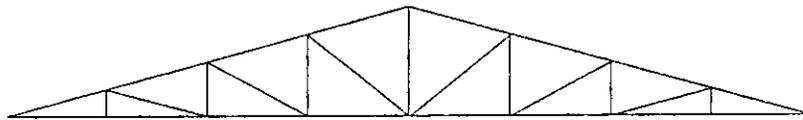
FIGURA 3.2 TIPOS DE ARMADURAS MÁS UTILIZADOS



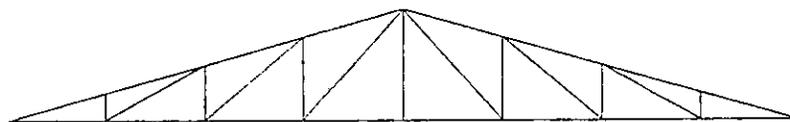
ARMADURA TIPO PRATT



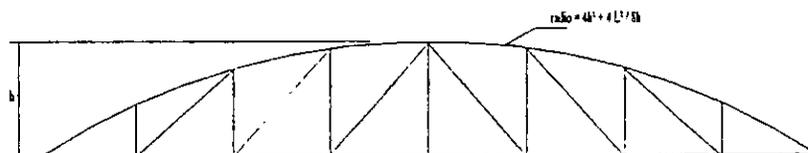
ARMADURA TIPO WARREN



ARMADURA TIPO HOWE



ARMADURA TIPO PRATT



ARMADURA TIPO CUERDA Y ARCO

TIPO DE ARMADURAS

Las armaduras se clasifican según la forma en que se combinan los diferentes sistemas de triangulación y frecuentemente toman el nombre del primer ingeniero que a empleado ese tipo particular de armadura. Las cuerdas superiores e inferiores pueden ser paralelas o inclinadas, La armadura puede ser de claro simple o continua y los miembros de los extremos pueden ser verticales o inclinados.

Las armaduras pueden también clasificarse por la forma en que se combinan o unen sus miembros como, por ejemplo, armaduras soldadas de uno o dos planos y armaduras conectadas con pernos.

SELECCIÓN DEL TIPO DE ARMADURA

La elección de un tipo particular de armadura, depende de varios detalles entre ellos están: el claro, tipo de carga, tipo de armadura desde el punto de vista arquitectónica, clima, iluminación, ventilación, aislamiento. Un factor importante es el ángulo entre miembros que se intersectan y su efecto en los detalles.

La longitud del tablero viene generalmente determinada por un diseño económico para un sistema de techo soportado por la armadura.

El peralte de la armadura puede estar determinado por la pendiente deseada, también por la altura libre necesaria o por la necesidad de contraviento.

Para facilidad del detallado de juntas, remachado o soldado, es conveniente mantener el ángulo entre elementos de la armadura entre 30° y 60° .

LARGUEROS

Los largueros son vigas especiales que van colocados sobre las cuerdas superiores de armaduras contiguas o sobre el patin superior de traveses con objeto de soportar el material de cubierta (lámina de acero o asbesto) y a su vez transmitirle la carga a las armaduras. En fachadas apoyan en el eje longitudinal de columnas.

Se diferencian de las vigas ordinarias en que generalmente se encuentran sometidas a flexión asimétrica en uno o ambos planos perpendiculares a su eje.

Los canales y las "I" laminadas son las secciones usadas con más frecuencia, pero en algunas ocasiones pueden convenir otros perfiles.

El espaciamiento más usual entre largueros es de 0.6 m a 1.8 m dependiendo de las condiciones de carga y el tipo del material de cubierta.

Las relaciones peralte-claro más convenientes son del orden de $1/24$ o $1/30$, una observación muy importante es el impedir la flexión de las cuerdas superiores de las armaduras de cubierta, es conveniente, colocar largueros en los nudos de la cuerda superior de la armadura.

Sólo en el caso que por necesidad de diseño se usen largueros intermedios, las cuerdas superiores de la armadura deberán diseñarse para tomar tanto esfuerzos de flexión como axiales.

CONTRAVIENTOS O TENSORES

Los contravientos son elementos estructurales formados por varillas de acero o comúnmente llamados "redondos" cuyo trabajo estructural es la tensión. Uno de sus usos lo tenemos en las estructuras de acero de los edificios industriales que usan largueros entre las estructuras del techo, para soportar las cubiertas del mismo.

Los contravientos se requieren para suministrar soporte a los largueros que cargan la cubierta. Es práctica común espaciar los tensores para largueros en distancias de 2.5 a 3.0 m el objeto del tirante es doble, proporcionar apoyo lateral para evitar la deformación por flexión, sobre todo cuando los tensores se disponen en cruceros verticales y el otro es proporcionar puntos de apoyo para hacer trabajar al larguero como una viga continua de dos o tres claros solicitada por una carga que es la componente tangencial (paralela a la dirección de la cubierta) de la carga vertical total que actúa sobre el larguero.

Otra práctica común es usar como mínimo un diámetro de 5/8" pues diámetros menores a menudo se dañan durante la construcción, además la rosca de los redondos más delgados es más fácil de dañar por un sobre apriete.

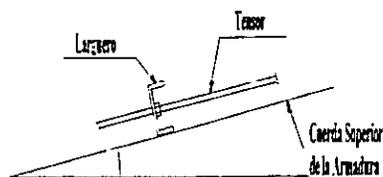


FIGURA 3.3

CONTRAVIENTOS HORIZONTALES

El contraviento horizontal o contraviento de armadura es usado para lograr que una serie de armaduras o marcos permanezcan normales al plano de las estructuras.

El contraviento colocado entre armaduras o entre las piezas extremas del módulo de las naves industriales tienen por objeto la transmisión de las cargas laterales actuando en la cubierta a los contravientos verticales colocados en el plano de las columnas y estos últimos a la cimentación

No se requieren sistemas completos de contravientos en los planos de cuerdas inferiores y superiores de las armaduras, la práctica usual es colocar contravientos sólo cada 3 o 4 claros.

Los perfiles más usados para contravientos son ángulos y en algunas ocasiones canales.

La forma de distribuir las fuerzas cortantes debidos al viento es:

Las cargas de viento sobre los tableros que forma la estructuración en la cubierta de un edificio industrial, dan lugar a esfuerzos cortantes horizontales en toda la longitud del edificio que se considerarán como distribuidos por igual entre los tableros que tengan arriostramiento en cruz.

Esta distribución es estáticamente indeterminada pero la hipótesis anterior se encuentra plenamente justificada en la realidad.

Después de que se haya establecido (por cálculo o por hipótesis) que parte del esfuerzo cortante total corresponde a un tablero dado, se encuentra otro problema estáticamente indeterminado para llegar a la correcta distribución entre los dos elementos que forman el arriostramiento en cruz.

Existen dos métodos generales. Se elegirá el que resulte más económico para cada caso en particular.

Primer método

Se supone que la fuerza cortante por viento está dividida por igual entre los dos elementos del arriostramiento diagonal. En estas condiciones, el esfuerzo en cada elemento es igual a la mitad del cortante en el tablero multiplicado por secante ϕ . Cuando un elemento trabaja a tensión, el otro trabaja a compresión, pero ambos deben ser diseñados como barras a compresión con una relación de esbeltez L/R máxima de 200. Deberán invariablemente estar unidos en su punto de intersección.

Segundo método

Ambos elementos del tablero se diseñan como barras a tensión con un máximo de $L/R = 300$. Cuando uno trabaja se supone que el otro no lo hace. Por tanto, el esfuerzo en cada uno es el cortante total en el tablero multiplicado por secante ϕ .

PUNTALES

Elemento estructural sujeto solamente a carga axial de tensión o compresión a través de su eje longitudinal; se localiza en planos verticales, horizontales o inclinados. Su función principal es conectar entre sí a columnas, trabes o armaduras para reducir su longitud libre de pandeo

CONTRAVIENTOS VERTICALES

Los contravientos verticales tienen la misma función de los horizontales y su forma de diseño es también la misma, con la diferencia de que las verticales se encuentran en el plano de las columnas y ellos transmiten las cargas a la cimentación de la estructura

TRABE CARRIL

Es una viga que se utiliza para soportar y guiar una grúa dentro de un edificio industrial y poder levantar equipo pesado, es una viga especial por varios aspectos.

No está soportada lateralmente excepto en las columnas.

Es una de las pocas vigas en la construcción de edificios que está sometida a cargas de choque o impacto.

Debe ser estudiada para flexión asimétrica, debido al empuje lateral por el arranque y parada del trolley o carretón de la grúa.

Está sometida a una carga longitudinal debido al arranque y parada de la grúa viajera.

También las trabes carril especialmente las simplemente apoyadas deberán ser relativamente rígidas para evitar flechas exageradas con el golpeteo, aceleraciones y frenadas debido a la inclinación de los carriles.

Para diseñar una trabe carril es necesario conocer todas las características y cargas de la grúa viajera, todos estos datos son proporcionados por el fabricante de la grúa. Los perfiles usados para trabe carril pueden ser laminados o perfiles compuestos formados por placas.

MÉNSULA DE APOYO

La ménsula se forma comúnmente con dos placas de acero unidas formando una "T" y se diseña con la carga más crítica que le transmite la trabe carril, el análisis se hace como si fuera una viga en voladizo, proponiendo varias secciones por tanteos hasta llegar a una sección adecuada.

CONEXIONES

Son el conjunto de piezas estructurales que localizados en los extremos de los elementos estructurales sirven para unirlos entre sí, con elementos estructurales de concreto o con la cimentación. Estas piezas normalmente pueden ser placas, ángulos, perfiles I o T, tornillos, soldaduras y anclas. Las conexiones transmiten fuerzas axiales, cortantes, flexiones, denominados elementos mecánicos.

PLACA BASE

Piezas estructurales que constituyen la conexión entre un elemento estructural de acero con la cimentación o con un elemento estructural de concreto (trabe o columna).

ATIESADOR

Pieza estructural, generalmente constituida por ángulos o placas, que evitan el pandeo local de almas y / o patines de trabes y columnas de acero.

III.2. ESTUDIO DE LOS TIPOS DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

ESTRUCTURAS RETICULARES

Éste tipo de estructuras son las que tienen sus elementos constituyentes (trabes y columnas) dispuestos perpendicularmente entre sí, en pocas ocasiones algunos elementos están inclinados respecto a otros.

Es recomendable que las conexiones trabe-columna sean rígidas y las conexiones trabe-trabe sean para secciones simplemente apoyadas.

Entre otras características de las estructuras reticulares de acero están las siguientes:

No tiene limitación en la cantidad de claros entre columnas en ambos sentidos ortogonales ni en la cantidad de niveles así como tampoco existe restricción en la cantidad y en la magnitud de las cargas por soportar. Pueden existir elementos estructurales desmontables para permitir la remoción total o parcial de equipos, por requerimientos de instalación y /o mantenimiento, la estructura podría ser desmontable para hacer posible su relocalización; en cierta facilidad se pueden poner contravientos en un mínimo de claros perimetrales para limitar sus desplazamientos horizontales a valores permisibles y reducir o anular las flexiones en las columnas, reduciendo el costo de la estructura.

La estructura reticular más económica se obtiene cuando es posible la eliminación o reducción de flexión en las columnas, originada por fuerzas horizontales.

Lo anterior se logra mediante la transmisión de las fuerzas horizontales, en ambos sentidos ortogonales, de cada entrespacio de la estructura hacia las columnas perimetrales, en éstas columnas se pondrán elementos de contraviento en el plano vertical en la cantidad necesaria de claros entre columnas de manera que la sección transversal del contraviento no sea excesiva.

La transmisión de las fuerzas horizontales se puede realizar por medio de dos tipos de elementos estructurales:

Cuando el sistema de piso es de losa de concreto reforzado, esta losa actúa como una trabe de gran peralte horizontal para transmitir las fuerzas horizontales.

En ausencia de una losa de concreto, el elemento transmisor lo puede constituir una armadura horizontal con un claro igual a la distancia horizontal entre las columnas perimetrales, las cuerdas de la armadura la forman las trabes localizadas entre columnas ubicadas en los ejes paralelos al claro de la armadura y los elementos interiores de la armadura lo constituirían elementos diagonales comúnmente denominados contravientos y elementos entre las cuerdas perpendiculares a estas; éstos elementos se localizarían a la mitad del peralte de las trabes entre columnas.

La cantidad de armaduras horizontales que se requieran en ambos sentidos ortogonales dependerá de la magnitud de las fuerzas horizontales por transmitir de la capacidad de carga de la armadura horizontal y de la magnitud de su flecha. No es recomendable el uso de losa pre colada marca SIPOREX como elemento transmisor de fuerzas horizontales, en el caso de losas de concreto pre colado o cualquier otro material prefabricado deberá verificarse la capacidad de transmisión de carga horizontal de las juntas entre losas.

El uso de una losa de concreto o de una armadura horizontal de acero para la transmisión de las fuerzas horizontales es factible en una estructura reticular del tipo urbano. El uso de éstos elementos en una estructura reticular del tipo industrial, en muchas ocasiones no es factible por la presencia de huecos en el sistema de piso que interrumpen la estructuración de la losa de piso o armadura horizontal; en éstos casos las columnas tendrán la rigidez necesaria para tomar las fuerzas horizontales resultando en éste caso la estructura menos económica.

Se considera que los sistemas de piso de rejilla o de placa antiderrapante no tienen capacidad para transmitir fuerzas horizontales

Cuando las columnas de una estructura reticular tienen que tomar las fuerzas horizontales en ambos sentidos ortogonales, con el objeto de reducir las magnitudes de los desplazamientos horizontales de la estructura y mejorar las condiciones de esbeltez de las columnas, se pueden considerar elementos diagonales inclinados a 45° , localizados en la esquina inferior de la conexión trabe-columna, en ambos sentidos ortogonales de cada columna. Las dimensiones de los catetos de éstas diagonales serían de 8.0 a 10.0 % aproximadamente del claro de la trabe. Se verificaría que estas diagonales no interfieran con instalaciones tales como ductos, tuberías, etc.

En las estructuras reticulares, para determinar la longitud libre de pandeo lateral de las trabes, se considera que los elementos estructurales que proporcionan sujeción lateral son los dos siguientes:

Cuando el sistema de piso lo constituye una losa de concreto, ésta proporciona sujeción lateral a la trabe a través de toda la longitud de contacto losa-trabe por lo que la longitud, sin losa será la longitud libre de pandeo. El otro elemento que proporciona sujeción lateral a una trabe será otra trabe que apoye en la primera o un elemento puntal colocado con el propósito de proporcionar sujeción lateral, siempre y cuando la trabe que apoya o el puntal apoye a su vez en un sistema horizontal de rigidez, que puede ser una losa de concreto o una armadura horizontal del sistema de piso que apoya entre columnas.

Cuando la trabe que apoya o el puntal no disponen de una losa de concreto o de una armadura deben conectarse a través de uno o varios elementos a la columna más próxima que absorba fuerzas horizontales. La sujeción lateral debe proporcionarse en el patín de compresión de la trabe, cuando éste patín corresponde al superior de la trabe, la sujeción lateral se puede proporcionar por medio de la losa, de la trabe o puntal descrito; cuando el patín de compresión corresponde al inferior de la trabe, el elemento apropiado para dar sujeción lateral es un puntal que se colocaría en el plano vertical y en diagonal desde el punto del patín inferior al que le da sujeción, hasta una trabe del sistema de piso, en caso de no existir ésta trabe se colocaría una para tal efecto estas trabes deben conectarse a través de uno o varios elementos a la columna más próxima.

Elementos importantes en las estructuras reticulares de acero son los atiesadores, que toman las fuerzas de compresión localizadas en el plano de las almas de trabes y columnas. Los atiesadores correspondientes a las trabes se usarán de acuerdo a especificaciones de diseño del IMCA. En el caso de atiesadores para el alma de columnas requeridos en la conexión trabe-columna, el atiesador que se localiza al nivel del patín de compresión de la trabe es el que evita el pandeo del alma de la columna; el que se localiza al nivel del patín de tensión de la trabe, es el que evita la flexión del patín de la columna y la posible falla del alma. Es recomendable usar placas atiesadores de un espesor mínimo de $3/8''$ en ambos niveles del alma de la columna. En la conexión de columna-placa base-dado de cimentación se puede requerir de atiesadores que conectan la placa base con el alma y/ o patines de la columna; la función de estos atiesadores es reducir el espesor de la placa base y/ o transmitir la fuerza de tensión del ancla a la columna.

Es importante considerar en el diseño de la conexión columna-placa base, el esfuerzo a la compresión del concreto y la profundidad de desplante de la cimentación, para poder hacer una mejor determinación del esfuerzo de fluencia (F_y) del acero del ancla en función de la longitud de desarrollo requerida, para los diferentes tipos de ancla, que debe ser menor que la profundidad de desplante menos 20 cm. En la determinación de la longitud de desarrollo del ancla se pueden considerar 3 tipos de ancla: anclas sin gancho estándar, ancla con gancho estándar y ancla con una tuerca en su extremo embebido.

Se requiere dejar previstos los elementos de conexión para el caso de ampliaciones futuras de la estructura, tanto en dirección vertical como lateral.

Las estructuras reticulares de uno o varios niveles, de uno o varios claros horizontales en ambos sentidos ortogonales, están constituidas por columnas y traveses, excepto cuando es necesario o deseable el uso de armaduras en vez de varias o todas las traveses. La decisión de usar traveses o armadura debe fundamentarse en un estudio comparativo de costo.

En las estructuras reticulares pueden existir muros de cortante de concreto reforzado o mampostería, que toman cargas verticales, pero básicamente su función es tomar las fuerzas horizontales. Su uso implica necesariamente la presencia en los sistemas de piso, de losa de concreto y/ o armaduras horizontales para transmitir las fuerzas horizontales a los muros de cortante.

En las estructuras reticulares las variaciones de temperatura no deben perjudicar el comportamiento de la estructura. Para evitar cualquier perjuicio existen dos criterios: uno consiste en considerar la variación de temperatura como condición de carga (acción variable) en las combinaciones de carga involucradas en el análisis de la estructura. El otro criterio consiste en considerar juntas de expansión en ciertas conexiones traveses-columna, esto se puede lograr con doble columna con una holgura entre ellas que equivaldrá a la suma de los desplazamientos horizontales por temperatura de las estructuras que concurren en la junta; también se puede lograr con una sola columna haciendo que una de las traveses apoye sobre una ménsula de la columna; entre la traveses y la ménsula existirá un elemento que permita el desplazamiento horizontal de la traveses y la conexión entre traveses y ménsula será por medio de tornillos con agujeros ovalados en el sentido del desplazamiento.

Cuando no cumplan las condiciones de regularidad, establecidas en el reglamento de construcciones para el distrito federal en su reglamentación de diseño por sismo, puede dividirse la estructura irregular en dos o más estructuras independientes mediante el uso de juntas de expansión o someter la estructura irregular a análisis dinámico.

ESTRUCTURAS DE MARCO RÍGIDO

Estas estructuras están formadas por traveses y columnas de sección constante y/o sección variable, con sus traveses generalmente en posición inclinada.

Los perfiles de las traveses o columnas corresponden al perfil Tipo I laminado o formado por tres placas soldadas. Generalmente cubren uno o más claros horizontales de igual o diferente magnitud, no menores de 15.0 m aproximadamente en el plano del marco.

En el sentido vertical no cubren generalmente más de un nivel, excepto que pueda ser el último nivel de una estructura reticular.

Las cubiertas horizontales cuya función es servir de cubierta solamente, generalmente son de lámina galvanizada o de asbesto o losas de concreto ligero pre colado.

Este tipo de estructuras está formado por los siguientes elementos estructurales: las columnas y traveses que forman el marco rígido, largueros de techo, largueros fachada, tensores entre largueros de techo y de fachada, puntales, contraviento de techo, contraviento de fachada, columnas de viento y traveses carril cuando existen grúas viajeras.

Las dimensiones generales de una estructura a base de marcos rígidos, dependen del uso al cual se destina la estructura, siendo así como se determina el claro del marco (distancia entre columnas en el plano del marco), y altura del marco.

La separación económica entre marcos y la separación económica entre largueros debe determinarse por medio de un estudio comparativo de costos.

Los principales tipos de conexiones convenientes para obtener una estructura de marco rígido económica son los siguientes:

Conexión entre columna placa base y cimentación con capacidad para carga axial, cortante flexión en el plano del marco solamente; conexión entre trabe y columna del marco con capacidad para cortante y flexión; en ambas conexiones se utilizarán las placas atiesadoras que se requieran; en la conexión entre columna, placa base y cimentación en el plano perpendicular al marco habrá carga axial y cortante solamente, la flexión se evitará poniendo contravientos verticalmente entre columnas los claros necesarios. Las conexiones de los demás elementos estructurales serán para tomar cortante o fuerzas axiales solamente.

La estructuración económica recomendable para estructuras de marco rígido se obtienen eliminando la flexión de las columnas en el plano perpendicular al plano del marco, poniendo contravientos entre las trabes de dos, máximo tres, marcos y contravientos verticales entre columnas, en uno más claros, en el plano perpendicular al del marco. Estos contravientos toman la fuerza horizontal (viento o sismo predominante) que se presentan perpendicularmente al plano del marco rígido.

En estas estructuras generalmente las fuerzas horizontales de mayor magnitud corresponden a viento.

El viento actúa inicialmente en las fachadas y en el techo; en las fachadas el viento actúa sobre los largueros horizontales de fachada los cuales apoyan sobre las columnas de los marcos; como el claro recomendable máximo de este tipo de largueros es 6.0 m aproximadamente, en ocasiones se recomienda agregar una varias columnas denominadas columnas de viento entre las columnas de los marcos rígidos; las columnas de viento trabajan como trabes verticales simplemente apoyadas en el extremo inferior en su cimentación y en su extremo superior en trabes ubicadas entre las columnas de los marcos en las fachadas perpendiculares al plano del marco rígido; las columnas de viento de las fachadas paralelas al plano del marco rígido apoyan en su extremo superior en el plano de la armadura de contraviento al nivel del techo.

El punto de apoyo de esta columna de viento en su extremo superior coincidirá, de ser posible con un nudo de la armadura de techo.

Se tendrá entonces la armadura de techo cargada con cargas concentradas de las columnas de viento y tendrá un claro horizontal que es de la distancia entre columna del marco rígido en su plano.

La reacción de esta armadura se aplica en el extremo superior de la columna, que estructurada con la inmediata de la fachada perpendicular al plano del marco, constituye una armadura en voladizo que soportará la reacción aplicada en el extremo superior de la columna, evitando flexión en las columnas en el plano de la fachada mencionada, por lo que estas columnas solamente se diseñaran en el plano de esta fachada sujetas a carga axial vertical y cortante horizontal, mismos efectos para la placa base y cimentación en el mismo plano mencionado. Según la magnitud de la reacción de viento se requerirá formar una o más armaduras verticales, entre columnas.

La localización de la armadura vertical entre columnas deberá considerar la no interferencia con otras instalaciones y con la funcionalidad de la estructura.

La fuerza de viento que actúan sobre la fachada perpendicular al plano del marco rígido es tomada por los marcos rígidos a través de sus columnas.

Cuando existen varios marcos rígidos en un plano, las armaduras horizontales de techo apoyan en columnas intermedias, cuyo contraviento vertical perpendicular al plano del marco requerirá verificar que no interfiera con instalaciones del interior de la estructura. Si no fuera posible formar la armadura vertical en voladizo, se formarán marcos entre todas las columna para soportar los efectos de la fuerza horizontal aplicada en el extremo superior, en este caso habrá flexión biaxial en la columna y en la cimentación.

Las armaduras horizontales localizadas entre las trabes de los marcos se ubican en las caras inferiores de los patines superiores (estos constituyen las cuerdas de la armadura horizontal) de las trabes; los elementos interiores de las armaduras serían elementos diagonales en ambos sentidos que se cruzan entre sí conectando a las cuerdas (patín superior de trabes) en puntos donde apoyan largueros, para que estos trabajen como elementos interiores de la armadura; la presencia de las diagonales cruzadas es con el objeto de que estas trabajen a tensión bajo la acción del viento en ambas direcciones; es recomendable que las diagonales estén inclinadas a 45° aproximadamente.

En ocasiones la separación entre marcos es mayor que el peralte deseable de la armadura, en este caso una de las cuerdas de la armadura lo forma el patín superior de la trabe y la otra cuerda lo constituye un perfil propio de la armadura localizado a una distancia de la otra cuerda igual a 0.16 de claro del marco soportando verticalmente de tensores apoyados en los largueros del techo del marco.

Las diagonales de la armadura se sujetarán verticalmente en su punto intermedio desde los largueros de techo. Armaduras localizadas entre columnas del marco, ubicadas en planos verticales, perpendiculares al plano del marco, es conveniente se estructuren en plano vertical que contenga el eje del extremo inferior de la columna. Estas armaduras trabajan en voladizo ante la aplicación en el extremo superior de la reacción de la armadura horizontal de contraviento del techo; las cuerdas de la armadura la forman las columnas de dos marcos ó la columna de un marco y una columna de viento; los elementos interiores entre las cuerdas lo forman elementos diagonales cruzados, inclinados entre 45° y 60° y elementos horizontales entre columnas, el objeto de las diagonales cruzadas es de que trabajen a tensión solamente ante la aplicación en ambas direcciones de la reacción debida al viento el número de elementos horizontales dependerá de la altura de la columna del marco.

Cuando en las estructuras de marcos rígidos existen grúas viajeras, estas generan fuerzas horizontales en ambos sentidos ortogonales, que son transmitidas inicialmente a las trabes carril son soportadas por los marcos rígidos, cuando la trabe carril apoya en ménsula, Las fuerzas horizontales paralelas a las trabes carril pueden ser soportadas por una armadura de contraviento localizada verticalmente entre patines interiores del marco rígido. Si las trabes carril tienen sus propias columnas, el contraviento mencionado se formara entre estas columnas.

Respecto a la longitud libre de pandeo de los distintos elementos estructurales que forman una estructura a base de marcos rígidos, se pueden establecer las siguientes:

La longitud libre de pandeo en los largueros será la correspondiente a la distancia entre los tensores, los cuales se espaciarán lo necesario para evitar la reducción del esfuerzo de flexión del larguero. Los tensores se colocarán lo más cerca posible del patín de compresión del larguero; los tensores además de proporcionar sujeción lateral, soportarán las fuerzas que se presentan en el plano de los patines de los largueros, cuando estos desarrollan flexión biaxial al apoyarse en trabes inclinadas. Las láminas no proporcionan sujeción lateral al larguero.

La longitud libre de pandeo en la trabe del marco rígido se considera en el patín de compresión, cuando el patín de compresión corresponde al de apoyo de los largueros como la distancia entre estos, condicionado a que exista una armadura horizontal de contraviento entre marcos; cuando el patín de compresión es el inferior de la trabe, la longitud libre del pandeo será la distancia entre los puntales que se puedan y convengan colocar diagonalmente, en el plano vertical, entre el patín inferior de la trabe y el patín inferior del larguero más próximo, condicionando a que exista la armadura horizontal de contraviento entre marcos.

La longitud libre de pandeo del puntal es la correspondiente a la distancia entre sus extremos apoyados; podría obtenerse una de menor magnitud si en ambos sentidos ortogonales contenidos en un plano perpendicular al eje longitudinal del puntal. Se pueden colocar puntales diagonales a 45° con catetos cuya longitud sería entre el 8.0 y 10.0 % del claro total del puntal; verificando que los puntales diagonales no interfiera con alguna instalación.

La longitud libre de pandeo de la columna del marco, en el plano del marco corresponde a la distancia entre la cara inferior de la trabe del marco y el extremo inferior de la columna. La longitud libre del pandeo de la columna, del plano perpendicular al plano del marco corresponde a la mayor de las distancias entre el extremo inferior de la columna y la cara inferior de la trabe que forma marco continuo con las trabes o las distancias entre estas trabes. En el caso de existir armadura de contraviento en el plano vertical entre dos columnas, las demás columnas no contraventeadas deberán conectarse con la armadura mencionada con su puntal en el extremo superior de la columna y otro puntal, en un punto conveniente de la altura que no origine interferencia, la mayor de las distancias entre puntales y entre puntal y extremo inferior de la columna será la longitud libre de pandeo de la columna. El mismo criterio aplicaría para las columnas del viento.

ESTRUCTURAS DE ARMADURAS

Las estructuras de armaduras son las que tienen sus trabes formadas por armaduras de peralte constante o variable. Los perfiles que forman armadura son generalmente ángulos, perfiles I, perfiles T, etc. Generalmente cubre uno o más claros horizontales, de igual o diferente magnitud, no menores de 15.0 m aproximadamente.

En el sentido vertical no cubren generalmente más de un nivel, excepto cuando las armaduras son de peralte constante. Pueden constituir el último nivel de una estructura reticular de varios niveles.

Las cubiertas horizontales cuyas funciones es servir de cubierta solamente generalmente son de lámina galvanizada o de asbesto o losas de concreto pre colado.

Estas estructuras están formadas por los siguientes elementos estructurales: columnas, armaduras, largueros de techo y de fachada, tensores entre largueros, puntales, contravientos de techo y de fachada, columnas de viento y trabes carril cuando existen grúas viajeras.

Las dimensiones generales de una estructura de armaduras dependen del uso al cual se destina la estructura, siendo así como se determinan las distancias entre columnas y la altura de la estructura.

Existe variedad en las formas de las las armaduras y en sus combinaciones para formar un conjunto estructural determinado, por ejemplo en el conjunto estructural denominado diente de sierra, cuyo objetivo es permitir la iluminación natural al interior de la estructura, una estructuración posible es a base de combinar armaduras de sección constante con diferentes peraltes y armaduras inclinadas para formar el conjunto estructural denominado diente de sierra.

La separación económica entre armaduras y el peralte económico de estas deben determinarse por medio de un estudio comparativo de costos.

La estructuración económica en estructuras de armaduras se obtiene reduciendo o eliminando la flexión y desplazamiento de las columnas producidas por las cargas horizontales, lo cual se logra con las armaduras de contraviento en el techo y las de contraviento entre columnas, como se ha venido comentando en los otros tipos de estructuras.

La armadura de contraviento de techo se puede localizar a nivel de la cuerda superior o al nivel de la cuerda inferior de la armadura, es recomendable localizarla al nivel de la cuerda superior porque en este nivel alguno de los largueros servirían como elementos interiores de la armadura de contraviento; las cuerdas superiores de la armadura funcionarían como cuerdas de la armadura de contraviento.

Cuando existen columnas interiores las armaduras de contraviento de techo trabajan con un claro horizontal igual a la distancia entre dos columnas inmediatas, por lo tanto se requerirá que las reacciones de estas armaduras sean soportadas por armaduras verticales en voladizo localizadas entre columnas interiores; cuando no es posible colocar las armaduras verticales, las reacciones serán soportadas por marcos continuos, paralelos a las reacciones, formadas por las columnas y sus armaduras; para mejorar la esbeltez de las columnas de estos marcos se podrán utilizar elementos puntales en diagonal a 45° en el plano vertical ubicados en la conexión entre cuerda inferior de la armadura y el extremo superior de la columna interior en cada dirección ortogonal en la que no se puede localizar el contraviento vertical.

Respecto a la longitud libre de pandeo, es aplicable a este tipo de estructuras lo establecido para las estructuras de marcos rígidos.

Los tipos de conexiones recomendables pueden ser:

Entre armaduras y columnas: las armaduras conectan sus cuerdas superior e inferior en el alma o patín de la columna, transmitiendo cortante y fuerza axial de tensión o compresión; dependiendo de la separación entre cuerdas, será la capacidad de flexión, por lo que el conjunto de columnas y armadura constituyen un marco continuo, si se requiriese que no existiera capacidad de flexión, habría que conectar solamente la cuerda que

transmite la reacción de la armadura y la otra cuerda conectarse para fuerza acción con tornillos en taladros ovalados horizontalmente.

Entre armadura y armadura, solamente debe conectarse la cuerda que transmite la reacción de la armadura que apoya, la otra cuerda solo conviene que tenga restricción al movimiento horizontal y perpendicular al plano de la armadura que apoya.

La conexión de la columna con la placa base y el dado de cimentación es conveniente que se diseñe para transmitir carga axial, cortante y flexión; debe considerarse la profundidad de desplante disponible de la cimentación en el diseño de la longitud de desarrollo del ancla. Las conexiones en los demás elementos (largueros, tensores, puntales, contravientos, etc), es conveniente hacerlas para transmitir cortante y /o fuerza axial solamente.

Generalmente las conexiones hechas en taller, es conveniente se hagan soldadas y las hechas en campo sean con tornillos.

ESTRUCTURAS TUBULARES

Las estructuras tubulares, son las que tienen sus elementos estructurales formados por tubulares cuadrados, rectangulares o circulares. La capacidad de flexión de estos perfiles tubulares es significativamente menor respecto a los perfiles I. Las conexiones de los perfiles tubulares requieren mayores cuidados en fabricación y montaje en las conexiones se presentan refuerzos locales importantes de flexión longitudinal y flexión transversal, en el tubular que proporciona apoyo, lo cual requiere refuerzos en ese elemento.

Estas estructuras cubren grandes claros, aunque menores que las estructuras de marco rígido y las de armaduras.

Respecto a los criterios de estructuración mencionados en las estructuras reticulares, de marco rígido y de armaduras, éstos son aplicables a las estructuras formadas por elementos tubulares.

ESTRUCTURAS DE CASCARÓN

Las estructuras de cascarón son estructuras con curvatura simple o doble, cuyo comportamiento estructural corresponde al de la acción de membrana, con la suficiente rigidez para mantener su forma curva bajo carga.

Los esfuerzos que se presentan en la acción de la membrana son esfuerzos directos (tensión o compresión) y los esfuerzos de flexión se presentan en áreas localizadas, tales como apoyos y en regiones donde se aplican cargas concentradas.

Las estructuras de curvatura simple corresponden a las de forma cilíndrica; las de curvatura doble a las esferas y elipsoidales o paraboloides hiperbólicos. Las de curvatura doble son más eficientes que las de curvatura simple.

Las estructuras de curvatura simple aplican en los cuerpos cilíndricos de tanques elevados de almacenamiento o en los tanques cilíndricos verticales de almacenamiento de combustible apoyados al nivel del suelo. Las estructuras de curvatura doble sirven para techar grandes claros donde se desarrollan espectáculos públicos o lugares donde se proporciona un servicio público masivo.

ESTRUCTURAS COLGANTES

Las estructuras colgantes son las que tienen como miembros principales a elementos flexibles trabajando a tensión solamente. Los miembros flexibles de tensión son cables de acero. Estos elementos generalmente sujetos de columnas o torres desarrollan su geometría curva en la cual soportan las cargas concentradas o distribuidas.

Debe tenerse especial cuidado ya que los cables por su ligereza y flexibilidad están expuestos a vibraciones si no están propiamente diseñados. Entre las aplicaciones más comunes de estructuras colgantes están las que soportan techos de grandes superficies sin columnas intermedias, como es el caso de techos para servicios públicos masivos, desarrollando una superficie curva correspondiente a paraboloides hiperbólicos en ambos sentidos ortogonales. Otras de las aplicaciones son para soportar el sistema de piso de grandes claros de puentes.

PREDIMENSIONAMIENTO

Generalidades

El pre dimensionamiento consiste en la suposición de las dimensiones generales de la sección transversal de cada elemento estructural, cuyas propiedades geométricas correspondientes tales como: área de la sección transversal, momento de inercia, módulo de sección, radio de giro, etc. constituyen algunas de las propiedades necesarias para realizar el análisis de una estructura.

En ésta etapa de pre dimensionamiento no se dimensiona las conexiones de traveses o armaduras con columnas y las conexiones de columnas con placa base y con cimentación, esto se realizará en la etapa de dimensionamiento con los elementos mecánicos definitivos proporcionados por el análisis.

La información necesaria para realizar el pre dimensionamiento es la siguiente: estructuración, condiciones y combinaciones de carga, tipo de estructura convenido, definición de futuras de ampliaciones (lateral y/o vertical). Requisitos de factibilidad de construcción, transporte y montaje, desmontaje de algunos elementos estructurales o de todos, necesidad de que la estructura sirva de soporte lateral a equipos. Se procurará que ésta información sea lo más real posible, es decir que tenga el menor grado de suposición deseable.

Alguna de la información anterior podría ser supuesta, porque en ésta etapa la información certificada es poca, lo cual hará necesario que antes de iniciar la etapa de dimensionamiento se verifique la información supuesta, o aclarar cual de ésta información sigue en la misma condición.

En ésta etapa de pre dimensionamiento conviene distinguir dos tipos de traveses o armaduras o cualquier elemento similar: traveses o armaduras secundarias y traveses o armaduras principales; las traveses o armaduras secundarias son las que apoyan en traveses o armaduras y las traveses o armaduras principales son las que se apoyan en columnas.

Para las traveses o armaduras secundarias (excepto que su información parcial o total sea supuesta), su dimensionamiento y conexión correspondiente a la estructura serán definitivos.

Tanto las columnas como traveses y/ o armaduras principales si requerirán de pre dimensionamiento, ya que forman parte de una estructura continua, cuyo comportamiento integral, columna, traveses y/ o armadura es necesario conocer a través de los elementos mecánicos y deformaciones obtenidos mediante un análisis estructural, que permitirá obtener las dimensiones en forma definitiva de los elementos estructurales mencionados, las cuales deberán ser comparadas con las dimensiones correspondientes del pre dimensionamiento y realizar o no los ajustes que procedan.

Por lo anterior se establece que los elementos estructurales que requieren pre dimensionamiento son las columnas y las traveses y/ o armaduras que apoyan en columnas.

Actualmente existen programas de análisis y diseño de estructuras de acero por computadora que incluyen el dimensionamiento de las columnas y las traveses y/o armaduras. El programa no incluye el dimensionamiento de conexiones sin embargo también existen tablas de conexiones conectadas a cortante estandarizadas para diferentes perfiles "I" comerciales.

Cuando por alguna razón se tenga que realizar manualmente el pre dimensionamiento, éste se puede efectuar con los elementos mecánicos obtenidos mediante algún método aproximado de análisis como el Bowman o alguno similar.

Estructuras Reticulares

En los programas, por computadora, de análisis y diseño de estructuras de acero reticulares no se realizan los diseños de los sistemas de piso (de entrepiso y de techo).

Los sistemas de piso, en la etapa de pre dimensionamiento pueden ser dimensionados en forma definitiva.

En los sistemas de piso y/o cubierta de las estructuras urbanas, se usa con frecuencia la losa de concreto reforzado aligerada, además de los sistemas de losa maciza y traveses o de losas macizas sin traveses, pueden usarse losas de concreto pre esforzado. En las estructuras industriales, los sistemas de piso usuales serían: losa de concreto

reforzado, pisos de placa antiderrapante y pisos de rejilla. Las cubiertas pueden ser con lámina galvanizada o de asbesto-cemento o de concreto precolado.

Las trabes secundarias cuando no son diseñadas por un programa de computación pueden ser diseñadas en forma definitiva en la etapa de pre dimensionamiento; es recomendable que se tenga la menor variedad posible de trabes siendo conveniente tener una diferencia del 10.0 al 20.0 % en peso entre dos perfiles diferentes o la diferencia dimensional inmediata entre dos perfiles. Las conexiones de estos elementos también pueden ser diseñadas en forma definitiva y es recomendable hacerlo por medio de tornillos.

Estructuras de Marco Rígido

En la etapa de pre dimensionamiento, si la información requerida es certificada y completa, los elementos estructurales secundarios de un marco rígido tales como: largueros, tensores, puntales contravientos, columnas de viento y trabes carril, pueden ser diseñados en forma definitiva.

Las columnas y trabes del marco rígido si requieren de un pre dimensionamiento el cual podría hacerse mediante la aplicación de los valores indicados en el libro "Pórticos y Arcos" de Valerian Leontovich, obtenidos los elementos mecánicos se verificarían las secciones transversales de las trabes y columnas propuestas; al obtenerse una diferencia más menos del 10.0% en estas secciones podría hacerse el análisis definitivo mediante un método manual o un método de análisis por computadora.

Estructuras de Armaduras.

Los elementos estructurales secundarios tales como: armaduras secundarias, largueros, tensores, puntales, contravientos, columnas de viento, trabes carril, pueden ser diseñadas en forma manual y definitiva si la información requerida es certificada y completa.

Si se utiliza un programa de análisis y diseño por computadora, éste realiza el pre dimensionamiento de las columnas y armaduras principales y todos los elementos estructurales secundarios.

Si por alguna razón se tiene que pre dimensionar manualmente las columnas y armaduras que apoyan en columnas, se debe considerar lo siguiente: a las armaduras, considerándolas simplemente apoyadas, se les puede suponer un peralte igual a 0.15 del claro proponiendo dimensiones de perfiles para la cuerda superior (verificando su capacidad de compresión) mayores que lo supuestos para la cuerda inferior (verificando su capacidad de tensión). En función de las áreas de las cuerdas solamente se determinarían: localización del eje neutro, momento de inercia, módulo de sección, valores del esfuerzo y flecha actuantes los cuales se comparan con los valores permisibles correspondientes.

Estructuras Tubulares

Como las estructuraciones de las estructuras reticulares, de armaduras y tubulares son semejantes, el pre dimensionamiento de las estructuras tubulares es similar a las reticulares y a las de armaduras.

Conexiones.

Básicamente existen dos tipos de conexiones, las que corresponden a estructuras rígidas y a estructuras flexibles las cuales pueden ser diseñadas en forma definitiva en la etapa de dimensionamiento de los elementos estructurales secundarios; las del Tipo rígido no tienen caso que sean pre dimensionadas, su dimensionamiento será posible después de la etapa de dimensionamiento de los elementos estructurales principales.

Análisis.

El análisis de las estructuras consiste en la obtención de los elementos mecánicos (fuerzas axiales, cortantes, momentos de flexión, deformaciones) de cada elemento estructural así como de los desplazamientos de la estructura. El análisis se realiza actualmente con mayor rapidez por medio de programas de computadoras.

Dimensionamiento

El dimensionamiento consiste en la determinación general de la sección transversal de un elemento estructural, en función de los elementos mecánicos producidos por las cargas o acciones aplicadas a la estructura. Será realizado de acuerdo al criterio establecido en la Especificación de Diseño; Estados límite o Esfuerzos admisibles.

Es necesario comparar las dimensiones definitivas de cada elemento estructural con las correspondientes supuestas en el pre dimensionamiento y es aceptable que una diferencia de más o menos veinte por ciento en los momentos de inercia correspondientes, sin afectar el comportamiento estructural.

Al terminar el dimensionamiento de cada elemento estructural, es conveniente obtener la densidad (kg. / m^2) de este elemento, que equivale a la relación del peso en kilos del elemento entre la superficie del área tributaria de carga que le corresponde al elemento,

El dimensionamiento debe de cumplir con los requerimientos de una estructura dúctil si se clasificó a la estructura en la Especificación Particular de Diseño.

Detalles de Conexiones

El detalle de conexión consiste en la determinación de las dimensiones generales de cada uno de los elementos que realizan la conexión entre dos o más elementos estructurales, a través de la cual se transmiten los elementos mecánicos actuales en cada elemento estructural.

Las combinaciones de elementos mecánicos actuantes en una conexión pueden ser las siguientes:

Fuerza cortante solamente, (Conexión trabe con trabe).

Fuerza axiales de tensión o compresión, (Conexión dentro de Armaduras).

Fuerza axial y cortante (Conexión entre columnas y placa base).

Fuerza axial, cortante y flexión (Conexión entre columna y placa base).

Fuerza cortante y flexión (Conexión entre columna y trabe).

En ocasiones puede haber torsión la cual debe ser considerada en el diseño las conexiones.

Los elementos que constituyen generalmente una conexión son ángulos y /o placas que por medio de tornillos y /o soldadura realizan la unión entre dos o más elementos estructurales.

Si el edificio debe prever ampliaciones futuras de la estructura, habrá detalles de las conexiones que establecerán como lograr la continuidad con la estructura futura.

La recomendación conveniente es de que las conexiones hechas en taller sean soldadas y las de campo sean atornilladas.

Croquis y Dibujo

Los croquis y dibujo constituyen la última etapa del diseño de una estructura y son el medio de comunicación entre el Ingeniero diseñador y el dibujante para que este elabore el dibujo de una estructura.

El dibujo de una estructura es el medio de comunicación para que una estructura sea fabricada y montada.

Por lo anterior los dibujos de diseño de una estructura deben indicar correcta y claramente la localización, dimensionamiento y detalles de conexión de los elementos estructurales. Los dibujos deben ser revisados por el Ingeniero diseñador, en su totalidad.

Materiales

La información anterior permitirá definir los tipos de perfiles que se usarán; perfiles "I", Ángulos, MON-TEN, PTR, tubos, etc. Podrán definirse los medios de conexión, tornillos y /o soldara. Las especificaciones correspondientes de los materiales se mencionan en la Especificación de Diseño de Estructuras de Acero.

IV. ESTUDIOS NECESARIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

IV.1 TIPO DE CARGAS QUE ACTUARÁN SOBRE LA ESTRUCTURA.

El tipo de carga que soportará la estructura influye en una forma importante en la estructuración, y forma de la estructura, en edificios industriales las cargas que actúan son generalmente bastantes pesadas, pues existen quipos pesados, tuberías, instalaciones que serán sustentadas por la estructura del edificio, también hay que considerar el peso de grúas viajeras y el espacio necesario para su funcionamiento, unos de los puntos importantes para la cuantificación de cargas de un edificio industrial es tener un plano de arreglo mecánico (equipo) y sus pesos correspondientes, un plano de arreglo mecánico nos proporciona la localización exacta del equipo, también nos puede proporcionar la localización de entradas de tuberías para que nuestra estructuración soporte el equipo y además no obstruya sus tuberías, hay que considerar la carga de operación o sea la carga viva que actuará en la estructura cuando esté funcionando, para las cargas vivas podemos guiarnos generalmente de las cargas que nos proporciona el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.

Cargas muertas en edificios industriales.

- 1)Peso propio de los elementos componentes de la estructura como: Trabes, columnas, muros, plafones, etc.
- 2)Peso de maquinaria (en operación).
- 3)Peso de tuberías para operación.
- 4)Peso de tanques para el equipo de operación.
- 5)Grúas viajeras (con capacidad máxima de carga).

IV.2. EFECTOS DEL VIENTO Y DEL SISMO

Los datos de sismo y viento en la zona de la planta industrial, pueden ser obtenidos por reglamentos de construcción de ciudades cercanas a esa zona, en el caso de no existir datos exactos de dichos efectos, el manual de la C. F. E. nos proporciona datos de toda la Republica Mexicana.

Los efectos del viento y sismo son también importantes en la selección del tipo de estructura pues ellos influyen en el análisis de la construcción sea más o menos pesada debido a la fuerte estructuración que sea necesario para absorber estos efectos.

La estructura puede ser formada por marcos de acero en las dos direcciones de la construcción (sentido transversal y sentido longitudinal) o sea que tanto los efectos por carga (muerta, viva e impacto) y los accidentales (viento o sismo) sean absorbidos por marcos continuos) otra forma muy frecuente usada en las compañías de diseño industrial es formar en el sentido transversal (casi siempre el sentido más corto de la estructura) marcos de acero y en el sentido longitudinal absorber las cargas verticales con vigas simplemente apoyadas y los efectos occidentales usando un tipo de contraviento vertical en el plano de las columnas de la estructura; esto solamente es posible cuando la estructura seleccionada sea de acero. Estos dos criterios desde luego que dependen de que resulte una estructura la cual no afecte en la operación del equipo que se encuentre operando dentro de ella, además que sea una estructura económica y fácil para el montaje y para la elaboración de los planos de taller. Los planos de taller son los planos detallados de cada una de las piezas que forman la estructura y que sirven para su fabricación y posteriormente para su montaje en campo.

IV.2.a. EFECTO DEL VIENTO

Básicamente es aire en movimiento y al igual que cualquier otro fluido produce distintas presiones y deformaciones sobre los objetos que se le interponen.

Cuando un sólido esta colocado en la corriente de un fluido, las partículas de este último desvían su camino y pasan la superficie del sólido.

Si la velocidad es pequeña, las trayectorias de las partículas envuelven prácticamente al sólido. Al aumentar la velocidad del aire, sus partículas envuelven al sólido en la cara de barlovento, mientras que en la zona de sotavento las partículas se separan violentamente, creando una serie de alteraciones que se traducen en cambios de velocidad y por lo tanto de presión con el tiempo.

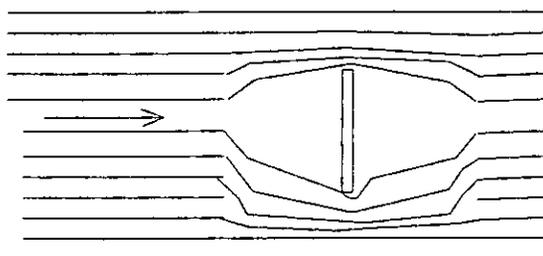


FIGURA 4.1 PRESIÓN PRODUCIDA POR EL VIENTO

Las figuras anteriores muestran el problema de una placa o edificio situado en el seno de una corriente de aire, se puede observar que el fluido rodea la obstrucción sin perder toda su velocidad de avance.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido que son producidas por un fluido. Bajo determinadas circunstancias un cuerpo sumergido en un fluido con velocidad constante experimenta fuerzas que se podrían llamar estáticas.

En la realidad no suele presentarse este fenómeno debido a que generalmente existen variaciones en la velocidad del fluido o bien se presentan determinadas características locales en la geometría de la estructura que producen variaciones en el tiempo de las presiones ejercidas sobre el sólido.

En algunos casos, bastara con representar, la acción del viento, como una fuerza estática de determinadas características. En otros casos esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta además los aspectos dinámicos producidos por el sólido, por una fuerza que es función del tiempo.

En algunas formas estructurales se podrán predecir los efectos dinámicos del viento, pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelo físico en un túnel de viento.

El diseño de estructuras sujetas a la acción del viento presenta toda vía aspectos dudosos. Sin embargo algunos reglamentos de construcción, como el del departamento del Distrito Federal, contienen recomendaciones completas. El fundamento de estas recomendaciones se expone en el folleto complementario del D. D. F. Que trata sobre carga muerta, viva y viento del Dr. Emilio Rosenblueth.

Pero más recientes son las recomendaciones que han sido preparadas por el Instituto de Ingeniería para la Comisión Federal de Electricidad (Manual de diseño de obras civiles, sección B, solicitudes), son los resultados de estudios más recientes.

IV.2.b. EFECTO DEL SISMO

Un sismo es un movimiento del terreno en que descansa una estructura .

El efecto del sismo sobre una estructura no depende solamente de la aceleración y de la dirección del movimiento del terreno, sino de la flexibilidad y peso de la estructura. El parámetro más importante es el periodo de vibración de la estructura, considerada como objeto vibratorio apoyado en el terreno.

En edificio que tiene diferentes periodos de vibración, un sismo de la misma intensidad producirá esfuerzos diferentes en cada uno.

Los principales problemas del diseño sísmico, provienen de las características del propio edificio (Rigidez y Distribución de Masa).

Un edificio tiende a “chicotear” en la parte superior, y, por lo tanto, está sujeto a mucha mayor aceleración en esa parte que en la base. Por este motivo no es conveniente diseñar una estructura alta con una aceleración sísmica constante.

El movimiento de un sismo es vertical y horizontal, aunque predomina este último. Debido a que un edificio se diseña para resistir cargas verticales, el efecto vertical del sismo se absorbe, en la mayoría de los casos, por el factor de seguridad de las cargas verticales.

Cuando se trata de una sola concentración de masa, la fuerza sísmica de diseño se puede determinar multiplicando la masa por su aceleración es decir:

$$F = (W/g) a \text{ -----Ecuación básica para el análisis sísmico en una estructura.}$$

Donde :

F- Fuerza sísmica.

W-Peso de la parte de la estructura cuya F se está calculando.

g-Aceleración de la gravedad.

a-Aceleración supuesta del terreno.

En una estructura, el efecto del sismo se traduce en un movimiento de la base, desplazándola hacia un lado y hacia otro, produciendo un efecto de péndulo invertido. Según la figura siguiente:

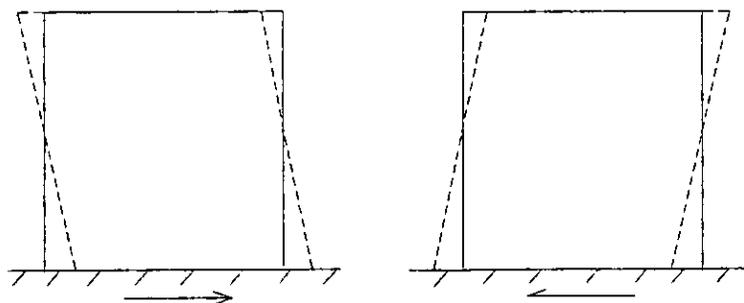


FIGURA 4.2 DESPLAZAMIENTOS PRODUCIDOS POR EL SISMO

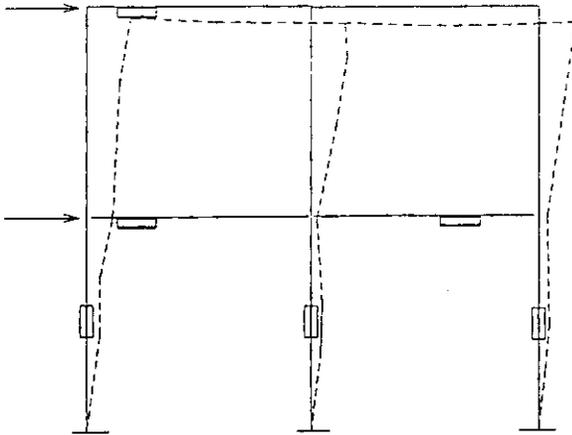


FIGURA 4.3 MARCO SIN CONTRAVENTEAR

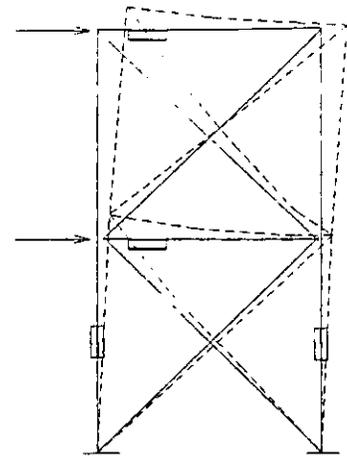


FIGURA 4.4 MARCO CONTRAVENTADO

Como se aprecia, el efecto es el mismo que producirían fuerzas horizontales aplicadas lateralmente, sobre la estructura arriba de la base.

Eso es lo que se hace, en un análisis sísmico de una estructura, considerar aplicadas fuerzas horizontales, analizar la estructura sujeta a ellas y diseñarla para resistir los esfuerzos resultantes, por consiguiente, la incógnita primera en un análisis sísmico, es el valor de las fuerzas horizontales que producen el mismo efecto del sismo.

Estas fuerzas guardan una relación con la cantidad de movimiento en la base, con la masa de la estructura, con el tipo de terreno, con el destino de la estructura y con el tipo de esta última.

Para el diseño sísmico de estructuras existe el reglamento de construcciones para el Distrito Federal y el manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, en esos reglamentos se dan recomendaciones bastante completas para el diseño sísmico.

IV.3. TOPOGRAFÍA DEL TERRENO DONDE ESTARÁ LA ESTRUCTURA.

La topografía del terreno es otro factor importante en la selección del tipo, de estructura, para poder hacer proporciones de la estructuración es necesario tener un plano topográfico de la zona donde estará la planta industrial, en él podrá verse la configuración del terreno, si el terreno donde estará la estructura es accidentado, la solución se complica, por que entonces es necesario hacer un estudio de movimientos de tierras para poder prever desde el punto de vista económico el hacer movimiento de tierra (excavaciones o relleno) para desplantar en un terreno uniforme la estructura o hacer una pequeña modificación y hacer la estructura adaptable al terreno. Pero ese no es el único problema, existe el problema para el drenaje químico de la planta, el drenaje sanitario, el pluvial, que es necesario prever antes de definir el nivel de desplate de la estructura, y además necesitamos conocer el nivel necesario para la instalación del equipo que va dentro de la estructura.

Como se puede ver son necesarios estudios para poder definir el tipo de estructura conveniente para las necesidades de la planta, y en la cual un estudio correcto del terreno es muy importante.

Con respecto al nivel de instalación del equipo o dentro de la estructura no es problema del departamento civil, esos datos son proporcionados por el departamento mecánico encargado del diseño de operación de la planta, pero referente a los drenajes, rellenos, excavaciones, y funcionamiento de la estructura y caminos o calles de acceso al edificio, entonces si es necesario un estudio concienzudo de cada uno de los problemas que pueden afectar al buen funcionamiento del edificio y en general de toda la planta industrial.

IV.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

Un estudio de mecánica de suelos nos proporciona datos del tipo de terreno sobre el cual vamos a cimentar una estructura, deberá aprovecharse al máximo los resultados que se hallan hecho en un laboratorio de mecánica de suelos y a partir de los resultados de las pruebas pueden tenerse una evidencia valiosa del comportamiento probable del suelo, así se conocerá tamaño y granulometría de las partículas, contenido de humedad, límite, plásticos, límite líquido, índice de plasticidad, densidad, resistencia al corte, coeficiente de rozamiento interno, cohesión, compactibilidad, permeabilidad y consistencia física y química.

Además un dato bastante importante que se obtiene de los sondeos realizados en campo, es la profundidad del terreno resistente a la cual se podrá desplantar la cimentación de la estructura, también obtendremos el esfuerzo admisible del terreno para el diseño de nuestra cimentación, así como también evitar asentamientos en la estructura. Para que una compañía dedicada a realizar estudios y recomendaciones de mecánica de suelos pueda hacer un estudio es necesario proporcionarle un plano topográfico de la planta, un plano general donde estén localizadas las zonas donde se vayan a construir los edificios, así como también las descargas de las columnas a la cimentación de los edificios principales de la planta.

Con estos datos se pueden realizar las excavaciones para el estudio del suelo, cuando la compañía de mecánica de suelos tiene los resultados, ellos se encargarán de dar las recomendaciones para cimentar las diferentes estructuras de la planta industrial.

El estudio de mecánica de suelos también nos proporciona datos del talud natural del terreno para las excavaciones que se tengan que realizar durante la construcción, además nos proporciona datos para compactación de los edificios y de las calles de acceso dentro de la planta, también podremos obtener datos sobre el nivel freático y así podremos prever problemas en nuestras cimentaciones.

V. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS, SUPERESTRUCTURA

V.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Debido a que la empresa Mexicana de Cananea SA de CV tiene la necesidad de incrementar la capacidad de producción de cobre para satisfacer el mercado de la industria nacional e internacional, que en los últimos años ha ido en aumento. Ha encargado a la empresa Bufete Industrial SA de CV los trabajos de ingeniería, construcción y procuración necesarios para lograr éste propósito.

Para lograr el objetivo y partiendo de la información básica así como de la información proporcionada de la etapa de planeación, se definieron una serie de instalaciones y estructuras necesarias, de las cuales aquí daremos una descripción muy general de las más importantes dentro del alcance civil.

DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS

DENTRO DEL ÁREA 02 TENEMOS:

Estructura soporte para las tinas Asentadores o Sedimentadoras (8 requeridos):

Estructura de concreto que consiste en una losa de 15 centímetros de espesor, que es el asiento de las tinas, la cual se apoya perimetralmente en muros de concreto de 25 centímetros de espesor, para que la losa presentara las menores deformaciones posibles, se implementa un relleno de arena compactado dentro de los muros y bajo la losa. La cimentación de los muros es una zapata corrida.

Cobertizo para Asentadores (8 requeridos):

Estructura fabricada de acero estructural ASTM A-36, con dimensiones en planta de 18 m x 27 m, a base de marcos rígidos a dos aguas en la dirección corta, y marcos contra venteados en la dirección larga, la cubierta y fachadas serán de lámina de fibra de vidrio (FRP).

La estructura se desplantará al 12.100 m y la altura libre a la cumbre será de 5.3 m. La cimentación será a base de zapatas aisladas, mismas que se integrarán a la cimentación del cuerpo del sedimentador que será de placa de acero inoxidable. Contará con pasillos de operación de acero estructural A-36, por la periferia de los asentadores y plataformas de operación.

Cimentaciones para tanques de almacenamiento.

En ésta área también se tiene contemplada las cimentaciones de diversos tanques que básicamente son de almacenamiento de agua, aceite y otros productos químicos, así como de cimentaciones para bombas, otra estructura de ésta carea es la fosa.

Rack de tuberías

El Rack de tuberías es una ampliación del existente que va con dirección oeste-este, será de acero estructural A-36 con una altura mínima libre de 3.5 m sobre el nivel de piso terminado, con un ancho de 4.0 m, dos camas de tuberías de proceso y una cama superior para instalaciones eléctricas y de instrumentación. La separación entre camas será de 1.5 m, la longitud total de la ampliación del Rack tendrá 103 m. La cimentación será de zapatas aisladas.

DENTRO DEL ÁREA 03 TENEMOS

Casa de celdas.

Edificio de acero estructural A-36, con dimensiones en planta de 93 m x 18 m, a base de marcos rígidos a dos aguas en la dirección corta y marcos contra venteados en la dirección longitudinal. La separación longitudinal de los marcos será de 7.5 m para los primeros dos entre ejes y de 6.5 m para los demás, la altura libre entre el nivel de piso terminado y la parte inferior de la estructura de cubierta es de 14.3 m. La cubierta y las fachadas serán de lámina de FRP. La cimentación será una losa de concreto reforzado de 80 centímetros de espesor.

Dentro del edificio se localizarán 108 celdas de concreto polimérico así como equipo para despojo y almacenamiento de electrodos, soportadas por una estructura soporte a base de marcos de concreto reforzado, estos marcos se cimentarán sobre la misma losa del edificio.

El edificio llevará un muro perimetral de concreto, con un espesor de 20 centímetros y hasta una altura de 4.5 m .

En el extremo oeste entre los ejes 1 a 3 se localizará el cuarto hidráulico y parte de la máquina deshojadora. En la parte extrema este se localizará una plataforma de operación de concreto reforzado, de 3.5 m de altura,

Cobertizo para máquina deshojadora.

Edificio de acero estructural A-36 con dimensiones en planta de 18.75 m x 13.0 m, a base de marcos rígidos a dos aguas en al sentido corto y marcos contra venteados en la dirección larga. La separación de los marcos rígidos será de 6.25 m con separación mínima entre el nivel de piso terminado y la parte inferior de la estructura de cubierta, de 8.7 m. La cubierta y fachadas laterales serán de lámina de FRP. Llevará una grúa de 3 ton de capacidad.

La cimentación será a base de zapatas aisladas desplantadas a una profundidad de 1.0 m .

Almacén de producto terminado

Cobertizo de acero estructural A-36, con dimensiones en planta de 20 x 30 m, a base de marcos rígidos a dos aguas en la dirección corta y marcos contra venteados en la larga. La separación de los marcos rígidos será de 6.0 m con una altura mínima entre el nivel de piso terminado y la parte inferior de la estructura de cubierta de 4.5 m, con cubierta y fachadas de lámina de FRP. La cimentación será de zapatas aisladas.

Oficinas y cuarto de control. Edificio existente de concreto, de dos niveles el cual se adecuará a las nuevas necesidades del proyecto. Tiene un área de 176 m² y una altura de 3.0 m por nivel.

DENTRO DEL AREA 04 TENEMOS

Laboratorio.

Estructura de un nivel con dimensiones en planta de 10 m x 16 m. Estructurada a base de columnas trabes y losa de concreto reforzado, con muros de relleno interiores y exteriores de block hueco, con altura libre interior de 3.3 m .

Taller de mantenimiento y Cobertizo de almacenamiento de Cobalto

Estructuras fabricadas de acero estructural A-36, con dimensiones en planta de 10 m x 15 m y 4.55 x 6.7 m (Cobalto), ambos a base de marcos rígidos a dos aguas en la dirección larga. Cubierta de lámina de FRP. Las fachadas serán de muro de block hueco.

Subestación eléctrica. Estructura de un nivel de 15.5 m x 15.5 m, a base de columnas, trabes y losa de concreto reforzado, con muros divisorios interiores y de relleno exteriores de block hueco, la estructura tiene una altura de 4.4 m libres interiores. Contará con un cuarto de baterías el cual será recubierto con loseta antiácida, también contará con una bahía exterior para transformadores y estará protegida con una malla tipo ciclón. La cimentación serán zapatas aisladas.

V.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO.

El proceso hidrometalúrgico para la obtención del cobre consta básicamente de las fases siguientes:

LIXIVIACIÓN.

El mineral de baja ley (0.3 % de cobre aproximadamente), que sale del minado a cielo abierto y que no puede tratarse por el proceso tradicional de concentración por su incostrabilidad, es acumulado sobre grandes extensiones de terreno y con canalización natural, formando terrenos que se riegan con solución ácido ferro cuprífero, la que al ponerse en contacto con la piedra, disuelve los valores metálicos.

La solución percola a través del terreno y hasta salir por su parte inferior y se almacena en una represa de solución cargada, de donde es bombeada, vía tres estaciones de bombeo hasta la pila alimentadora a la planta de ESDE.

EXTRACCIÓN POR SOLVENTES

El propósito de la sección de extracción por solventes es extraer selectivamente los iones de cobre a partir de una solución impura que es la lixiviación, por medio de un orgánico, compuesto por 92 % de keroseno como diluyente y 8 % de reactivo extractante el que a su vez es "despojador" para formar la solución electrolítica.

La extracción por solventes está dividida en dos secciones la extracción y el despojamiento, cada una se distingue por la dirección de la reacción química que ocurre. En la sección de extracción, la solución impura de lixiviación con bajo contenido de ácido, le es extraída el cobre por medio de la fase orgánica y en el despojamiento el orgánico cargado es despojado por una solución con alto contenido de ácido, formando la solución electrolítica.

El área de extracción por solventes se compone por tres trenes idénticos, cada uno con dos etapas de extracción y dos de despojamiento, los cuales están compuestos por un mezclador asentador, donde en el mezclador se ponen en contacto por medio de agitación las fases orgánica acuosa para que se pueda llevar a cabo la transferencia de los iones de cobre. Como las dos fases son inmiscibles, al pasar al asentador se separan, quedando en la parte superior, la fase orgánica y en la inferior el acuoso, debido a la diferencia de densidades.

ELECTRODEPOSITACIÓN.

El propósito del área de electrodeposición es producir cátodos de cobre electrolítico con alta pureza (99.99 %). El cobre metálico se produce del sulfato de cobre contenido en la solución electrolítica directa, al hacerle pasar una corriente directa, que de un ánodo de plomo insoluble a un cátodo permanente de acero inoxidable. El cobre es depositado en la superficie del cátodo y en el ánodo, el agua se disocia en iones de hidrógeno y oxígeno.

El hidrógeno se asocia con el ión sulfato, que se desprende en cátodo formando ácido sulfúrico y el oxígeno sale a la atmósfera. El área de electrodeposición cuenta con 94 celdas electrolíticas y cada una contiene 55 ánodos y 54 cátodos, los que se mantienen en la celda durante 7 días, lapso en el cual se les está depositando el cobre hasta formar una placa por ambos lados, con un peso de 40 a 50 kilogramos cada una. Al séptimo día, se saca el cátodo para despegarle las placas de cobre, acción que se lleva a cabo en una máquina desforadora que tiene una velocidad de 180 cátodos por hora. En esta máquina, primeramente se hace el lavado con agua caliente y vapor, para posteriormente despegar la placa de cobre del cátodo permanente. Las placas de cobre que se van despegando forman un bulto de más o menos 36 placas, para un peso de 1500 a 1800 kilogramos quedando listos para el embarque al mercado nacional e internacional. La extracción a los cátodos de las celdas se hace por medio de una grúa viajera de 8 toneladas de capacidad. Operada por medio de radio control.

V.3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

V.3.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Es de gran importancia en la construcción de toda obra civil, el disponer de la información necesaria con las características físico mecánicas del subsuelo, para así estar en condiciones de conocer su comportamiento ante la presencia de cargas externas representadas por superestructuras, por lo que, es de esperarse que el presente documento sirva de complemento para el diseño de la cimentación del proyecto “Ampliación de la planta ESDE II” La parte fundamental en estas actividades de investigación, es definir características estratigráficas y propiedades de resistencia de los materiales que conforman las capas del relleno en el área donde se desplantarán las nuevas estructuras, mismas que son el componente del nuevo proyecto de ampliación.

Para ello se ha recurrido a métodos directos de exploración como son la utilización de una máquina perforadora para realizar 8 sondeos mixtos y el uso de retroexcavadora para efectuar 7 pozos a cielo abierto (PCA).

El complemento de los estudios lo constituye la realización de una prueba de placa, siendo ésta en diámetro de 24”, efectuada a 1.5 m de profundidad, sobre materiales que constituyen el terraplén.

V.3.2. MARCO GEOLÓGICO DEL LUGAR

El área en estudio se localiza en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre Occidental, dentro de la sub provincia Sierras Alargadas según la clasificación que de la republica mexicana hace Edwin Raíz en 1964, las formas de relieve se caracterizan por lomeríos y tierras bajas de las que destacan las sierras El Puma, Los Ajos, Azul y San Antonio, con una altura máxima de 2060 m.s.n.m.

La región es drenada por los tributarios Magdalena y San Miguel, que pertenecen a la cuenca del río Sonora y Concepción-Arroyo Cocóspera, de la vertiente occidental correspondiente al Golfo de California. Las corrientes tienen patrones de drenaje del tipo dendrítico.

Los elementos morfológicos presentes en el área producen un gran contraste, existen montañas profusamente disectadas e interrumpen los valles fluviales bien desarrollados, de común orientación norte sur, algunos elementos presentan en ocasiones coberturas volcánicas que dan un paisaje de altos y bajorrelieves con cimas agudas y alargadas, al occidente presentan las montañas complejas cuyos límites fueron originados por procesos endógenos tectónicos que implican ruptura y fallamiento además los procesos exógenos acumulativos han producido extensas planicies que rodean a los elementos montañosos, observándose un desarrollo geomorfológico de madurez.

Las unidades litológicas tienen un registro en el tiempo geológico desde el precámbrico hasta el cuaternario.

El precámbrico esta compuesto por gneises y esquistos en posición discordante bajo rocas de edad paleozoica y mesozoica, afectados por cuerpos intrusivos cretácicos.

Durante el paleozoica inferior se integra un ciclo sedimentario, dando lugar a recurrencias calcáreas con abundancia de ortocuarzitas y calizas de facies arrecifal.

Con el jurásico se tienen evidencias detríticas de aguas someras cubriendo rocas volcanosedimentarias y andesíticas, evidenciándose la formación de un arco volcánico, estas unidades sobreyacen discordantemente a las rocas paleozoicas y precámbricas. En contacto discordante sobre las rocas jurasicas señala la presencia, secuencias detrítico carbonatadas del dominio oriental y de las rocas volcanosedimentarias que culminan con la aparición del vulcanismo efusivo occidental en el cretácico superior; el desarrollo de las calizas de plataforma durante el Albiano-Cenomániano y el emplazamiento de cuerpos intrusivos caracterizan al periodo cretácico.

Durante el cenozoico, ocurren manifestaciones magmáticas que originan el emplazamiento de un cinturón Vulcano plutónico ligado a la más importante mineralización de cobre en la región; contemporáneamente tiene lugar la formación de cataclasitas, filonitas y milonitas denominadas “Core Complex”.

Para el terciario superior se depositaron en fosas tectónicas potentes espesores de material detrítico y se originan importantes complejos volcánicos de composición variada y para el cuaternario se deposita material no consolidado constituido por gravas y arenas. Las estructuras características del área son de varios tipos y magnitudes, sobresalen los anticlinales y sinclinales de pequeño radio de curvatura, estructuras recumbentes y fallas sinistralas en rocas mesozoicas, también destacan las fallas inversas, rocas paleozoicas y jurasicas. Las micro estructuras más importantes son la foliación unidireccional de orientación general noreste-suroeste.

En el yacimiento cuprífero del distrito minero de Cananea, que forma parte de una franja de pórfidos cupríferos; las concentraciones más importantes de mineral se han localizado en chimeneas brechoides, re emplazamiento de rocas calcáreas, en forma diseminada en pórfidos y rocas volcánicas, así como en zonas de contacto con los intrusivos porfídicos, por lo que también produce cantidades considerables de molibdeno, y en menor cantidad plomo, zinc, plata y oro.

V.3.3. PROGRAMA DE ACTIVIDADES

Teniendo como finalidad el investigar las características físicas y mecánicas de los materiales que constituyen el subsuelo, se programo efectuar en sitios estratégicos, 8 sondeos mixtos de penetración estándar con recuperación continua de muestras alteradas mediante el tubo partido del penetrómetro, siguiendo con la obtención de núcleos del manto rocoso por medio del barril muestreador doble giratorio, a la vez de programarse la realización de 7 pozos a cielo abierto (PCA), los que se llevaron acabo a diferentes profundidades para lo cual se utilizó una retroexcavadora, los muestreos realizados, arrojan datos de importancia que se analizarán para obtener las características índice del terraplén, así como su capacidad de carga a diferentes profundidades y la obtención de los pesos volumétricos en los sitios escogidos.

Por último se preparó el terreno y equipo necesario para llevar acabo la prueba de placa en el fondo del PCA núm. 6 a 5 metros de separación del núm. 6 como fue indicado.

V.3.4. EXPLORACIÓN Y MUESTREO

El trabajo de campo consistió en un recorrido por el área donde se ha proyectado construir la ampliación de la planta ESDE II, con el propósito de formar un marco geotécnico con los diferentes tipos de suelos existentes a investigar, después de éste reconocimiento se seleccionaron 8 sitios estratégicos para llevar acabo la exploración geotécnica por medio de sondeos mixtos de penetración estándar utilizando una máquina perforadora, con bomba triplex, el equipo de penetración estándar, barril doble giratorio y todos sus accesorios, complementando éste programa de actividades la ubicación de los 7 PCA.

El sitio para los barrenos y los PCA, se definió considerando el área por estudiar, la observación del suelo existente en la superficie, las necesidades técnicas de las estructuras y el ser una zona conformada por terraplenes.

En cada uno de los sondeos mixtos se tomaron muestras alteradas por metro de perforación, utilizándose en el estrato de suelos granulares el equipo de penetración estándar y haciendo uso del barril doble giratorio en el manto rocoso; de igual manera en cada uno de los 7 PCA se llevaron acabo muestreos apegados a las normas que rigen la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Cabe destacar que las muestras obtenidas durante el desarrollo de los trabajos fueron debidamente identificadas y protegidas para su envío al laboratorio de suelos donde se continuaría con los ensayos correspondientes.

V.3.5. SONDEOS MIXTOS

Como el objetivo de éste trabajo abarca sólo el área del edificio Casa de Celdas, a continuación se darán los reportes de los sondeos mixtos (SM) 1 y 2 que son los que se localizan en nuestra zona de interés.

Exploración SM-1

Presenta un primer estrato entre 0 –1 m, un suelo residual arenoso; de 1-2.4 m, una brecha alterada, con coloración amarillenta, se observan fragmentos de roca; de 2.4-5.4 m, brecha alterada donde se presento cambio en la coloración de la matriz, cambiando a gris. Durante la perforación no se detectó el nivel de aguas freáticas. En la exploración no se reportaron pérdidas del agua de enjuague de la perforación. Fue necesario utilizar ademe metálico recuperable hasta la profundidad de 2.3 m .

Se perforaron 5.4 m en roca fija, presentándose la brecha volcánica muy alterada y oxidada. Se obtuvieron .10 m de longitud lineal de núcleos, por lo que el porcentaje de recuperación promedio es de 18.5 %, siendo muy baja. No se recuperaron núcleos mayores de 10 centímetros por lo que el índice de calidad de roca (ICR) se considera muy pobre según la clasificación del doctor Donald U. Deer.

Exploración SM-2

Presenta un primer estrato entre 0-1.7 m, material de relleno compuesto por fragmentos de roca empacados en matriz areno-arcillosa de coloración rojiza; De 1.7-9 m, andesita muy alterada de color gris oscuro, se observan cristales caolinizados y esta muy fracturada.

Durante la perforación no se detectó el nivel de aguas freáticas. En la exploración no se reportaron pérdidas del agua de enjuague de la perforación. Fue necesario utilizar ademe metálico recuperable hasta la profundidad de 5.0 m .

Se perforaron 7.2 m en material de relleno y 1.8 m en roca fija, presentándose la roca andesítica muy alterada y fracturada. Se obtuvieron .25 m de longitud lineal de núcleos, por lo que el porcentaje de recuperación promedio es de 13.88%, siendo muy baja. No se recuperaron núcleos mayores de 10 centímetros por lo que el índice de calidad de roca (ICR) se considera muy pobre según la clasificación del doctor Donald U. Deer.

V.3.6. POZOS A CIELO ABIERTO

En el área de interés solo se realizó un pozo a cielo abierto que es del que daremos el siguiente reporte.

PCA No. 1

Presenta en su primer estrato de 0-1.2 m de profundidad relleno conformado por arena arcillosa, color café claro rojizo con finos de media plasticidad, en estado compacto y baja humedad clasificación SUCS, SC-CL.

De 1.2 a 1.5 m de profundidad, se reporta brecha volcánica de color grisáceo, formada por arena, gravas y finos medianamente plásticos y mediano porcentaje de fragmentos riolíticos; presenta media resistencia y finos de mediana compresibilidad, con un porcentaje bajo de humedad.

V.3.7. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los materiales muestreados en cada uno de los sondeos mixtos y de PCA, fueron empaquetados e identificados debidamente para ser enviados al laboratorio de suelos, donde se procesaron para su manipulación en los siguientes ensayos:

Clasificación visual y al tacto

Contenido natural de agua

Límites de consistencia

Granulometría, vías seca y húmeda

Densidad de sólidos

Peso volumétrico

En la tabla titulada resumen de características índice, se presentan los resultados de los ensayos efectuados a los materiales según el procedimiento indicado en el manual de mecánica de suelos, así como los pesos volumétricos obtenidos en campo.

V.3.8. CAPACIDAD DE CARGA

Para evaluar la capacidad de carga del subsuelo en estado límite de falla y de esa manera mediante el uso de un factor de resistencia, determinar la capacidad de carga admisible del estrato sobre el cual se apoyará la cimentación del edificio denominado Casa de Celdas, se realizó el análisis basándose en la teoría de Terzaghi, que cubre el caso más general en cuanto a resistencia al esfuerzo cortante en suelos, la expresión utilizada es la siguiente:

$$q_c = CNc + yDfNq + \frac{1}{2}yBNy$$

Donde:

q_c = capacidad de carga última, en ton/m²

C = cohesión, en ton/m²

$C = q_u / 2$

y = peso volumétrico en el material de desplante; en ton/m³

Df = profundidad de desplante, en m

B = ancho

q_u = resistencia a la compresión, obtenida de una prueba de compresión simple o de la correlación con N , el número de golpes durante la prueba de penetración estándar

Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga definidos a partir del ángulo de fricción interna, son adimensionales

$$q_c = yDfNq + \frac{1}{2}yBNy$$

Como se observa en el caso de los suelos friccionantes, las magnitudes adimensionales de capacidad de carga dependen exclusivamente del ángulo de fricción interna del suelo existente, por lo que fue determinado por medio de ensayos triaxiales rápidos y correlaciones del número de golpes N de la prueba de penetración estándar.

Teniendo como dato las propiedades índice que presenta el suelo estudiado, los resultados de las pruebas de penetración estándar y triaxial rápida y tomando como referencia que el ancho de la cimentación es unitario en una zapata aislada, se obtuvo la capacidad de carga del subsuelo a cada metro de profundidad, considerando un factor de seguridad de 3 que es el recomendable para éste tipo de suelos.

$$q_{adm} = q_c / 3$$

V.3.9. BANCO DE MATERIALES

Para la formación de los terraplenes se realizó un estudio de la calidad de los materiales muestreados en el banco de materiales denominado La Manzana, el cual fue autorizado por Mexicana de Cananea para su explotación, localizado a 6 km aproximadamente del sitio.

Los materiales están compuestos por arenas arcillosas con finos de mediana plasticidad empacando un porcentaje apreciable de gravas y bajo contenido de boleos con diámetro hasta de 6". Actualmente se tienen cortes verticales, mostrando estabilidad aún en épocas de lluvias, lo que se ha considerado para la determinación de su utilización en la aplicación de la ampliación de la planta ESDE II.

Para llegar a la factibilidad de ser utilizados en terraplenes con taludes de hasta 17 m, se realizaron dos pruebas triaxiales rápidas con probetas compactadas al 90 y 95 % de su peso volumétrico máximo seco, determinándose cohesión de 1.5 y 1.7 ton/m² y ángulos de fricción interna de 21° y 23° respectivamente; por lo que, para efecto de cálculos de taludes se tomaron 1.5 ton/m² de cohesión con 20° de ángulo de fricción interna.

Con base a las características del material, se determino que los taludes compuestos 1:1.5 (v: h) y 1:1.73, teniendo un factor de seguridad de 2.92 y 4.61 respectivamente.

Cabe destacar que el cálculo es considerado al terraplén de 17 metros con material de banco y que a medida que disminuye éste espesor de 17 m por la presencia del estrato rocoso, los valores de estabilidad aumentarán. al hacer uso de los materiales de banco La Matanza, para la formación del terraplén con taludes 1: 1.73 se recomienda compactar el material al 90 % de su p.v.m.s como mínimo, así como hacer uso de protección con mampostería para evitar daños por escurrimientos de agua de lluvia y deshielos. Los resultados que se obtuvieron de los ensayos para el banco La Matanza.

V.3.10. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

En el PCA no. 6 se llevó a cabo una prueba de placa para medir los asentamientos que pudieran presentarse en la cimentación, realizándose aproximadamente a 5 m de separación del PCA no. 6 y con 1.5 m de profundidad, quedando fuera de la zona de saturación que pudiera existir en el PCA no. 6. el equipo que se utilizó para el desarrollo de las mediciones consistió en un gato hidráulico con manómetro integrado, tres micrómetros con precisión de .01 mm, tres placas circulares de soporte para micrómetros anclados a la pared del pozo.

Los datos registrados de esfuerzo- deformación y considerando una velocidad de estabilización de .025mm / min fueron:

Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)
0.125	1.15
0.250	1.87
0.500	2.45
1.000	4.71
2.000	7.83
4.000	10.77

El asentamiento que ocurrirá con la cimentación real y considerando el procedimiento de Terzaghi, se puede conocer a partir de la siguiente expresión:

$$S_c = (2 \cdot B / B + B_1)^2 \cdot S_p$$

Donde:

S_c = asentamiento que ocurre en la cimentación real, en cm.

S_p = asentamiento que ocurre en la prueba de placas, en cm.

B = ancho de la cimentación, en cm.

B_1 = ancho de la placa, en cm.

Por lo anterior y con base a las pruebas de consolidación, debe considerarse que los asentamientos que sufrirá la cimentación podrán irse presentando gradualmente durante el proceso constructivo, tomando en cuenta las características granulométricas que tienen los suelos estudiados.

V.3.11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para conocer las condiciones geotécnicas en el área del proyecto de ampliación de la planta ESDE II, se efectuaron 8 sondeos mixtos en una longitud total de 61.6 m, perforando sobre material suelto 19.3 m y en roca fija 42.3 m .

La recuperación promedio es de 0.9 %, no teniéndose núcleos mayores de 10 cm por lo que el índice de calidad de roca (isr) promedio es de cero, lo cual es considerado muy pobre según La clasificación ingenieril del doctor Donald U. Deer.

En lo que respecta a los pozos a cielo abierto, a partir de las actividades llevadas a campo y a los resultados que se obtuvieron en los ensayos de laboratorio practicados a las muestras integrales, se ha determinado que los perfiles estratigráficos no conforman un área homogénea, ya que los estratos clasificados con sus materiales y niveles varían de sitio a sitio de una manera muy drástica.

Superficialmente existe un estrato de relleno de arena arcillosa con bajo porcentaje de grava, cuyo espesor varía de acuerdo a su requerimiento para dar el nivel de piso. Subyaciendo a éste estrato, se detectó material aglomerado en coloración café rojiza con un alto grado de alteración, seguido de la brecha volcánica alterada, constituida por fragmentos riolíticos embebidos en una matriz arena limosa.

Cabe hacer mención que éste último estrato no se detectó en el área donde se localiza el PCA 6 hasta la profundidad explorada. En el sitio donde se localiza el PCA 7 es necesario determinar la localización de tuberías superficiales y subterráneas según indicaciones del personal técnico de planta ESDE.

Es necesario destacar que no fue posible por medios mecánicos profundizar la excavación a 3 m en el PCA 4 como fue indicado ya que en la brecha volcánica de éste sitio no pudo penetrar el cucharón de la retroexcavadora. Los rellenos que se utilizan en las cimentaciones y desplantes de piso, deberán ser compactados al 95 % de su pvms, en capas no mayores a 25 cm. Al utilizar equipo de los denominados pata de cabra, el espesor de la capa podrá incrementarse de 35 a 40 cm, según determinen los resultados que se obtengan por el laboratorio de control de calidad.

Durante el proceso de construcción de las cimentaciones, se recomienda excavar 20 cm más del nivel de apoyo y reponer con material de banco compactado al 95 % como mínimo de su PVMS.

Los materiales producto de excavación y que no superen el 15 % de fragmentos mayores a 3", podrán utilizarse como rellenos laterales de cimentación, mas no en desplantes de piso debido a las características índice, en el primer caso deberán utilizarse métodos manuales para separar los boleños mayores de 5".

V.4. ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA

La estructura más importante del proyecto es el edificio denominado “ Casa de Celdas”, de acuerdo al proceso, es el lugar donde se separa el cobre de los lodos por medio de unas placas de ánodos y cátodos, en donde el cobre se adhiere a las placas para después ser conducido a la máquina deshojadora, en donde por medio de golpes separan las placas de cobre de los ánodos para después conducirlos al almacén y después las transportarán al mercado.

Ésta estructura es una ampliación del edificio existente y se localiza al noreste de la planta como lo muestra el plano “Arreglo General de la Planta” número 6361-T04E-001B, en el anexo 3.

V.4.1. ESTRUCTURACIÓN

El edificio Casa de Celdas es una estructura de acero, cuyas dimensiones son las siguientes:

Longitudinalmente, ejes número (ver planos en anexo 3).

En eje “A”, 2 entre ejes de 7.0 m más 13 entre ejes de 6.5 m

En eje “D” 1 entre eje de 14 m más 13 entre ejes de 6.5 m

Total 98.5 m

En éste sentido la estructuración es a base de marcos con contravientos, unidos con vigas compuestas en el nivel tope de perfil (NTP) 10.186, en el NTP 14.500 están ligados con una viga IR, en éste mismo nivel sobre el eje “D” entre ejes 1 y 3 se ligan a través de una armadura de 1.4 m de peralte los contravientos verticales se localizan entre los ejes 3-4, 7-8, 9-10 y 14-15, en el nivel inferior son en “K” formados con dos TR, mientras que en el nivel superior en forma de “X” formados con dos ángulos espalda con espalda.

Transversalmente, ejes letra (ver planos en anexo 3.)

1 entre eje de 18.0 m

Total 18.0 m

En el sentido transversal el entre eje está formado por un marco rígido a dos aguas con pendiente de 25 %.

La estructura de cubierta estará formada por las trabes de los marcos transversales y por las trabes de liga de los marcos longitudinales más tres puntales repartidos a 1/4 del claro transversal, en las cuales se conectará un sistema de contravientos, sobre las trabes principales se apoyarán los largueros de cubierta los cuales recibirán a la lámina de FRP.

La altura libre desde el nivel de piso terminado a la parte baja de la estructura será de 13.5 m .

Las columnas de acero se desplantarán al nivel 4.150 sobre dados-columna de concreto de .8 m x 1.4 m en la base, que terminan en un capitel de 1.2 m x 1.8 m en la parte superior.

Cuenta con una grúa de 8 toneladas de capacidad la cual correrá sobre una trabe carril que se encuentra al NTP 10.635. Ésta trabe carril se apoya a su vez en ménsulas de acero que salen de cada columna.

La fachada que presenta el edificio en sus lados norte, sur y este, es de un muro de concreto desde el nivel 1.0 hasta el nivel 4.5m, continuando hasta su parte superior con lámina de FRP similar a la de la cubierta, soportada sobre un sistema de largueros de canal y tensores

Una de las razones de usar el acero para este edificio fue que, como es una ampliación del edificio existente, el cliente solicito que dicha ampliación fuese lo más congruente con lo existente.

Soporte de Celdas Electrolíticas (ver planos en anexo 3).

La estructura soporte de celdas electrolíticas es una estructura de concreto que se compone de dos marcos longitudinales con 22 entre ejes de 3.08 m cada uno, que suman en total 69.58 m, para cada tren de celdas. Los dos marcos no están unidos en el sentido transversal y su distancia a ejes es de 2.92 m. Los marcos están formados por columnas de 50 cm x 80 cm mientras que las traveses de liga tienen dimensiones de 40 cm x 50 cm.

Tanto las columnas de la estructura principal como las del soporte de las celdas tendrán como cimentación una losa de 80 cm de espesor la cual se analizará con detalle en el capítulo VI.

V.4.2.. MODELO

El análisis será del tipo tridimensional, estático y comportamiento estático lineal. El procedimiento de análisis estructural será a través del programa STAAD III versión 23.2, que se basa en el método de las rigideces para la solución de estructuras.

De acuerdo a la estructuración planteada en el punto anterior V.4.1. Se genera un modelo en el programa de computadora STAAD III, en el cual se recomienda incluir sólo los elementos principales de la estructura, es decir:

Columnas

Traveses

Puntes longitudinales

Contravientos horizontales y verticales

No es muy recomendable incluir en estos modelos los elementos secundarios o terciarios que aunque contribuyen en poco a la rigidez del sistema, pueden ocasionar confusiones y problemas con el manejo de más información durante la captura del programa y hacen más lento el análisis aumentando por tanto posibilidades de errores.

Lo más recomendable y la práctica común es diseñarlos a mano reflejando sus efectos que tienen sobre los elementos principales que les dan soporte. El no considerarlos dentro del modelo, por otro lado nos proporciona un factor de seguridad adicional para el cumplimiento de desplazamientos debido a que no estamos tomando su contribución a la rigidez del sistema.

Por otro lado en algunas ocasiones cuando los planos ya fueron editados para construcción e inclusive la estructura ya está montada en campo, por requerimientos de alguna disciplina es necesario adicionar otros equipos sobre la estructura o por olvido al considerar los pesos de los equipos, el civil tiene que adicionar éstos pesos y durante la revisión de la misma se encuentra que no cumple con los desplazamientos laterales permisibles por muy poco, bajo estas circunstancias se pueden modelar estos elementos secundarios y terciarios en la revisión y de esa manera justificar el diseño, aunque esto sucede en muy pocas ocasiones.

Es muy importante que al usar algún programa de computadora para el análisis y diseño de las estructuras se tenga mucho cuidado en que la idealización de la estructura sea congruente con la información que se refleje en los planos constructivos y así tener en la realidad un comportamiento de las estructuras similar al esperado con la concepción que se tuvo al generar el modelo.

En no pocas ocasiones se idealiza en modelo un marco rígido mientras que en los planos se refleja un marco con conexión columna-traveses mediante dos tornillos alma con alma, un error que puede ocasionar la falla de la estructura.

Para verificar en una forma rápida y confiable que la captura de datos fue la adecuada y que el modelo fue creado acorde a la concepción de la estructura requerida es recomendable que antes que se ejecute el programa, se obtengan para su revisión los siguientes gráficos:

Modelo en isométrico. Figura 5.41, (en anexo 1)

Modelo con la numeración de nudos. Figura 5.42, (en anexo 1)

Modelo con la numeración de elementos. Figura 5.43, (en anexo 1)

Modelo con la orientación de perfiles y ejes coordenados. Figura 5.44, (en anexo 1)

Modelo mostrando las relajaciones y los elementos armadura. Figura 5.48, (en anexo 1)

Modelo mostrando cargas básicas Muerta, Viva en cubierta y de Nieve. Figuras 5.45, 5.45A y 5.45 B, (anexo 1)

Modelo cargas básicas por Grúas, Sismo X-X y Sismo Z-Z. Figuras 5.46, 5.47 y 5.47A, (en anexo 1)

A partir de éste punto se irán dando las instrucciones que se usaron para la creación del modelo, análisis y diseño de la estructura para el edificio “casa de celdas electrolíticas”, para mayor comprensión . Así tenemos que:

STAAD SPACE, * es la primera instrucción que indica que es un modelo tridimensional.

INPUT WIDHT 72, * número de columnas para entrada de datos, máximo 72.

***COMENTARIOS**, * líneas para comentarios precedidos de un asterisco.

UNIT METER MTON, * unidades a usar durante el análisis y diseño.

JOINT COORDINATES, *coordenadas de los nodos, éstas junto con la numeración de los miembros, incidencias de los miembros, propiedades, relajaciones, cargas, combinaciones y parámetros pueden generarse gráficamente, mediante el programa PRE, que el STAAD tiene implementado.

1	0.00	5.00	0.00
2	18.00	5.00	0.00
3	0.0	15.917	0.00

etcétera.

MEMBER INCIDENCES, * definen el inicio y el final del miembro entre nodos.

1	1	5
2	2	7
3	3	9

etcétera.

SUPPORTS, * mediante éste comando se define el tipo de restricción de los soportes, que pueden ser fijos, articulados u otro, en nuestro caso son fijos.

1 2 13 23 24 34 35 45 46 56 57 67 68 78 79 128 136 137 **FIXED**.

147 148 158 159 169 170 180 181 191 192 219 220 222 **FIXED**.

V.4.3. PROPIEDADES

Las propiedades se dan a partir de un prediseño manual muy grueso e individual para cada grupo de trabes, columnas, contravientos y puntales, considerando las cargas obtenidas del punto anterior, posteriormente se realizará un primer análisis por computadora, después se revisarán los resultados y se procederá a ajustar las propiedades de los perfiles en base al esfuerzo al que estén sometidos, tratando de no generar una lista grande de perfiles pero cuidando que la gran mayoría trabaje entre un 80 a un 98 % de su capacidad.

También hay casos en que los programas de computadora no tienen capacidad de obtener las propiedades de algunos elementos prismáticos compuestos que no se encuentran en su librería, por lo cual el Ingeniero debe obtener manualmente estos datos y de alguna forma aceptada por el programa hacerlos participar en el análisis y de esa forma obtener resultados satisfactorios.

En éste proyecto tuvimos éste caso y así hubo necesidad de obtener las propiedades de algunos elementos, los que se describen a continuación.

Puntal longitudinal en el nivel 10.186, formado por 2 IR 305 X 66.9 kg / m unidos por placas a cada 1.1 m

Puntales longitudinales en nivel 10.186, formado por 2IR 203 x 26.6 kg / m unidos por placas a cada 1.1 m

Contravientos verticales nivel superior 2LI 152 x 10 espalda con espalda

Contravientos horizontales de cubierta 2 LI 102 x 10 espalda con espalda

Puntal longitudinal de cubierta 2 LI 152 x 10 en estrella

Contravientos verticales nivel inferior 2 TR 152 x 29.8 kg / m espalda con espalda.

Para éstos elementos es necesario calcular su área transversal y sus momentos de inercia en ejes locales "Y" y "Z"

El formato general para introducir las propiedades de estos elementos compuestos, en STAAD III es :

MEMBER PROPERTY AMERICAN, * se dan propiedades a los miembros asumiendo que los perfiles serán los usados en América.

*columnas de acero

12 16 31 32 34 36 51 52 54 56 61 62 64 66 TABLE ST W 27X104

*trabes principales

3 8 TO 10 23 28 TO 30 TAPERED .693 .016 .693 .256 .022

etcétera

MEMBER RELEASE, * mediante éste comando se dan los grados de libertad que se tendrán en las juntas viga-trabe, trabe-columna.

13 91 227 START MY MZ

235 244 END MY MZ

MEMBER TRUSS, * todos los miembros bajo éste comando se comportarán como elementos armadura, tomando sólo cargas axiales

108 TO 111 116 TO 119 150 TO 152 215 TO 219 245 TO 263 361 TO 364

383 TO 386 581 TO 584 586 TO 589 * etcétera

CONSTANT, * se proporcionan las características del material a usar.

E STEEL MEMBER 1 TO 10 12 13 16 TO 80 * etcétera

DENSITY STEEL MEMBER 108 TO 111 116 TO 119 150 TO 152 215 TO 219 245 TO 263 361 TO 364 383 TO 386 581 TO 584 586 TO 589 * etcétera

POISSON STEEL MEMBER 108 TO 111 116 TO 119 150 TO 152 215 TO 219 245 TO 263 361 TO 364 383 TO 386 581 TO 584 586 TO 589 * etcétera

V.4.4. ACCIONES

Las cargas que consideraremos que actuarán en nuestra estructura serán las que nos indica el manual IMCA en su sección 1.3 CARGAS Y FUERZAS, toda vez que éste manual es una traducción del AISC. Las cargas consideradas las describiremos a continuación.

V.4.4.a ACCIONES PERMANENTES.

De acuerdo al IMCA en la sección 1.3.1, consistirá del peso del acero utilizado así como del material unido o soportado permanentemente por él.

Son acciones que siempre estarán presentes, bajo cualquier circunstancia o combinación de carga, en el proyecto se incluyeron las siguientes:

PESO PROPIO de la estructura, éste también es considerado como carga muerta y será tomado en cuenta directamente dentro del programa SAAD III, por medio de la instrucción:

**LOAD 1 PESO PROPIO
SELFTWEIGHT Y -1.0**

CARGA MUERTA en cubierta, aplicadas sobre traveses (ver figura 5.45, en anexo 1)

Lámina de FRP -----	5 kg/m ²
Largueros y tensores en cubierta -----	15 kg/m ²
Tubería soportada en estructura de cubierta -----	20 kg/m ² (estimado) *
Lámparas -----	15 kg/m ² (estimado) *
Suma =	55 kg/m ²

* en condiciones normales el civil no cuenta con estos pesos al iniciar su diseño, por lo que una práctica común recomendable es considerar los pesos estimados para el diseño de la estructura, con buenos resultados.

Carga muerta por fachadas, aplicadas sobre columnas (ver figura 5.45, en anexo 1)

Largueros y contraflambeos -----	15 kg/m ²
Lámina de FRP -----	5 kg/m ²
Suma =	20 kg/m ²

Carga muerta por peso propio de trabe carril mas riel, aplicada sobre columnas.

Esta carga se manifiesta sobre las columnas como una fuerza vertical más un momento, debido a que la trabe carril está fuera del eje de las columnas a una distancia de 70 cm como se observa en la figura siguiente.

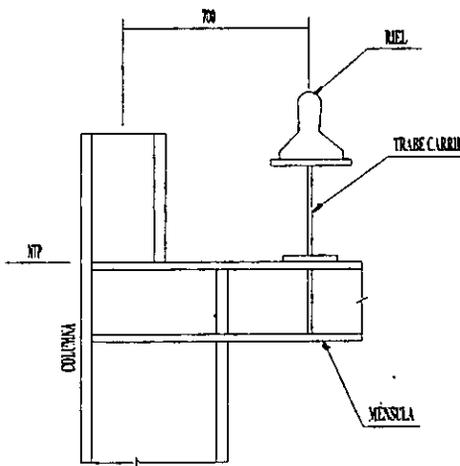


FIGURA 5.1

Para el claro de 14.0 m tenemos:

$$F_y = (280 + 66.9) 14/2 = 2428.3 \text{ kg} = 2.428 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.428 \times 0.7 = 1.7 \text{ ton. - m}$$

Para el claro de 7.0 m tenemos:

$$F_y = (130 + 66.9) 7/2 = 689.2 \text{ kg} = 0.689 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.689 \times 0.7 = 0.48 \text{ ton - m}$$

Para el claro de 6.5 m tenemos:

$$F_y = (130 + 66.9) 6.5/2 = 640.0 \text{ kg} = 0.64 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.64 \times 0.7 = 0.45 \text{ ton - m}$$

Las cargas muertas toman el siguiente formato en STAAD.

LOAD 2 GARGA MUERTA

MEMBER LOAD

33 38 TO 40 48 TO 50 53 58 TO 60 63 68 TO 70 UNI GY -0.351

JOINT LOAD

6 FY -1.68 MZ -1.18

V.4.4.b. ACCIONES VARIABLES.

CARGAS VIVAS

De acuerdo al manual IMCA sección 1.3.2, la carga viva incluyendo la carga de nieve, si la hay, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura o la requerida por las condiciones del caso.

Las cargas vivas son cargas cuya intensidad varía con el tiempo, aquí se incluyen las cargas de equipo que no tiene una posición fija como la producida por las grúas, las siguientes son las que aplican para éste proyecto:

Cargas vivas en cubierta, aplicada sobre traveses principales (similar a figura 5.45A, anexo 1)

De acuerdo el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, para cubiertas con pendiente mayor de 20 %

$$W_m = 40 \text{ kg / m}^2 \text{ cuando existen sólo cargas permanentes.}$$

$$W_a = 20 \text{ kg / m}^2 \text{ cuando se combinan cargas permanentes con accidentales.}$$

Carga viva por grúa cargada en operación, sobre columnas, se consideran dos casos:

a) grúa existente cargada más grúa nueva vacía, juntas entre ejes 1 y 3, éste efecto se manifiesta así:

Sobre el eje "A", existirán los siguientes elementos mecánicos sobre nudos.

LOAD 11 CARGA POR GRÚAS EN OPERACIÓN (ver figura 5.46, en anexo 1)

8 FY -6.9 MZ 4.83

19 FY -16. MZ 11.2

30 FY -9.43 MZ 6.601

Sobre el eje "D", se reflejan así los efectos.

6 FY -49.66 MZ -34.76

28 FY -28. MZ -19.6

b) grúa existente vacía más grúa nueva cargada, juntas entre ejes 11 y 13.
Sobre el eje "A", existirán los siguientes elementos mecánicos sobre nudos.

154 FY -6.9 MZ 4.8

165 FY -14.94 MZ 10.5

176 FY -9.84 MZ 6.9

Sobre el eje "D", se reflejan así los efectos.

152 FY -16.88 MZ -11.82

163 FY -38.54 MZ -26.98

174 FY -21.79 MZ -15.25

Carga viva debida a cambios de TEMPERATURA.

Estas cargas se obtienen a través del programa STAAD III. El programa calcula la deformación axial debida a la diferencia de temperaturas, a partir de éste dato se calculan las fuerzas inducidas en el miembro y después se realiza el análisis en forma normal. El formato en STAAD es el siguiente:

LOAD 13 TEMPLOAD

TEMPERATURE LOAD

1 TO 10 12 13 16 TO 80 91 TO 97 TEMP -16.0, para contracción

1 TO 10 12 13 16 TO 80 91 TO 97 TEMP 9.0, para elongación

De acuerdo al manual de la Comisión Federal de Electricidad, Acciones en la sección 2.6.2.2, para no tomar en cuenta los efectos de cambios de temperatura en estructuras de acero las estructuras deben tener una longitud menor a 45 m. En éste caso se ha dividido al edificio en 2 cuerpos uno de 46.5 m y otro de 52.0 m, mediante una junta de expansión formada por una conexión a cortante con agujeros oblongos en la dirección larga del edificio.

V.4.4.c. ACCIONES ACCIDENTALES

Son aquellas cargas ajenas al funcionamiento normal de la edificación y cuya intensidad puede alcanzar valores significativos durante periodos cortos de tiempo. Para el proyecto se consideraron las siguientes:

NIEVE

De acuerdo al manual IMCA las cargas por nieve se aplicarán en el área completa del techo o en una porción del mismo y para el diseño deberá usarse el arreglo de cargas que produzca el máximo esfuerzo del miembro en estudio.

El manual de la CFE, Acciones, sección C.1.2, dice que en la mayor parte de la republica mexicana la precipitación de nieve es tan pequeña que su efecto queda cubierto por las disposiciones para lluvia y granizo, pero en otros lugares como en el de Cananea, se justifica hacer ésta consideración de carga. Por otro lado la ausencia de datos al respecto, en el país, hace que para éste fin, nos recomiende el uso de otros manuales o reglamentos elaborados en Estados Unidos para las condiciones de nieve, como el ANSI-ASCE.

Para éste proyecto utilizando el Código ASCE obtuvimos una carga uniformemente repartida sobre la cubierta de 60 kg/ m² sin embargo el cliente nos proporcionó un dato más conservador que fue del de 145 kg/ m², que fue con el que se realizó el diseño bajo condiciones de nieve. (ver figura 5.45B, en anexo 1)

$$C_n = 145 \text{ kg/m}^2$$

Con ésta distribución de carga a considerar se calculan las cargas en cubierta.

<u>Trabes de eje</u>	<u>ancho tributario</u>		<u>C_n</u>	=	<u>carga en ton/ m</u>
1	4.9 m	x	145	=	0.71
2 y 3	7.0 m	x	145	=	1.015
4 a 15	6.5 m	x	145	=	0.942
16	3.25 m	x	145	=	0.471

En STAAD el formato será el siguiente:

LOAD 4 CARGA DE NIEVE

MEMBER LOAD

33 38 TO 40 43 48 TO 50 53 58 TO 60 63 68 TO 70 UNI GY -0.942

etcetera.

VIENTO

Se deberán prever los esfuerzos causados por el viento, durante el montaje, así como después de terminada la obra, de acuerdo al IMCA, sección 1.3.5.

También de acuerdo a preferencia del cliente estos efectos se obtendrán bajo los lineamientos de UBC-94.

De acuerdo a UBC-94.

Exposición, C, para terreno abierto, sección 1617

Categoría de ocupación = 2.0, instalaciones riesgosas, tabla 16K

Función de la estructura = grupo H, tabla 16K

Velocidad de diseño, $V = 140 \text{ km/hr}$ (dato de la región)

$$V = 87 \text{ MPH (sistema inglés)}$$

$$P = C_e C_q q_s I_w \text{ de la sección 1618.}$$

Donde :

P = presión de viento de diseño en kg/m^2

C_e = coeficiente de ráfaga, en función de la altura y del tipo de exposición secciones 1619 y 1620, tabla 16-G.

C_q = coeficiente de presión en la estructura, secciones 1649 y 1620, tabla 16H

$q_s = .095 \text{ t/m}^2$, presión de viento a una altura estándar de 33 pies (gradiente), tabla 16F.

$I_w = 1.15$, factor de importancia de la estructura, sección 1623, en función del grupo "H" y categoría de operación, de tabla 16-K.

CALCULO DE PRESIONES

Basándonos en la fórmula anterior calcularemos sólo el efecto de viento en la dirección sur-norte (LOAD 6), sobre el edificio, entendiéndose que para el proyecto se realizaron los cálculos para todas las direcciones.

VIENTO TRANSVERSAL X-X DIRECCIÓN SUR-NORTE

Para marcos 4 al 15, ver figura 5.2

Marcos Ejes	sentido	área expuesta	Ce	Cq	qs (t/m ²)	Iw	P (t/m ²)	ancho tribut	w (t/m)
4 a 15	sur-norte	barlovento	1.35	0.8	0.095	1.15	0.118	6.5	0.767
4 a 15	sur-norte	cubierta	1.39	0.9	0.095	1.15	0.133	6.5	0.865
4 a 15	sur-norte	sotavento	1.35	0.5	0.095	1.15	0.074	6.5	0.481
4 a 15	sur-norte	cubierta	1.39	0.7	0.095	1.15	0.103	6.5	0.669
barlovento	***	cubierta	1.39	-0.3	0.095	1.15	-0.046	6.5	-0.33

Para marcos 1 a 3, ver figura 5.4

Del lado de eje "A"

Marcos Ejes	sentido	área expuesta	Ce	Cq	qs (t/m ²)	Iw	P (t/m ²)	ancho tribut	w (t/m)
1,2,3	sur-norte	sotavento	1.35	0.5	0.095	1.15	0.118	7.0	0.518
1,2,3	sur-norte	cubierta	1.39	0.7	0.095	1.15	0.133	7.0	0.721
1,2,3	sur-norte	cubierta	1.39	0.9	0.095	1.15	0.103	7.0	0.931
	***	cubierta	1.39	-0.3	0.095	1.15	-0.046	7.0	-0.33

Del lado del eje "D", cambia el ancho tributario.

1,2,3	sur-norte	barlovento	1.35	0.8	0.095	1.15	0.074	10.25	1.21
-------	-----------	------------	------	-----	-------	------	-------	-------	------

Para marco 16, ver figura 5.3

16	sur-norte	sotavento	1.35	0.8	0.095	1.15	0.118	3.25	0.241
16	sur-norte	cubierta	1.39	0.7	0.095	1.15	0.133	3.25	0.334
16	sur-norte	barlovento	1.35	0.5	0.095	1.15	0.074	3.25	0.383
16	sur-norte	cubierta	1.39	0.9	0.095	1.15	0.103	3.25	0.432
	***	cubierta	1.39	-0.3	0.095	1.15	-0.046	3.25	-0.15

El formato en STAAD para estas cargas es el siguiente:

LOAD 6 CARGA DE VIENTO SUR-NORTE, X-X

MEMBER LOAD

33 38 43 48 53 58 63 68 UNI GY 0.865

etcétera

VIENTO TRANSVERSAL X-X DIRECCIÓN NORTE-SUR

El formato en STAAD para estas cargas es el siguiente:

LOAD 7 CARGA DE VIENTO NORTE-SUR, X-X

MEMBER LOAD

33 38 43 48 53 58 63 68 UNI GY 0.669.....

LOAD 8 CARGA DE VIENTO SUR-NORTE, X-X

MEMBER LOAD

33 38 43 48 53 58 63 68 UNI GY -0.30

LOAD 9 CARGA DE VIENTO NORTE-SUR, X-X

MEMBER LOAD

33 38 43 48 53 58 63 68 UNI GY 0.669.....

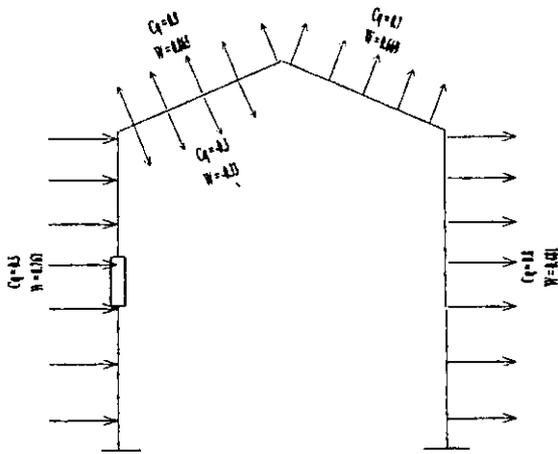


FIGURA 5.2 VIENTO TRANSVERSAL SUR-NORTE
(En marcos de ejes 4 a 15)

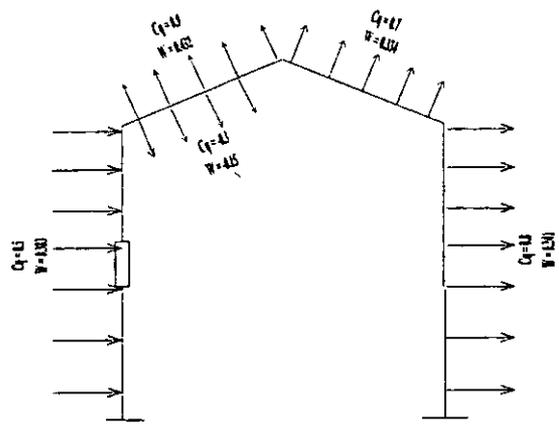


FIGURA 5.3 VIENTO TRANSVERSAL SUR-NORTE
(En marco eje 13)

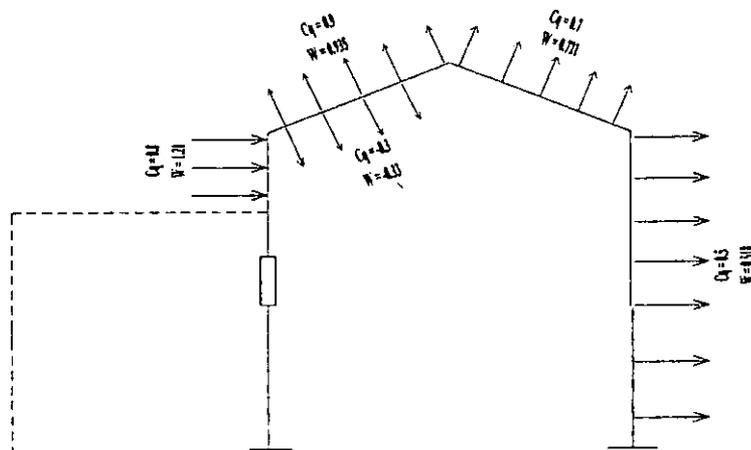


FIGURA 5.4 VIENTO TRANSVERSAL SUR-NORTE
(En marcos de ejes 1 a 3)

CARGAS POR SISMO

Los efectos del sismo, por requerimiento del cliente se calcularán de acuerdo al UBC-94, por medio del generador de cargas sísmicas del programa STAAD III que usa el criterio estático y está basado en la fórmula siguiente:

$$V = \frac{Z I C W}{R_w} \quad \text{formula 28-1, sección 1628.2.1}$$

Donde:

$Z = 0.2$, factor en función de la zona sísmica, de tabla 16-I

$I = 1.25$, factor de importancia, de tabla 16-K

$C = \frac{1.25 S}{T^{2/3}} \leq 2.75$, coeficiente sísmico.

$S = 1.5$, coeficiente del sitio, de tabla 16-J

$T = C_t (H_n)^{3/4}$, período fundamental de la estructura.

$C_t = 0.35$, para marcos de acero resistentes a momento.

H_n = altura del edificio en FEET.

$R_w = 8$, coeficiente que depende del tipo de sistema estructural que resiste la carga lateral, de tabla 16-N. Para el sentido transversal de la estructura.

$R_w = 6$, coeficiente que depende del tipo de sistema estructural que resiste la carga lateral, de tabla 16-N. Para el sentido longitudinal de la estructura.

W = carga muerta total + 25 % carga viva, sección 1628.1

Los datos del sitio que se nos proporcionaron fueron:

Suelo tipo 3

Función de la estructura grupo H

Categoría ocupacional 2.0

Zona sísmica 2B

El formato general en STAAD, después de haberse obtenido las fuerzas es:

LOAD 11 SISMO DIRECCIÓN SUR-NORTE, X-X

JOINT LOAD

1 FX 0.229

2 FX 0.179

13 FX 0.181

LOAD 12 SISMO DIRECCIÓN ESTE-OESTE, Z-Z

JOINT LOAD

1 FX 0.315

2 FX 0.246

13 FX 0.148

etcetera.

V.4.5. COMBINACIONES

Están basadas en las recomendaciones del UBC-94, sección 1603.6 y se presentan aquí sólo algunas de las más críticas para el diseño de la estructura, bajo el formato general para STAAD.

**** COMB GRAVITACIONALES SIN TEMPERATURA*******

LOAD COMB 14 (PP + CM + CV)

1 1. 2 1. 3 1.

LOAD COMB 15 (PP + CM + CNV + OPER)

1 1. 2 1. 4 1. 10 1.

****COMB GRAVITACIONALES CON TEMPERATURA*******

LOAD COMB 16 (PP + CM + CNV)

1 1. 2 1. 4 1.

LOAD COMB 17 (PP + CM + CNV + OPER + TEMP)

1 1. 2 1. 4 1. 10 1. 13 1.

LOAD COMB 18 (PP + CM + CNV + OPER + TEMP)

1 1. 2 1. 4 .75 10 1. 150 1.

***COMBINACIONES CON VIENTO Y TEMPERATURA NEGATIVA (-)**

LOAD COMB 19 0.75(PP + CM + CNV + OPER)

1 .75 2 .75 4 .75 10 .75

LOAD COMB 20 0.75(PP + CM + CVRED + CVZ + TEMP)

1 .75 2 .75 3 .375 5 .75 13 .75

LOAD COMB 21 0.75(PP + CM + CVRED + CVZ + OPER + TEMP)

1 .75 2 .75 3 .375 5 .75 10 .75 13 .75

***COMBINACIONES CON SISMO Y TEMPERATURA NEGATIVA (-)**

LOAD COMB 34 0.75(PP + CM - CVX + TEMP)

1 .75 2 .75 9 .75 13 .75

LOAD COMB 37 0.75(PP + CM + CVR - SISX + 0.3SISZ + TEMP)

1 .75 2 .75 3 .375 145 .75 12 .225 13 .75

****COMBINACIONES CON VIENTO Y TEMPERATURA POSITIVA (+)**

LOAD COMB 51 0.75(PP + CM + CVRED - CVX + TEMP)

1 .75 2 .75 3 .375 9 .75 150 .75

LOAD COMB 53 0.75(PP + CM + CVX + TEMP)

1 .75 2 .75 6 .75 150 .75

****COMBINACIONES CON SISMO Y TEMPERATURA POSITIVA (+)**

LOAD COMB 57 0.75(PP + CM - CVX + TEMP)

1 .75 2 .75 9 .75 150 .75

***COMBINACIONES CON VIENTO SIN TEMPERATURA**

LOAD COMB 65 0.75(PP + CM + CVR - 0.3SISX - SISZ + TEMP)

1 .75 2 .75 3 .375 145 .225 146 .75 150 .75

LOAD COMB 71 0.75(PP + CM + CVRED - CVX + OPER)

1 .75 2 .75 3 .375 7 .75 10 .75

* inmediatamente después de las combinaciones, siguen los comandos siguientes:

PERFORM ANALYSIS, * instrucción para ejecutar el análisis.

PERFORM ANALYSIS PRINT STATICS CHECK, * imprime elementos mecánicos para cada condición de carga básica.

V.4.6. PARÁMETROS

Dentro de la revisión que se debe hacer antes de realizar el análisis de la estructura cuando la captura de datos ha sido concluida es la de los parámetros dados a los diferentes elementos que componen la estructura. En la práctica es en ésta parte donde se han tenido errores tales que han ocasionado muchos re trabajos que a su vez repercuten en el costo y todo porque cuando el Ingeniero revisor entra en acción, los planos ya se encuentran en poder del fabricante de la estructura e inclusive ya se ha adquirido el material.

Por lo anterior es claro que antes de que se de un análisis por bueno debemos revisar dichos parámetros, en general consisten en lo siguiente:

KY y KZ valores con los cuales el programa calcula la relación de esbeltez de las columnas, si éste valor no se da entonces el programa toma por omisión 1.0

LY y LZ valores con los cuales el programa calcula la relación de esbeltez de las traveses a flexo compresión y contravientos, si éste valor no se da entonces el programa toma por omisión la longitud que tiene el miembro entre nudos, que en muchos casos son nudos elásticos. La "L" y la "K" son respecto a ejes locales.

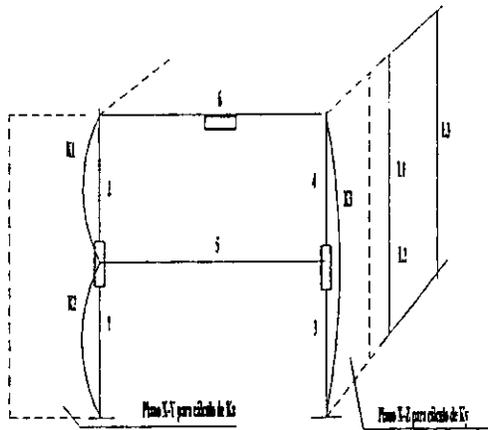


FIGURA 5.5 EN UN MARCO

miembro 1; $Kz = K2$ $Lz = L2$
 $Ky = K3$ $Ly = L3$
 miembro 2; $Kz = K1$ $Lz = L1$
 $Ky = K3$ $Ly = L3$

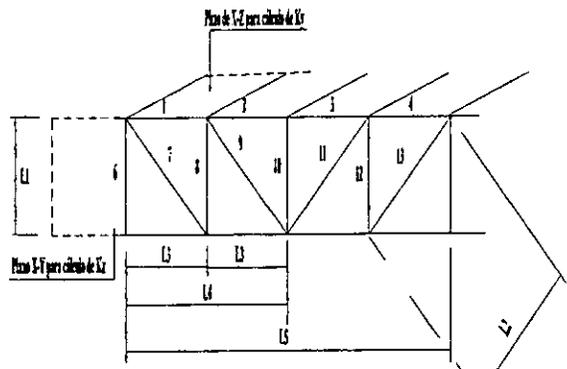


FIGURA 5.6 EN UNA ARMADURA

miembro 1; $Kz = 1$ $Lz = L3$
 $Ky = 1$ $Ly = L4$ y $L5$ sin puntales
 miembro 6; $Kz = 1$ $Lz = L1$
 $Ky = 1$ $Ly = L1$
 miembro 7; $Kz = 1$ $Lz = L2$
 $Ky = 1$ $Ly = L2$

FYLD esfuerzo de fluencia del acero, por omisión toma 4200 kg / cm²

UNL longitud no arriostrada para el calculo del esfuerzo permisible a flexión en traveses y vigas, lo mismo si se omite este dato el programa lo tomara como la longitud del elemento entre los nudos que muchas veces son nudos elásticos.

UNF longitud no soportada para calcular el esfuerzo de flexión.

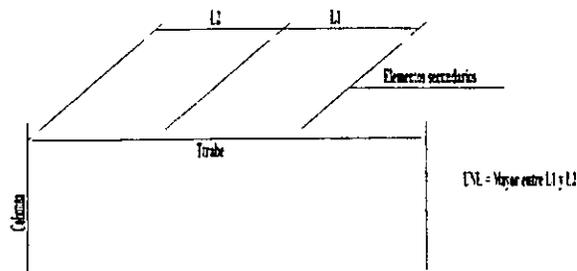


FIGURA 5.7

MAIN con 0.0 revisa que la relación de esbeltez no rebase 200. Con 1.0 suprime la revisión, ésta última es útil para asignársela a los contravientos pero debemos revisar que nunca sobrepase el valor de 300.

En función de proporcionar al programa o no parámetros correctos, estarán nuestros resultados. En seguida se listan los formatos de parámetros para STAAD.

PARAMETER

CODE AISC

***COLUMNAS**

KZ 1.2 MEMB 1 2 4 TO 7 12 16 17 21 22 24 TO 27 31 32 34 TO 37 41 42

***COLUMNAS**

LZ 10.6 MEMB 1 2 4 TO 7 12 16 17 21 22 24 TO 27 31 32 34 TO 37 41 42 -

***CUERDAS DE ARMADURA**

LY 7. MEMB 91 92 227 TO 245

***PUNTALES**

LY 14. MEMB 224 278

***TRABES TRANSVERSALES**

BEAM 1. MEMB 3 8 TO 10 13 18 TO 20 23 28 TO 30 33 38 TO 40 43 -

* después se continua con los comandos para los datos de salida.

LOAD LIST 14 TO 42 47 49 51 TO 57 63 TO 65 71 TO 74 96 TO 116

PRINT SUPPORT REACTIONS

LOAD LIST 22 TO 31 33 TO 42 45 TO 54 56 TO 65 68 TO 77 79 TO 88

PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 1 3 6 10 21 23 25 28 34 36 39 47 50

LOAD LIST 1 TO 19 22 TO 31 33 TO 42 45 TO 54 56 TO 65 68 TO 77

PRINT MEMBER FORCES ALL

***DESPLAZAMIENTOS EN TRABES**

LOAD LIST 14 TO 19

PRINT SECTION MAX DISPL LIST 1 TO 10 12 13 16 TO 80 93 TO 97 -

*Después se solicita que se revise el diseño con:

CHECK CODE ALL

STEEL TAKE OFF, Calcula el volumen de acero.

FINISH, con ésta instrucción se da por terminado el proceso.

V.5. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

V.5.1. ASPECTOS GENERALES

El criterio de esfuerzos permisibles del AISC está basado en proporcionar un factor de seguridad a los elementos de una estructura, de forma tal, que ante cargas de servicio estos alcancen un esfuerzo menor al de fluencia, llamado esfuerzo permisible.

El factor de seguridad toma en cuenta la incertidumbre en la valuación de los datos utilizados para analizar y diseñar, no obstante, cuando las cargas que actúan son fuerzas sísmicas, se debe tomar en cuenta que el valor del factor de comportamiento sísmico Q aplicado para reducir dichas fuerzas, depende del criterio del estructurista; por lo tanto, aún cuando las propiedades obtenidas para los elementos y sus conexiones sean adecuadas para resistir los elementos mecánicos inducidos, se debe garantizar la disipación de energía por medio de las rotaciones suficientes (acordes a la ductilidad supuesta para el conjunto estructural), sin que se presenten fallas prematuras por pandeo local. Las juntas diseñadas elásticamente no requieren en teoría capacidad de rotación, ya que el límite de utilidad estructural corresponde a la aparición del esfuerzo de fluencia en alguna zona crítica, sin embargo, dado que los esfuerzos evaluados con métodos elásticos poco tienen que ver con los que realmente existen en ellas, la ductilidad es deseable como protección contra fallas frágiles y para obtener un comportamiento aceptable bajo sollicitaciones sísmicas.

El AISC distingue varios tipos de secciones, de las cuales el concepto de sección compacta es el más importante para los fines de ésta exposición; según el manual del AISC - 89 basado en el criterio de resistencia última, una sección compacta es aquella capaz de desarrollar una completa distribución de esfuerzos plásticos y además posee una capacidad de rotación de aproximadamente 3 veces la rotación inelástica. Se menciona además, que para desarrollar una ductilidad de 3 a 5 en la estructura, los factores de ductilidad de sus elementos deben de estar en el rango de 5 a 15 y por lo tanto es prudente proveer las características necesarias para tener una rotación entre 7 y 9 veces la rotación inelástica.

Para el diseño de acero el programa STAAD III compara las acciones de servicio (elementos mecánicos sin factorizar) contra los esfuerzos permisibles por el código del Instituto Americano de Construcciones de Acero, AISC, novena edición, publicada en 1989.

Los esfuerzos permisibles más importantes que fija el AISC, se describen en seguida, adicionando entre paréntesis la sección del manual IMCA, que es su equivalente ya que en la república mexicana es más conocido y usado.

a) ESFUERZO DE TENSIÓN, capítulo D.

En la sección neta excepto en agujeros para pasadores.

$$F_t = 0.6 F_y \quad \text{sección D1. (IMCA 1.5.1.1)}$$

$$F_t = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

En la sección neta de agujeros para pasadores en barras de ojo, placas unidas por pasadores o miembros compuestos.

$$F_t = 0.45 F_y \quad \text{sección D3 (IMCA 1.5.1.1)}$$

b) ESFUERZO DE CORTE, capítulo F

en el área efectiva de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante.

$$F_v = 0.4 F_y \quad \text{sección F4-1 (IMCA 1.5.1.2.1)}$$

$$F_v = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

En perfiles laminados y armadas el área que resiste cortante será igual al peralte total por espesor del alma. Para cortante en el patín, el área se toma como 2/3 partes del área del patín.

c) ESFUERZO DE COMPRESIÓN, capítulo E.

en la sección total de miembros con carga axial, cuya sección transversal cumple con las disposiciones de las secciones B7 (IMCA 1.8, estabilidad y relación de esbeltez) y B5.1 (IMCA 1.9, relaciones ancho-espesor del patín en compresión), así como KL/r , mayor efectiva, es menor que C_c .

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}\right] F_y}{5/3 + \left[3 (Kl/r) / 8 C_c\right] - (Kl/r)^3 / 8 C_c^3} \quad \text{E2-1 (IMCA 1.5.1)}$$

En la sección total de miembros cargados axialmente cuando $KL/r > C_c$.

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 (Kl/r)^2} \quad \text{E2-2 (IMCA 1.5.2)}$$

d) FLEXIÓN, capítulo F.

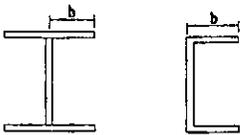
tensión y compresión en las fibras extremas de perfiles laminados compactos y miembros compuestos compactos que tienen sus ejes de simetría en el plano de la carga.

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{sección F3.1. (IMCA 1.5.1.4.1)}$$

$$F_b = 0.66 \times 2530 = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

Para que un miembro se califique como sección compacta debe cumplir con:

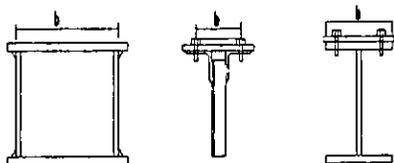
1. los patines deberán estar unidos continuamente al alma o almas, sección B5.
2. la relación ancho-espesor de elementos no atiesados del patín en compresión, perfiles "T" o "C", laminados.



$$b/t \leq 65 / \sqrt{F_y} \quad \text{tabla B5.1}$$

$$b/t \leq 545 / \sqrt{F_y} \quad \text{IMCA}$$

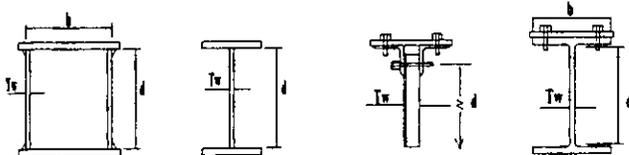
3. la relación ancho-espesor de las placas de patín en secciones tipo cajón y cubre placas de patines comprendidas entre líneas de remaches, tornillos o soldadura, no deben exceder:



$$b/t \leq 190 / \sqrt{F_y} \quad \text{tabla B5.1}$$

$$b/t \leq 1590 / \sqrt{F_y} \quad \text{IMCA}$$

4. la relación peralte-espesor del alma o almas, cuando estén sujetas a combinación de carga axial y flexión, no debe exceder de:



ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

cuando $f_a/F_y \leq 0.16$

$$d/t_w \leq (640/\sqrt{F_y}) [1-3.74 f_a/F_y] \quad \text{tabla B5.1}$$

$$d/t_w \leq (5370/\sqrt{F_y}) [1-3.74 f_a/F_y] \quad \text{IMCA 1.5.4a}$$

cuando $f_a/F_y \geq 0.16$

$$d/t_w \leq 257/\sqrt{F_y} \quad \text{tabla B5.1}$$

$$d/t_w \leq 2150/\sqrt{F_y} \quad \text{IMCA 1.5.4b}$$

5. La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares ni en cajón. Para perfiles "I" o "C"

$$L_c \leq \frac{76 bf}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{20000}{(d/A_f)F_y} \quad \text{F1-2}$$

$$L_c \leq \frac{637 bf}{\sqrt{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{1410000}{(d/A_f)F_y} \quad \text{(IMCA)}$$

6. la longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros de sección transversal tipo cajón cuyo peralte no es mayor de 6 veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá de:

$$1200 b/F_y < L_c = [1950 + 1200(M_1/M_2)] b/F_y \quad \text{F3-2}$$

$$84400 b/F_y < L_c = [137000 + 84400(M_1/M_2)] b/F_y \quad \text{(IMCA)}$$

Para miembros simétricos que cumplan la sección B5 (IMCA 1.5.1.4.1) salvo que:

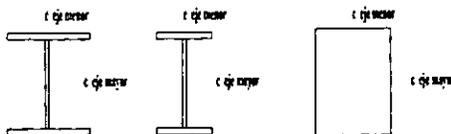
$$65/\sqrt{F_y} \leq b/2t_f \leq 95/\sqrt{F_y} \quad \text{(AISC)}$$

$$545/\sqrt{F_y} \leq b/2t_f \leq 797/\sqrt{F_y} \quad \text{(IMCA)}$$

$$\text{Entonces: } F_b = F_y [0.79 - 0.002 (bf/2t_f) \sqrt{F_y}] \quad \text{F1-3 (IMCA 1.5.5a)}$$

Tensión y compresión en fibras extremas de miembros "I" o "H", que cumplan con los párrafos 1 y 2 y con flexión alrededor del eje menor, así como barras sólidas y secciones sólidas flexionadas con respecto a su eje menor.

$$F_b = 0.75 F_y \quad \text{F2-1 (1.5.1.4.3)}$$



En miembros "I" o "H" doblemente simétricos y flexión respecto a su eje menor que cumplan con el párrafo 1, salvo que:

$$65/\sqrt{F_y} \leq b/2t_f \leq 95/\sqrt{F_y} \quad \text{Entonces: } F_b = F_y [1.075 - 0.005 (bf/2t_f) \sqrt{F_y}] \quad \text{F2-3}$$

$$545/\sqrt{F_y} \leq b/2t_f \leq 797/\sqrt{F_y} \quad \text{Entonces: } F_b = F_y [1.075 - 0.000596 (bf/2t_f) \sqrt{F_y}] \quad \text{(1.5.5b)}$$

En fibras extremas de miembros a flexión no incluidos en F3 (1.5.1.4.1 al 4)

Tensión

$$F_b = 0.6 F_y$$

F1-5 (1.5.1.4.5)

Compresión

Caso 1 Para miembros que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que están cargados en el plano de ésta con compresión en las fibras extremas de perfiles "CE" flexionados con respecto a su eje mayor: el mayor de los valores calculados con F1-6 (1.5.6a), F1-7 (1.5.6b), F1-8 (1.5.7), a menos que un valor mayor se justifique con un análisis más preciso, pero no mayor a 0.6 Fy, sólo la fórmula F1-8 (1.5.7) es aplicable a perfiles "CE"

Cuando:

$$\frac{\sqrt{102 \times 10^3 C_b}}{\sqrt{F_y}} \leq 1/rt \leq \frac{\sqrt{510 \times 10^3 C_b}}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{AISC}) \quad \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{\sqrt{F_y}} \leq 1/rt \leq \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{IMCA})$$

Entonces:

$$F_b = \left[\frac{2 - F_y(1/rt)^2}{3 - 1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad \text{F1-6} \quad F_b = \left[\frac{2 - F_y(1/rt)^2}{3 - 1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (1.5.6a)$$

Cuando:

$$1/rt \geq \frac{\sqrt{510 \times 10^3 C_b}}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{AISC}) \quad 1/rt \geq \frac{\sqrt{3590 \times 10^4 C_b}}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{IMCA})$$

Entonces:

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(1/rt)^2} \leq 0.6 F_y \quad \text{F1-7} \quad F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(1/rt)^2} \leq 0.6 F_y \quad (1.5.6b)$$

Para cualquier otro valor de 1/rt y el patín en compresión sea sólido, aproximadamente rectangular en su sección transversal además de que su área no sea menor que la del patín en tensión.

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{ld/A_f} \leq 0.6 F_y \quad \text{F1-8}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{ld/A_f} \leq 0.6 F_y \quad (1.5.7)$$

Donde:

- l Distancia entre secciones transversales arriostradas para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión, en cm
- Cb $1.75 + 1.05(M_1 / M_2) + 0.3 (M_1 / M_2)^2$ pero no mayor de 2.3

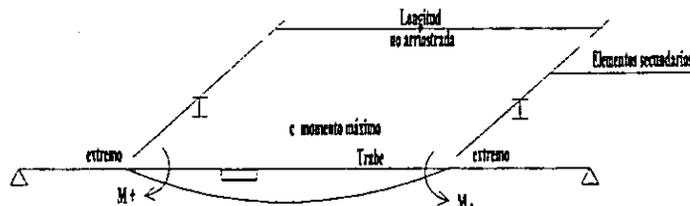


FIGURA 5.8 CURVATURA SIMPLE

Cb = 1.0 cuando el momento en flexión en cualquier punto de la longitud

No arriostrada, es mayor que en cualquiera de sus extremos

Cb = 1.0 conservadoramente

Caso 2 Para miembros que cumplan la sección 1.9.1.2 pero no incluidos en el caso 1.

$$F_b = 0.6 F_y \quad F1-5 \text{ (1.5.1.4.5.2b)}$$

Siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje mayor estén arriostradas a no más de:

$$l \leq \frac{637 bf}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{IMCA})$$

$$l \leq \frac{76 bf}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{AISC})$$

A5-2 (1.5.6) Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados en 1/3 cuando sean producidos por sismo o viento, en combinación con cargas verticales. De acuerdo a B7 (1.8.4), la relación de esbeltez Kl/r , de miembros en compresión, no excederá de:

Miembros principales _____	240
Miembros secundarios _____	300

e) ESFUERZOS COMBINADOS

COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN H1 (1.6.1)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos combinados deben diseñarse para satisfacer las condiciones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a/F'_{ex}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a/F'_{ey}) F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{H1-1 (1.6.1a)}$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{H1-2 (1.6.1b)}$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$ podrá usarse:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{H1-3 (1.6.2)}$$

Donde F'_{e} , es el esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad y podrá incrementarse en 1/3, bajo condiciones accidentales.

$$F'_{e} = 12 \pi^2 E / 23 (Kl/rb)^2$$

C_{m} , valor que depende del tipo de apoyo y de la carga a que está sometida la pieza.

$C_m = 1.0$ para miembros cuyos extremos no están restringidos contra desplazamientos.

$C_m = 1.0$ conservadoramente

TENSIÓN AXIAL Y FLEXIÓN H2 (1.6.2)

Los miembros sometidos simultáneamente a éstos esfuerzos combinados deben cumplir con:

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{H1-2 (1.6.1b)}$$

V.5.2. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de elementos flexo comprimidos es siempre un problema de revisión, ya que para evaluar su resistencia y compararla con las acciones que obran sobre ellos, han de conocerse sus propiedades geométricas y las restricciones en sus extremos producidas por el resto de la estructura. Básicamente la capacidad de una columna es determinada por la relación de esbeltez kl/r ; l es la longitud real no arriostrada en el plano de flexión, r el radio de giro correspondiente y k es el factor de longitud efectiva, la cual toma en cuenta la interacción con el resto de la estructura y las condiciones de sujeción de los extremos de la columna en el plano de flexión considerado.

El formato en el que STAAD presenta los resultados del diseño de columnas es el siguiente, para una de las columnas más críticas.

ALL UNITS ARE - MTON METER (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/	CRITICAL COND/	RATIO/	LOADING/
		FX	MY	MZ	LOCATION
445	ST W27X114	PASS	AISC-HI-3	0.537	51
		8.5 C	0.26	-29.90	0

Como ejercicio, revisaremos estos resultados de la siguiente forma:

a) Datos.

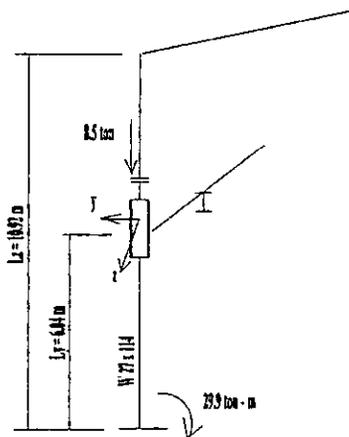


FIGURA 5.9

b) Propiedades, éstas se consultan en el IMCA o en el AISC.

c) Cálculo de la relación de Esbeltez

$$Kly/ry = 109.8$$

$$Klz/rz = 46.8$$

d) Cálculo de Esfuerzos Permisibles.

Para Compresión Axial, con el valor de $Kly/ry=109.8$, entrando a tabla 5.1 del anexo 2 ó usando E2-1 (1.5.1), encontramos que :

$$Fa = 821.3 \text{ kg/cm}^2$$

Para Flexión alrededor de eje Y local, usando fórmula F2-1 (1.5.1.4.3).

$$Fby = 0.75 Fy = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

Para Flexión alrededor de eje Z local, usando fórmula F1-8(1.5.7).

$$Fbz = \frac{844 \times 10^3 Cb}{604 \times 1.15} = 1215.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$604 \times 1.15$$

e) Cálculo de esfuerzos actuantes

$$f_a = 8500 / 216.1 = 39.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 26000 / 516 = 50.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bz} = 2990000 / 4900 = 610.0 \text{ kg/cm}^2$$

f) Revisión de la interacción de esfuerzos.

$$f_a / F_a = 0.0478 < 0.15 \text{ Por lo que se usará H1-3 (1.6.2), como lo indican los resultados del STAAD.}$$

$$0.0478 + 50.4 / 1897 + 610 / 1215 = 0.576 < 1.0 \text{ se cumple.}$$

V.5.3. DISEÑO DE TRABES

El esfuerzo permisible en flexión F_b de secciones compactas flexionadas con respecto a su eje mayor, depende básicamente del cociente l/r_t , en donde l es la longitud libre entre soportes que eviten el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión y r_t es el radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión + 1/3 del área del alma, también comprimida. Siguiendo un procedimiento similar al de columnas, revisaremos una trabe de las más críticas.

ALL UNITS ARE - MTON METER (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
285	ST W21X93	PASS 10.07 C	AISC-H1-3 0.0	0.739 32.29	17 4.64

a) Datos.

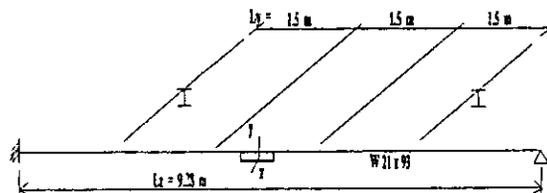


FIGURA 5.10

b) Propiedades, éstas se consultan en el IMCA o en el AISC.

c) Cálculo de la relación de Esbeltez

$$Kl_y / r_y = 31.9$$

$$Kl_z / r_z = 42.0$$

d) Cálculo de Esfuerzos Permisibles.

Para Compresión Axial, con el valor de $Kl_y / r_y = 42.0$, entrando a tabla 5.1 del anexo 2 ó usando E2-1 (1.5.1), encontramos que:

$$F_a = 1337.0 \text{ kg/cm}^2$$

Para Flexión alrededor de eje Z local, usando fórmula F1-8 (1.5.7).

$$F_{bz} = \frac{844 \times 10^3 C_b}{150 \times 1.09} = 5162.0 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 F_y, \text{ rige } 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$150 \times 1.09$$

e) Cálculo de esfuerzos actuantes

$$f_a = 10070 / 176.1 = 57.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bz} = 3229000 / 3146 = 1026.0 \text{ kg/cm}^2$$

f) Revisión de la interacción de esfuerzos.

$$f_a/F_a = 0.043 < 0.15 \text{ Por lo que se usará HI-3 (1.6.2), como lo indican los resultados del STAAD.}$$

$$0.043 + 1026/1518 = 0.719 < 1.0 \text{ se cumple.}$$

V.5.4. DISEÑO DE PUNTALES

Son elementos que están sometidos sólo a carga axial. Como el miembro 154 (crítico), es un elemento compuesto por dos ángulos en estrella, el STAAD no lo diseñó, por lo que obtendremos los elementos mecánicos actuantes en la parte de Member Forces".

MEMBER END FORCES

ALL UNITS ARE - MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR - Y	SHEAR - Z	TORSION	MOM - Y	MOM - Z
154	17	29	33.94 C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

a) Datos.

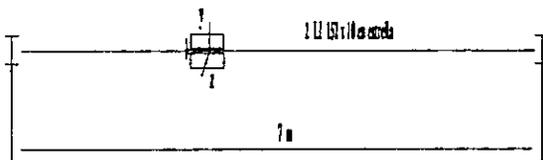


FIGURA 5.11

b) Propiedades, éstas se consultan en el Manual Monterrey o en el AISC. Para 2 L1152 x 10 (6" x 3/8")

c) Cálculo de la relación de Esbeltez

$$Kl_{\min}/r_{\min} = 1 \times 100/2.23 = 44.8 \text{ para un ángulo.}$$

$$Kl_z/r_z = 116.3 \text{ para sección compuesta (dos ángulos)}$$

d) Cálculo de Esfuerzos Permisibles.

$$\text{Como, } 116.3 < C_c = 126 \quad (1.5.1.3)$$

$$F_a = 758.6 \text{ kg/cm}^2 \quad E2-1 (1.5.1)$$

e) Cálculo de esfuerzos actuantes

$$f_a = 33940/56.26 = 603.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a/F_a = 0.795 < 1.0 \text{ se cumple.}$$

V.5.5. DISEÑO DE CONTRAVIENTOS

En general se idealizan para que su trabajo sea sólo bajo tensión, cuando su arreglo es en "cruz".

MEMBER END FORCES

ALL UNITS ARE - MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR - Y	SHEAR - Z	TORSION	MOM - Y	MOM - Z
583	17	129	16.6 T	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

a) Datos.

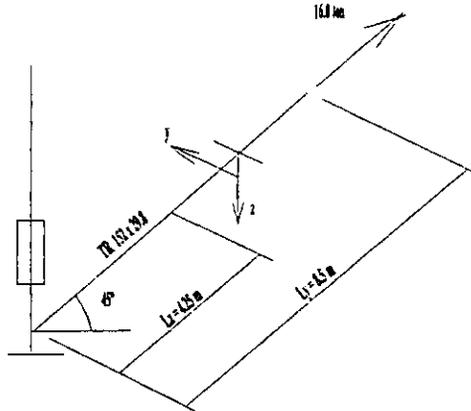


FIGURA 5.12

b) Propiedades, éstas se consultan en el IMCA o en el AISC. Para TR 152 x 29.8 kg/m

c) Cálculo de la relación de Esbeltez

$$Kl_y/r_y = 214 < 300 \text{ bien.}$$

d) Cálculo de Esfuerzos Permisibles.

$$F_t = 0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

e) Cálculo de esfuerzos actuantes

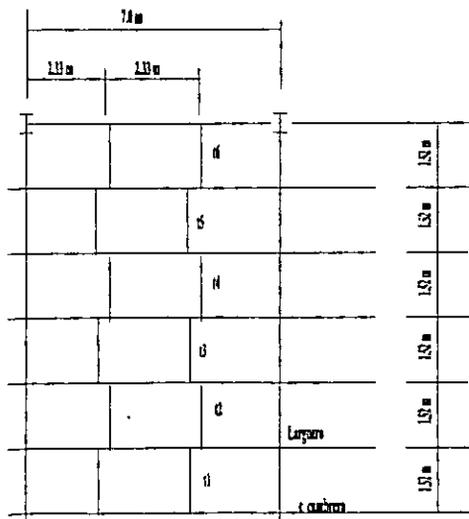
$$f_t = 16000/38 = 421.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t/F_t = 0.28 < 1.0 \text{ se cumple.}$$

V.5.6. DISEÑO DE LARGUEROS Y TENSORES DE CUBIERTA

Los largueros se diseñan como vigas simplemente apoyadas (situación crítica) en la dirección del eje fuerte y como viga continua en dirección del eje débil, es decir a flexión biaxial. Estos elementos siempre son diseñados a mano.

a) Datos.



PLANTA

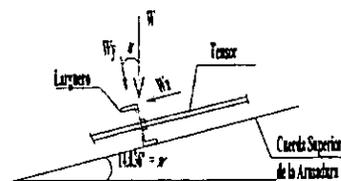


FIGURA 5.13

Cargas:

$$\text{Muerta} + \text{nieve} = 207 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 207 \times 1.52 = 315 \text{ kg/m}$$

Se usará un perfil "ZF" 254 x 10

b) Propiedades, se obtendrán del manual IMCA.

c) Elementos mecánicos de diseño.

$$W_y = 315 \times \cos 14.036^\circ = 306 \text{ kg/m (vertical)}$$

$$W_z = 315 \times \sin 14.036^\circ = 77 \text{ kg/m (horizontal)}$$

d) Esfuerzos Permisibles.

$$F_b = 2100 \text{ kg/cm}^2 \text{ para perfiles formados en frío.}$$

e) Momentos actuantes.

$$M_y = 0.1 \times 0.77 \times 233^2 = 4180.0 \text{ kg-cm}$$

$$M_z = 3.06 \times 700^2 / 8 = 187425.0 \text{ kg-cm}$$

$$S_z \text{ necesario} = 89.25 \text{ cm}^3 < S_z = 119.27 \text{ cm}^3$$

f) Esfuerzos actuantes.

$$f_{by} = 4180 / 0.5 \times 24.44 = 342 \text{ kg/cm}^2 < F_b$$

$$f_{bz} = 187425 / 119.27 = 1572 \text{ kg/cm}^2 < F_b$$

g) Aplicando formula de interacción de esfuerzos.

$$342 / 2100 + 1572 / 2100 = 0.91 < 1.0 \text{ se cumple.}$$

h) Cálculo de la flecha.

$$D \text{ permisible} = L / 180$$

$$D \text{ máx } z = (5 \times 3.06 \times 700^4) / (384 \times 2100 \times 10^3 \times 1514.78) = 3.0 \text{ cm} < D \text{ permisible}$$

$$D \text{ máx } y = 0.1 \text{ cm} < D \text{ permisible}$$

DISEÑO DE TENSORES

Supondremos que un solo tensor soporta toda la carga.

$$W = 207 \times 2.33 \times 9.28 = 4475.8 \text{ kg}$$

$$F \text{ de tensión} = 4475.8 \times \sin 14.036^\circ$$

Esfuerzo permisible.

$$F_t = 0.6 F_y = 1518.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ necesaria} = 1085.5 / 1518 = 0.175 \text{ cm}^2$$

Se propone un Redondo de 5/8" de diámetro, $A_s = 1.98 \text{ cm}^2 > A_s \text{ necesario}$, se acepta el redondo.

V.5.7. DISEÑO DE CONEXIONES

Diseñaremos una conexión crítica a momento, trabe-columna. De acuerdo con el reporte del STAAD, tenemos:

MEMBER END FORCES

ALL UNITS ARE - MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR - Y	SHEAR - Z	TORSION	MOM - Y	MOM - Z
23	17	3	25.42 C	15.9	0.0	0.0	0.0	33.2

Datos.

$$T = C = M/h = 47428.6 \text{ kg}$$

$$F_v = 1100 \text{ kg/cm}^2, \text{ para E-70}$$

$$\text{Trabe } h = 550, t_f = 22, b = 256, t_w = 10$$

$$\text{Columna } h = 693, t_f = 22, b = 256, t_w = 16$$

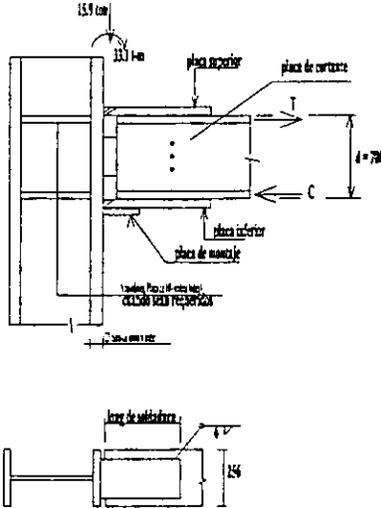


FIGURA 5.14

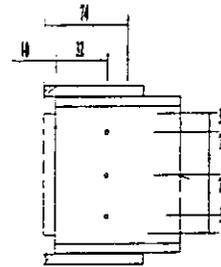


FIGURA 5.15

Diseño de placa superior.

Se recomienda sea más angosta que el patín superior de la trabe para evitar soldar en campo, de abajo hacia arriba. Se propone placa de 19 x 230.

$$\text{Cordón mínimo para unir placas del patín y de conexión} = 8\text{mm} \quad (1.17.2a \text{ del IMCA})$$

$$L_{\text{sold}} = 47428.6 / (0.7071 \times 0.8 \times 1100 \times 2 \text{ cords}) = 38.1 \text{ cm}$$

Por tanto la placa será de 19x230x400, dimensiones que cumplen con longitud de soldadura y ancho del patín de la trabe.

Diseño de placa inferior.

Se recomienda que sea más ancha que el patín de la trabe para evitar soldar de abajo hacia arriba. Como la fuerza de diseño es la misma la placa será similar a la placa superior, sólo ampliaremos el ancho y ya no la revisaremos. La placa inferior será de 19x270x400 mm.

Diseño de la placa que une al alma de la trabe (a cortante)

De acuerdo a IMCA 1.17.2, el filete mínimo será de 8 mm para unir placa de 22 con patín columna de 23 mm.

$$\text{Resistencia al corte} = 1100 \times 0.7071 \times 0.8 = 622.25 \text{ kg/cm}$$

$$L_{\text{nec.}} = 15900 / 622.25 \times 2 \text{ cord.} = 13 \text{ cm, resulta muy pequeño el ancho, no rige.}$$

Cálculo de los tornillos requeridos.

Se proponen 3 tornillos A-325, de 1" de diámetro, para elementos principales.

Revisión por cortante.

$$F_v = 1480 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por aplastamiento)} \quad (\text{IMCA, 1.5.2.1})$$

$$V_{\text{torn}} = 1480 \times 3.55 = 5254 \text{ kg/tornillo}$$

$$\text{Tornillos req.} = 15900 / 5254 = 3.03 \text{ piezas, usar 3 tornillos de 1" de diámetro.}$$

De acuerdo a las separaciones mínimas entre tornillos y a gramiles (IMCA, 1.16.4.1 y 1.16.5), el ancho de la placa será:

$$\text{Ancho} = 32 + 3 \times 75 + 3 \times 75 + 32 = 214 \text{ mm}$$

V.5.8. DISEÑO DE PLACAS BASE Y ANCLAS

El diseño normalmente se realiza con algún programa de computadora. Para éste trabajo se uso el “Base Plate” de Bufete Industrial, pero para manejar un poco de teoría, diseñaremos una placa de base “crítica” manualmente.

Datos.

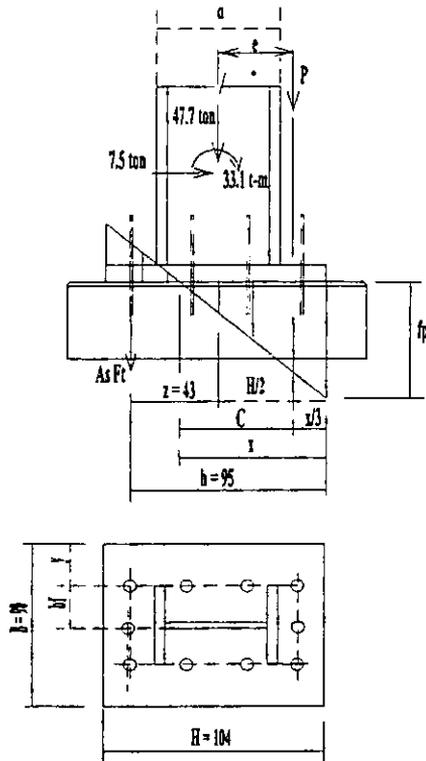


FIGURA 5.16

a) Esfuerzo máximo de Aplastamiento.

Tenemos tres casos:

1. La excentricidad de la carga es menor que $H/6$

$$F_p \text{ máx} = P / A (1 + 6e / H)$$

2. La excentricidad de la carga es mayor que $H/6$ pero menor que $H/2$

$$X = 3 (H/2 - M/P)$$

$$F_p \text{ máx} = 2P / Bx \text{ se desprecia la tensión en anclas.}$$

3. La excentricidad es mayor que $H/2$.

$$X = -b \pm \sqrt{ (b^2 - 4 a c) / 2a }$$

$$a = B f_p / 6 ; b = B h f_p / 2 ; c = P z + M$$

En éste caso la solución es por tanteos, se propone que se inicie con un valor de $f_p = 87.5 \text{ kg / cm}^2$

b) Materiales.

Placa de acero A-36

Anclas de acero A-307

Concreto $f_c = 250 \text{ kg / cm}^2$

Soldadura: electrodos serie E-70

c) Esfuerzos permisibles

Esfuerzos permisibles para tensión y compresión por flexión alrededor del eje débil de las placas base.

$$F_b = 0.75 F_y = 1897 \text{ kg / cm}^2$$

Esfuerzo cortante en placas base y soldadura.

$$F_v = 0.4 F_y = 1040 \text{ kg / cm}^2$$

Tensión y cortante en anclas. J3-2 (IMCA 1.5.2)

$$F_t = 1410 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_v = 700 \text{ kg / cm}^2$$

Tensión y cortante combinados en anclas. J3-3 (IMCA 1.6.3)

$$F_t = 1828 - 1.8 F_v < 1410 \text{ kg / cm}^2$$

Aplastamiento en el concreto.

$$F_p = 0.35 f'_c = 87.5 \text{ kg / cm}^2$$

d) Fórmulas para el cálculo del área de las anclas.

Si $e < H/2$, entonces: $A_s = M / 2 z F_t$

$$f_v = V / A_v$$

$$f_t = M / 2 z A_s \text{ (comprobación)}$$

Si $e > H/2$, entonces: $A_s = [P - \frac{1}{2} B X f_p] / -F_t$

$$f_t = [P - \frac{1}{2} B X f_p] / -A_s \text{ (comprobación)}$$

e) Fórmulas para el cálculo del espesor de la placa base

1. sin atiesadores

$$t = \sqrt{(3 f_p x^2 / F_b)} \quad \text{donde } x = (H - d) / 2 + (0.03 d)$$

$$t = \sqrt{(3 f_p y^2 / F_b)} \quad \text{donde } y = (B - b_f) / 2 + (0.10 b_f)$$

2. con atiesadores:

$$t = \sqrt{(6 M_{\text{máx}} / F_b)}$$

f) Fórmulas para el cálculo de los atiesadores

1. Momento de inercia de la sección compuesta Atiesador + porción de la placa base que funciona como patín, referido al eje neutro de la sección compuesta.

$$I = \sum [I_{\text{propio}} + A (y - y_c)^2] \quad \text{donde } A = \text{área propia del atiesador o del patín}$$

2. Módulos de sección de la sección compuesta

Superior: $S_s = I / C_a$

Inferior: $S_i = I / C_p$

3. Esfuerzos máximos de flexión:

En el atiesador: $f_{bc} = M / S_s \text{ (compresión)}$

En el patín: $f_{bt} = M / S_i \text{ (tensión)}$ $M = \text{momento de flexión máximo en la sección compuesta.}$

4. Esfuerzo máximo a cortante.

$$F_v = V Q / I b_a \quad \text{donde: } Q = \text{momento estático del área del atiesador respecto a la unión con el patín.}$$

$$V = \text{cortante máximo en la sección compuesta.}$$

Ahora comenzaremos el cálculo, apoyándonos en una tabla para realizarlo.

Excentricidad.

$$E = M/P = 0.394 > h/2, \text{ caemos en el caso 3.}$$

X (cm)	fp kg/cm ²	a	b	c	As cm ²	observaciones
15.14	87.5	1312.5	374062.5	5361100	8.5	
20.80	65.0	975.0	277875.0	5361100	9.3	
19.80	68.0	1020.0	290700.0	5361100	9.1	se acepta, 4 de 1" diam.

Revisión de anclas.

$$A_v \text{ neta} = 3.55 \text{ cm}^2 \times 8 = 28.4 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 7500 / 28.4 = 264.1$$

$$A_s \text{ tensión} = 3.55 \times 4 = 14.2 \text{ cm}^2 > 9.1 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 47700 - \frac{1}{2} \times 90 \times 68 \times 19.8 / 14.2 = 907.6 < F_t$$

$$F_T = 1820 - (1.8 \times 264.1) = 1344.6 \text{ kg/cm}^2 > f_t$$

$$T \text{ por ancla} = 907.6 \times 14.2 / 4 = 3220 \text{ kg}$$

Esfuerzo en el paño del perfil

$$68 \times 2.8 / 19.8 = 9.6 \text{ kg/cm} / 1 \text{ cm de ancho}$$

$$M_{\text{máx}} = 7013.1 \text{ kg-cm}$$

Espesor de la placa, usando atiesadores

$$t = \sqrt{(6M / F_b)} = 4.7 \text{ cm, se recomienda placa de } 1 \frac{3}{4} \text{ "}$$

V.5.9. REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Se consideran como estados límite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos en concreto, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de las estructuras pero que no afecten su capacidad para resistir cargas.

En las estructuras para la industria, los estados límite de servicio se cumplirán con los valores que establecidos por el RCDF y lo que disponen las normas técnicas complementarias relativas a los diferentes tipos de estructuras .

Para nuestro proyecto, de acuerdo al artículo 184-I, las flechas verticales y deflexiones horizontales permisibles (184-II) son las siguientes:

	Flecha
Cubierta, elementos principales y puntales	$L/250 + 0.5$
Largueros en techo	$L/240 + 0.5$

L = distancia entre apoyos

	Deflexión horizontal
Marcos transversales y/o longitudinales, la deflexión relativa entre 2 niveles	$\leq H/250$

Para sismo aplica el artículo 209 del RCDF que limita la deflexión a :

Marcos transversales y/o longitudinales, la deflexión relativa entre 2 niveles	$\leq 0.006 \times H$
--	-----------------------

H = altura del edificio.

REVISIÓN DE LAS FLECHAS.

De los resultados arrojados por STAAD, tenemos que los desplazamientos máximos son los siguientes:

	Flecha (cm)	Flecha Permisible (cm)
Trabes principales, miembros 78, 79 -----	0.34	< 1800/240 + .5 , bien
Puntales de cubierta miembros, 164, 270 -	0.34	< 700/240 + .5 , bien
Puntales longitudinales miembros, 224----	0.34	< 1400/240 + .5 , bien
Puntales superiores miembros, 120 -----	0.34	< 650/240 + .5 , bien
Puntales inferiores miembros, 127 -----	0.34	< 650/240 + .5 , bien

REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN HORIZONTAL

De acuerdo a resultados del STAAD, se muestran los desplazamientos máximos en cada dirección, después se calculan los relativos y se comparan contra los permisibles.

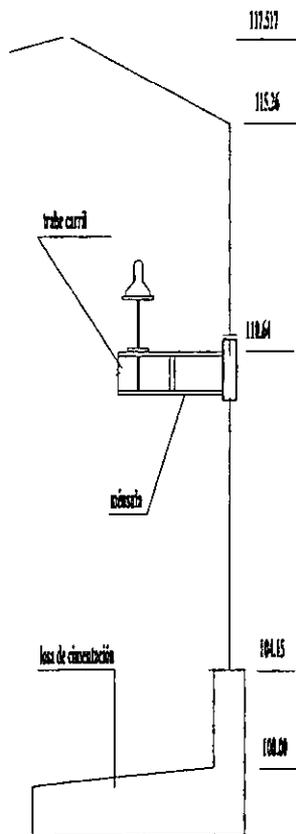


FIGURA 5.17

Hi - nudo	despl. X Cm	despl. rel. X cm	despl. Z cm	depl. rel Z cm	despl. Perm cm	combinación
17517 - 156	2.6		1.2			viento 34
		2.6		1.2	6.6	
100 -	0		0			
15260 - 149	2.79		0.8			viento 51
		2.79		0.8	5.7	
100 -	0		0			
1064 - 185	1.65		0.5			viento 51
		1.65		0.5	3.84	
100 -	0		0			
415 - 1	0.41		0.2			viento 52
		0.41		0.2	1.24	
100 -	0		0			

V.6. DISEÑO DE LA TRABE CARRIL

De acuerdo a la experiencia obtenida en el diseño de traveses carril, se ha concluido que el perfil óptimo ha utilizar como trabe carril es una "IAS" (perfil "T" asimétrico) formada por tres placas soldadas, en el cual el patín en compresión (patín superior) en la mayoría de los casos es mayor en ancho y espesor que el patín inferior en tensión.

El diseño se realiza idealizando a la trabe carril como una viga simplemente apoyada con un extremo fijo y otro móvil, lo cual permite absorber totalmente los efectos de cambios por temperatura.

El diseño está regido por la teoría de esfuerzos permisibles del AISC.

Debido a las tres diferentes separaciones entre marcos soporte de trabe carril (ver plano C03H- 006A, en anexo 3), se tuvieron que realizar 4 diferentes diseños. En éste trabajo, sólo diseñaremos una sección de trabe carril para no ser repetitivo. La sección por diseñar es la TC-2 que es típica para entre ejes 2 al 15. la trabe carril va soportar una grúa nueva cargada más otra existente descargada o viceversa.

V.6.1 PARÁMETROS

a) Materiales.

Trabe carril, atiesadores y conexiones A-36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

Tornillos alta resistencia A-325.

Soldadura: electrodos serie E-70-XX

b) Notación particular



FIGURA 5.18 PERFIL "IAS"

La simbología a usar en traves carril es la siguiente:

A_{psa} = área del patín a compresión más un tercio del área del alma en compresión en cm^2 .

A_T = área total en cm^2 .

C_b = 1.0 valor correspondiente a vigas simplemente apoyadas.

C_v = cociente entre el "esfuerzo crítico" del alma, conforme a la teoría lineal del pandeo y el esfuerzo de fluencia en cortante del material del alma.

F_{bx} = esfuerzo de flexión permisible en el patín en compresión de traves carril con respecto a su eje resistente, en Kg/cm^2 .

F_{by} = esfuerzo de flexión permisible en el patín en compresión de traves carril con respecto a su eje débil, en Kg/cm^2 .

F_{bT} = esfuerzo de flexión permisible en el patín a tensión de traves carril con respecto a su eje resistente, en Kg/cm^2 .

F_v = esfuerzo cortante permisible, en Kg/cm^2 .

I_x = momento de inercia con respecto al eje "X", en cm^4 .

I_y = momento de inercia del patín a compresión con respecto al eje "Y", en cm^4 .

L = distancia entre secciones transversales arriostradas, para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión. Para vigas en voladizo o arriostradas para evitar el giro sólo en el apoyo, L puede ser tomada conservadoramente como su longitud real, en cm.

S_{xc} = módulo de sección con respecto al eje "X" del patín superior en cm^3 .

S_{xt} = módulo de sección con respecto al eje "X" del patín inferior en cm^3 .

S_{yc} = módulo de sección con respecto al eje "Y" del patín superior en cm^3 .

S_{yt} = módulo de sección con respecto al eje "Y" del patín inferior en cm^3 .

Y_c = distancia del eje neutro al tope del perfil en cm (patín superior).

Y_{ca} = distancia del centroide del alma al eje neutro en cm.

Y_{ci} = distancia del centroide del patín inferior al eje neutro en cm.

Y_{cs} = distancia del centroide del patín superior al eje neutro en cm.

Y_t = distancia del eje neutro a la base del perfil en cm (patín inferior).

Y_z = peralte del alma en compresión en cm.

a = distancia libre entre atiesadores.

b_f = ancho de patines del perfil en cm.

d = peralte total de perfil en cm.

d_1 = distancia de la base del perfil al centroide del patín superior en cm.

d_2 = distancia de la base del perfil al centroide del patín inferior en cm.

d_3 = distancia de la base del perfil al centroide del alma en cm.

h = peralte del alma entre patines del perfil en cm.

r_t = radio de giro con respecto a "Y" de una sección que comprende el patín a compresión más un tercio del área del alma en compresión en cm.

r_y = radio de giro con respecto a "Y" del perfil en cm.

r_x = radio de giro con respecto a "X" del perfil en cm.

t_f = espesor de patines del perfil en cm.

t_w = espesor de patines del perfil en cm.

V.6.2. DATOS DE DISEÑO

A partir de requerimientos mínimos como son: peso por manejar, altura y claro libre mínimos así como velocidad de maniobra, el fabricante de la grúa nos proporciona los siguientes datos para el diseño de la trabe carril.

		GRÚA NUEVA	GRÚA EXISTENTE
W	Capacidad de la grúa	8 tons	8.0 tons
Wt	peso del trolley o carro	8.2 tons.	15.0 tons.
Wp	Peso del puente	24.0 tons.	24.0 tons
S	Separación entre ruedas	3.15 m	4.42 m
n	Número de ruedas	2	2
B	Claro del puente	16.6 m	16.6 m
Riel	Perfil	135 lb/yd	135 lb/yd (66.96 kg/m)
P	Carga por rueda	14.2 t (11 vacia)	17.5 t (14.4 vacia)
S1	Separación entre grúas	3.11m	3.11 m
L	Claro de la trabe carril	7m	7 m
NHR	Altura nivel hongo de riel	11.338	11.338

Distancia entre centro de línea de traves carril y paño exterior del puente de la grúa. 432 mm, para ambas grúas.

V.6.3. ANÁLISIS DE CARGAS

a) Carga máxima vertical por rueda, incluyendo Impacto A4.2 (IMCA1.3.3).

En estructuras con cargas vivas que producen impacto, las cargas vivas supuestas deberán incrementarse para prever este efecto. De no estipularse otra cosa, el incremento será:

Para grúa viajera con cabina de operación soportadas en vigas armadas 25% entonces:

$$P \text{ nueva} = 1.25P = 14.1 \times 1.25 = 17.63 \text{ ton (13.75 descargada).}$$

$$P \text{ exist} = 1.25P = 17.5 \times 1.25 = 21.88 \text{ ton (18.0 descargada)}$$

b) Fuerzas transversal horizontal por rueda A4-3 (1.3.4)

Éstas fuerzas debidas al movimiento del carro o trolley, no debe considerarse menor a:

$$Ph = 0.2 (W + Wt) / n$$

Ésta carga se considerará actuando en el hongo del riel y se deberá distribuir entre las dos traves carril en proporción a la rigidez lateral de cada una.

Entonces:

$$Ph \text{ nueva} = 0.2 (16.2) / 2 = 1.62 \text{ tons. (0.82 tons descargada)}$$

$$Ph \text{ exist} = 0.2 (23) / 2 = 2.3 \text{ tons cargada (1.5 tons descargada)}$$

c) Carga longitudinal, no debe ser menor a:

$$Pl \text{ nueva} = 0.1 \times 14.1 = 1.41 \text{ tons.}$$

$$Pl \text{ exist} = 0.1 \times 17.5 = 1.75 \text{ tons.}$$

d) Carga muerta, peso propio de trabe carril + peso del riel

$$w = 130 \text{ (propuesto)} + 66.96 \text{ (riel)} = 197.0 \text{ kg/m}$$

V.6.4. PROPIEDADES

PERFIL	PATINES	Aa	ts	At	rt	Apsa	Yc	Yt	lx	Sxc	Sxt	rx	ly	Syc	Syt	ry
IAS	bf x tf	h x tw														
peso x d	superior inferior															
kg/m x cm	cm cm	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
115 x 57.3	41 x 1.6 18 x 3.2	52.5 x 1	0.6	175.7	11.14	65.6	26.9	30.4	104633	3885	3445	24.4	10749	524	1194	7.8

V.6.5. FÓRMULAS PARA MOMENTOS Y CORTANTES

a) momentos flexionantes máximos alrededor de ejes "X" y "Y"

En el libro WHITING CRANE HANDBOOK, tenemos las siguientes expresiones para calcular los momentos máximos en traveses carril, con diferente número de ruedas en los extremos del puente de la grúa.

a.1) PARA DOS RUEDAS.

Caso 1, cuando $S \leq 0.586L$

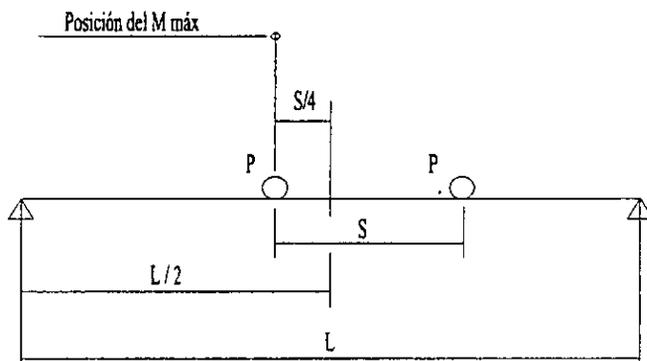


FIGURA 5.19

$$M_{\text{máx}} = \frac{2P}{L} \frac{(L-S)^2}{4} = \frac{P}{8L} (2L-S)^2$$

Caso 2, cuando $S > 0.586L$, el momento máximo se obtendrá con una carga al centro del claro:

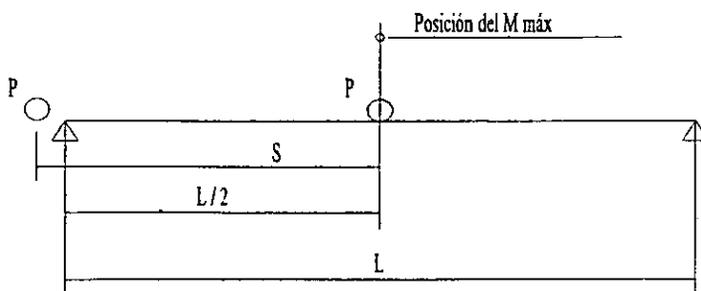


FIGURA 5.20

$$M_{\text{máx}} = \frac{PL}{4}$$

a.2) PARA TRES RUEDAS:

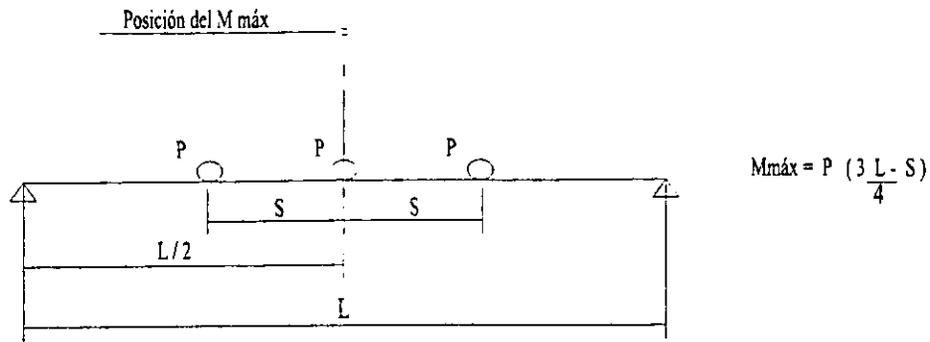


FIGURA 5.21

a.3) PARA CUATRO RUEDAS:

Caso 1, cuando $S < 0.2682L$

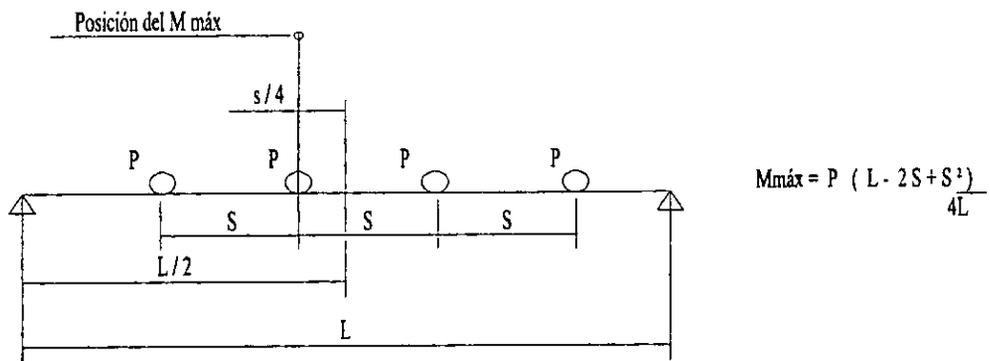


FIGURA 5.22

Caso 2, cuando $S > 0.2682 L$

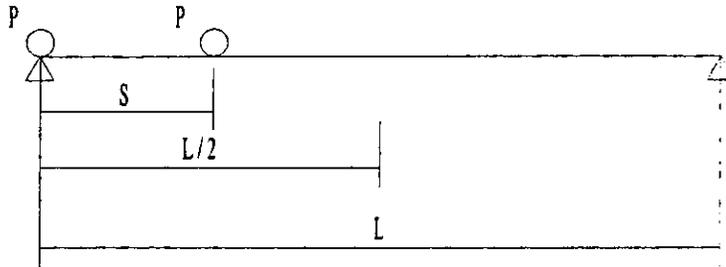
Se usa el tipo 3 de tres ruedas, ya que la cuarta rueda saldrá del rango de "L".

$$M_{\text{máx}} = P \left(\left(\frac{3}{4} \right) L - S \right)$$

b) CORTANTES MÁXIMOS.

La cortante máxima debida a cargas concentradas transmitidas por las ruedas del puente, siempre ocurrirá cuando una de las ruedas extremas esté sobre un extremo de la trabe carril, dicha fuerza se calculará así:

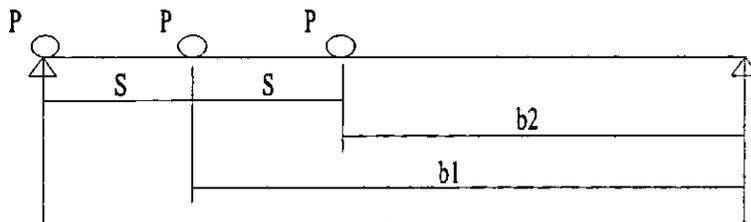
b.1) PARA DOS RUEDAS.



$$V_{\text{máx}} = \frac{P(2L - S)}{L}$$

FIGURA 5.23

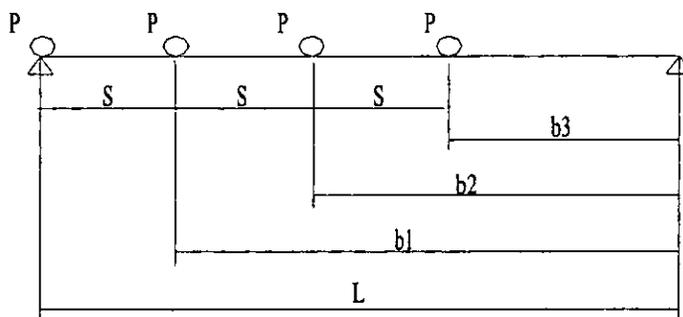
b.2) PARA TRES RUEDAS



$$V_{\text{máx}} = P + \frac{Pb_1}{L} + \frac{Pb_2}{L}$$

FIGURA 5.24

b.3) PARA CUATRO RUEDAS



$$V_{\text{máx}} = P + \frac{Pb_1}{L} + \frac{Pb_2}{L} + \frac{Pb_3}{L}$$

FIGURA 5.25

En las fórmulas anteriores se debe considerar como P a la carga máxima vertical por rueda incluyendo impacto P_i .

V.6.6. ANÁLISIS Y DISEÑO POR FLEXIÓN

a) MOMENTO VERTICAL, ALREDEDOR DEL EJE FUERTE, "X"

En condiciones normales el momento máximo por flexión lo obtendríamos a partir de alguno de los casos de V.6.5, pero en éste proyecto tuvo la particularidad, que hay que considerar dos grúas en operación. La grúa existente descargada y la grúa nueva cargada, que después de varios tanteos se encontró que era la condición crítica, llegando al siguiente estado de cargas.

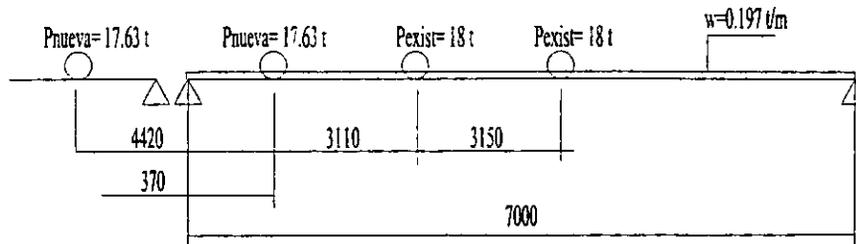


FIGURA 5.26

M máximo x = 3 911 818 kg – cm

Por experiencia se ha visto que el efecto del empuje longitudinal, en la obtención del momento máximo representa sólo el 1.5 %, por lo que normalmente no se considera en el análisis, pero se toma en cuenta al obtener la eficiencia de la trabe carril.

b) MOMENTO HORIZONTAL, ALREDEDOR DEL EJE DÉBIL "Y"

El diagrama de cargas es similar al anterior, no existe la carga uniforme y sólo cambian las cargas puntuales por:

Pnueva= 1.62 ton.

P exist = 1.5 ton.

Obteniendo un M máximo y = 320 000 kg – cm

c) ESFUERZOS ACTUANTES A FLEXIÓN, ALREDEDOR DEL EJE FUERTE, "X", EN ZONA DE COMPRESIÓN.

$$f_{bxc} = M_x / S_{xc} = 1007 \text{ kg/cm}^2$$

En zona de tensión:

$$f_{bxt} = M_x / S_{xt} = 1135.5 \text{ kg/cm}^2$$

d) ESFUERZOS ACTUANTES A FLEXIÓN, ALREDEDOR DEL EJE DÉBIL, "Y"

$$f_{byc} = M_y / S_{yc} = 610.3 \text{ kg/cm}^2$$

En zona de tensión:

$$f_{byt} = M_y / S_{yt} = 285.73 \text{ kg/cm}^2$$

e) ESFUERZOS PERMISIBLES A FLEXIÓN

Este tipo de perfiles no cumplen con los requerimientos de sección compacta, por lo que el uso de la sección 1.5.1.4.1/2,3,4 del IMCA, quedan descartadas.

e.1) ALREDEDOR DEL EJE "X"

En fibras extremas en compresión.

$$l/rt = 62.83$$

como: $(7\,170 \times 10^3 \text{ Cb} / Fy)^{1/2} < l/rt < (35\,900 \times 10^3 \text{ Cb} / Fy)^{1/2}$

entonces, usando F1-6 (1.5.6 a), obtenemos: $Fb = 1452.7 \text{ kg/cm}^2$

ver capítulo V.5.1.

usando F1-8 (1.5.7), obtenemos: $Fb = 1381.1 \text{ kg/cm}^2$

ver capítulo V.5.1.

rige el mayor de los dos $Fbxc = 1452.7 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 Fy$

En fibras extremas de tensión

$$Fbxt = 0.6 Fy \quad Fb = 1518.0 \text{ kg/cm}^2$$

e.2) ALREDEDOR DEL EJE DÉBIL "Y"

AISC F-2.2, para miembros de sección no compacta, con flexión alrededor del eje débil y no cubiertos en éste capítulo.

$$Fby = 0.6 Fy \quad Fb = 1518.0 \text{ kg/cm}^2$$

f) REVISIÓN POR FLEXIÓN.

$$fbxc / Fbxc = 1007 / 1452.7 = 0.693$$

$$fbxt / Fbxt = 1135.5 / 1518 = 0.748$$

$$fbyc / Fby = 610.3 / 1518 = 0.402$$

$$fbyt / Fby = 285.73 / 1518 = 0.188$$

g) INTERACCIÓN DE ESFUERZOS

$$fbxc / Fbxc + fbyc / Fbyc = 1.05 > 1.0, \text{ aunque se excede, aún es aceptado.}$$

$$fbxt / Fbxt + fbyt / Fby = 0.936 < 1.0 \text{ se acepta.}$$

V.6.7. ANÁLISIS Y DISEÑO POR CORTANTE

- a) en éste caso en particular se realizaron algunos tanteos hasta encontrar el arreglo de cargas que produjeran el máximo cortante. Rigió la condición de grúa existente cargada más grúa nueva descargada, con una rueda sobre un apoyo. Vale la pena recordar que en condiciones normales de sólo una grúa, aplican las fórmulas descritas en V.6.5.

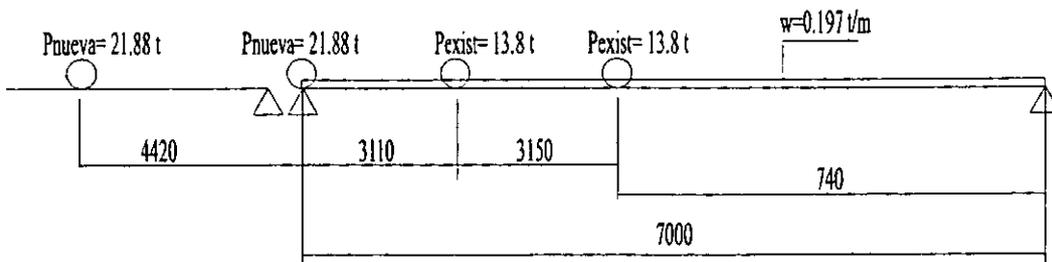


FIGURA 5.27

Resolviendo tenemos:

$$V_{\text{máx } y} = 31\,660 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx } x} = 2\,610 \text{ kg}$$

b) ESFUERZOS ACTUANTES A CORTANTE (revisión)

$$f_{vy} = 31\,660 / 52.5 = 603.1 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1\,012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vx} = 2\,610 / 65.6 = 39.8 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1\,012 \text{ kg/cm}^2$$

c) PANDEO DEL ALMA

El esfuerzo de compresión en el alma al pie de los filetes de soldadura no debe exceder:

Para cargas interiores.

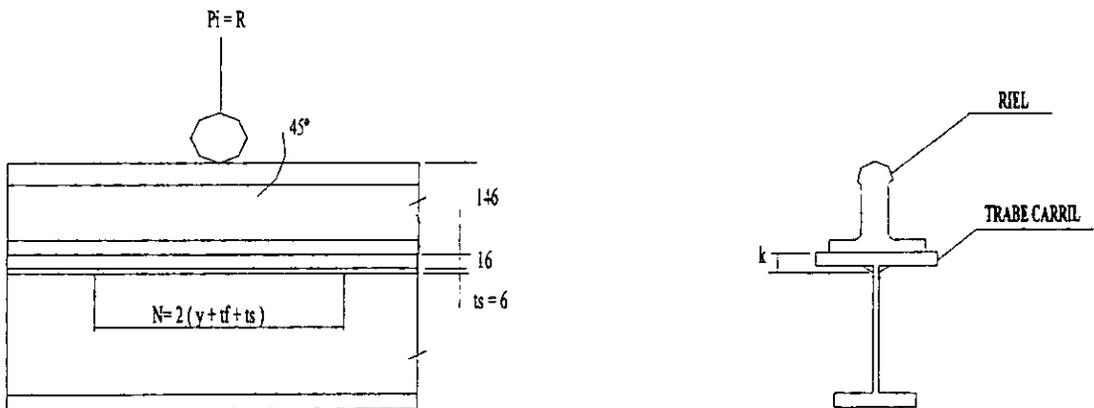


FIGURA 5.28

$$f_p = R / t_w (N + 2k) \leq 0.75 F_y \quad (1.10.8)$$

$$f_p = 21\,880 / 1 \times (2 \times 16.8 + 2 \times 2) = 575.8 \leq 0.75 F_y \quad \text{no requiere atiesadores.}$$

Para reacciones extremas.

$$f_p = R / t_w (N + k) \leq 0.75 F_y$$

$$f_p = 31\,660 / 1 \times (16.8 + 2) = 1\,666.3 \leq 0.75 F_y \quad \text{no requiere atiesadores}$$

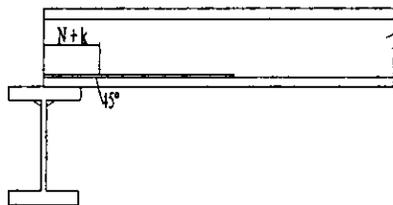


FIGURA 5.29

$$k = t_f + t_s = \text{----- cm}$$

Aunque no se requieran atiesadores de acuerdo a ésta sección, por la importancia de la estructura, decidimos dar una distribución de atiesadoras (placa de 3/8").

En caso de requerirse atiesadores se deberá consultar la sección 1.10.10.2 del manual IMCA.

V.6.8. REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Las deformaciones máximas de diseño serán de acuerdo a 1.3.4. del IMCA.

a) Vertical sin incluir impacto:

L/600 para grúas de servicio A, B y C.

L/800 para grúas de servicio D y E.

b) Lateral por efecto del impacto:

L/400 para grúas de servicio A, B y C.

L/600 para grúas de servicio D y E.

Nuestras grúas son del tipo "C", entonces:

$$D_{perm} = L/600 = 1.17 \text{ cm}$$

Cálculo de la deflexión máxima (no considerar impacto)

$$D_{m\acute{a}x} = 0.6 < D_{perm}$$

V.6.9. REVISIÓN DE MÉNSULA

Se propuso una IR 406 x 85.1 kg/m

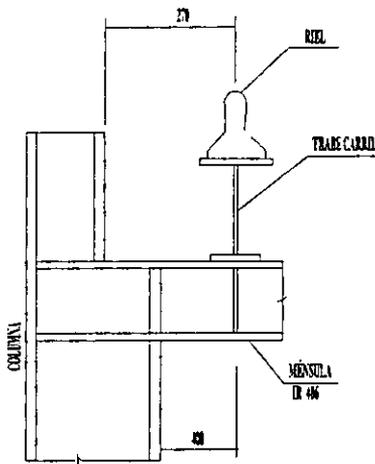


FIGURA 5.30

- Cortante máximo

$$V_y = 40460$$

- Momento máximo.

$$M_{\text{máx}} = 40460 \times 27 = 1\,092\,420.0 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Propiedades de la sección, ver en manual IMCA.

- Esfuerzos actuantes a flexión.

$$f_b = 1\,092\,420 / 1511 = 723.0 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo por cortante.

$$f_v = 40\,460 / (41.7 \times 1.09) = 890.2 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos permisibles

$$l/rt = 40/4.7 = 8.5 < (7171 \times 10^3 C_b / F_y)^{1/2} = 53$$

$$F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1014 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión por deformación vertical.

$$D_{\text{máx}} = P l^3 / 3EI = 0.013 \text{ cm} / 1.25 \text{ impacto} = 0.01 \text{ cm}$$

$$D_{\text{perm}} = l/600 = 0.07 \text{ cm} > D_{\text{máx}}$$

POR LO QUE SE ACEPTA EL PERFIL "IAS" PROPUESTO.

V.7. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO SOPORTE DE CELDAS ELECTROLÍTICAS

Existen dos razones por las que decidimos incluir en éste trabajo, el diseño de ésta estructura; porque es la estructura que soportará a los equipos más pesados e importantes y la otra es que transmite a través de sus columnas, importantes descargas a la losa de cimentación, siendo que la losa es la cimentación común al edificio y al soporte de las celdas.

V.7.1. MODELO

El análisis será del tipo tridimensional con cargas estáticas. El procedimiento de análisis estructural será a través del programa STAAD III versión 22.3, que se basa en el reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI- 318-89.

Para éste caso en particular se genera un modelo en el programa de computadora STAAD III, muy simple como ya se dijo en capítulos anteriores formado por columnas y trabes de concreto dando forma un marco longitudinal.

Es muy importante que al usar algún programa de computadora para el análisis y diseño de las estructuras se tenga mucho cuidado en que la idealización de la estructura sea congruente con la información que se refleje en los planos constructivos y así tener en la realidad un comportamiento de las estructuras similar al esperado con la concepción que se tuvo al generar el modelo.

Para verificar en una forma rápida y confiable que la captura de datos fue la adecuada y que el modelo fue creado acorde a la concepción de la estructura requerida es recomendable que antes que se ejecute el programa, se obtengan para su revisión los siguientes gráficos (similar a como se vio en capítulo V.4.3):

Modelo en isométrico.

Modelo con la numeración de nudos.

Modelo con la numeración de elementos.

Modelo con la orientación de elementos y ejes coordenados.

Modelo mostrando los tipos de apoyos.

Modelo con las diferentes condiciones básicas de carga.

Para generar el modelo en STAAD III, se hace uso del procesador de STAAD llamado PRE, que proporciona una captura gráfica del modelo, del cual se presentan las instrucciones.

STAAD SPACE, * es la primera instrucción que indica que es un modelo tridimensional.

INPUT WIDHT 72, * número de columnas para entrada de datos, máximo 72.

***COMENTARIOS**, * líneas para comentarios precedidos de un asterisco.

UNIT METER MTON, * unidades a usar durante el análisis y diseño.

JOINT COORDINATES, *coordenadas de los nodos, éstas junto con la numeración de los miembros, incidencias de los miembros, propiedades, relajaciones, cargas, combinaciones y parámetros pueden generarse gráficamente, mediante el programa PRE, que el STAAD tiene implementado.

1	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

2	0.91	0.00	0.00
---	------	------	------

etcétera.

MEMBER INCIDENCES, * definen el inicio y el final del miembro entre nodos.

1	1	2
---	---	---

2	2	3
---	---	---

etcétera.

V.7.2. PROPIEDADES

Las propiedades se propusieron en base a la estructura que actualmente soporta a las celdas existentes que son de similar peso que las nuevas, posteriormente se ajustaron de acuerdo a el resultado del primer análisis. El formato general en STAAD es:

MEMBER PROPERTY AMERICAN, * se dan propiedades a los miembros

1 TO 11 23 PRI YD 0.5 ZD 0.4

12 TO 22 PRI YD 0.8 ZD 0.5 * indica miembros rectangulares de 50 de ancho y 80 de altura, en centímetros.

CONSTANT * se dan las propiedades del material a usar

E CONCRETE ALL

DENSITY CONCRETE ALL

BETA 90. MEMBER 12 TO 22 * indica que éstos miembros se girarán 90°

SUPPORTS, *éste comando define el tipo de restricción de los apoyos, que pueden ser fijos, articulados o una combinación..

13 TO 23 FIXED.

V.7.3. ACCIONES

Las cargas que consideraremos actuarán en nuestra estructura serán las que nos indica el manual de la CFE en su sección C.1.2.2, ACCIONES las cuales se calcularán a continuación:

V.7.3.a. ACCIONES PERMANENTES

Son acciones que siempre estarán presentes, bajo cualquier circunstancia o combinación de carga, en ésta estructura se incluyeron las siguientes:

Peso Propio de la estructura soporte de celdas, se calculará internamente con la instrucción en el STAAD III

LOAD 1 PESO PROPIO

SELFWEIGHT Y -1.0

CARGA MUERTA, peso de las celdas electrolíticas + pasillos y su estructura soporte + carga viva, aplicadas sobre traveses (ver figura 5.32)

Ánodos -----	4.40 ton
Cátodos -----	9.40 ton
Barras separadoras -----	0.103 ton
Aisladores -----	0.036 ton
Electrolito -----	11.2 ton
Celda de cloruro de polivinilo -----	7.30 ton (incluye 10 % por accesorios)
Peso total de una celda -----	32.439 ton

Por pasillos que se apoyan directamente en el cuerpo de una celda

Rejilla de FRP $22 \text{ kg/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 29.7 \text{ kg/m}$

Estructura FRP $8 \text{ kg/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 10.8 \text{ kg/m}$

Total = 40.5 kg/m

V.7.3.b. ACCIONES VARIABLES

De acuerdo al manual CFE sección C.1.2.2, ACCIONES, tenemos:

Carga viva en pasillos apoyados en una celda

Esta carga sólo existirá sobre el pasillo y de acuerdo con las especificaciones de diseño será de $250 \text{ kg/m}^2 \times 1.35 \text{ m} = 34.0 \text{ kg/m}$

Por ser tan pequeña ésta carga y sólo para éste caso en particular se considerará como carga muerta también para reducir el número de combinaciones.

Las celdas transmitirán la carga a las traveses por medio de 4 tacones como se ve en figura siguiente.

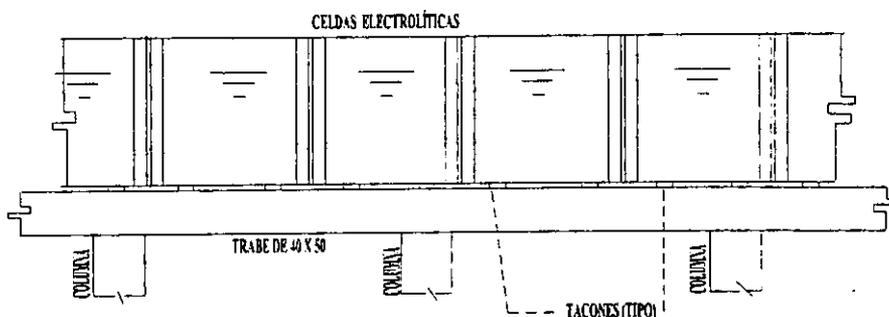


FIGURA 5.31

Por tanto a continuación se resumen las cargas muertas que se considerarán en el modelo.

Celda, electrolito y accesorios -----	32.439 ton
Estructura y rejilla de FRP 0.0405 x 1.264 m x 2 lados	0.102 ton
Carga viva en pasillos 0.0340 x 1.264 m x 2 lados -----	0.086 ton
Total por celda = 32.627 ton	

Cargas que se modelarán en modelo $32.627 / 4 \text{ tacones} = 8.157 \text{ ton}$

En STAAD su formato es:

LOAD 2 CELDAS + CM + CV

MEMBER LOAD

1 CON GY -8.35 0.38

Ver distribución de estas cargas en figura siguiente (se presenta sólo una parte del tren).

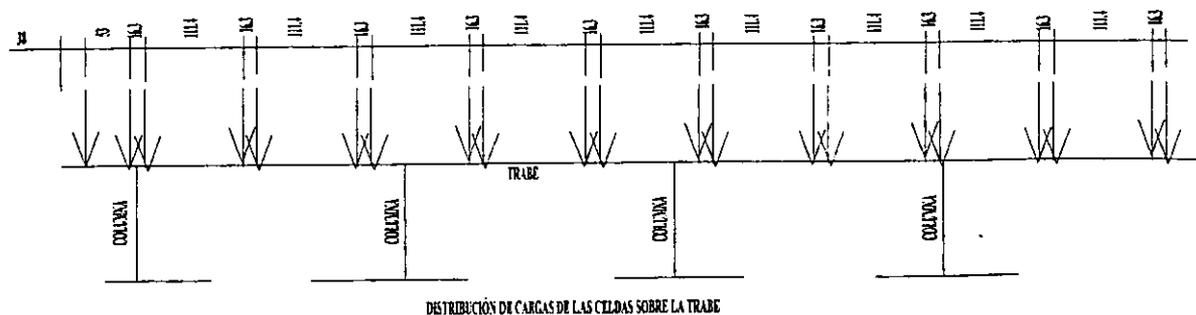


FIGURA 5.32

V.7.3.c. ACCIONES ACCIDENTALES

CARGA POR SISMO

Se considerarán estos efectos de acuerdo al UBC-94, sección 1630, fuerza lateral sobre equipo soportado por estructura y se calcularán basados en la fórmula siguiente:

$$F_p = Z I_p C_p W_p \quad (30-1, \text{sección } 1630-2)$$

Donde:

$Z = 0.2$ factor en función de la zona sísmica, de tabla 16-I

$I_p = 1.5$ factor de importancia, de la tabla 16K

$C_p = 0.75 < 2.0$ coeficiente sísmico, de la tabla 16-O

$W_p =$ peso total del equipo.

Sustituyendo:

$$F_p = 0.2 \times 1.5 \times 0.75 \times 8.157 = 1.835 \text{ ton / tacón.}$$

El formato en STAAD es:

LOAD 3 SIMO X-X DIRECCIÓN N-S

MEMBER LOAD

1 CON GX 1.969 0.38

2 CON GX 1.969 0.61

También se considerará la condición de sismo en la dirección perpendicular

LOAD 4 SIMO Z-Z DIRECCIÓN E-W

MEMBER LOAD

1 CON GZ 1.969 0.38

2 CON GZ 1.969 0.61

CARGA POR VIENTO

Como la estructura soporte de celdas se alojará dentro del edificio de celdas electrolíticas, que es una estructura cubierta totalmente es de suponerse que no se considerará algún efecto de viento sobre ellas.

V.7.4. COMBINACIONES

Están basadas en las recomendaciones del ACI-89, capítulo 9.2

LOAD COMB 5 CM + (CELDAS + CV + MCORTO)

1 1.4 2 1.4

LOAD COMB 6 (CM + CELDA + CV + MCORTO + SX + .3SZ)0.75

1 1.05 2 1.05 3 1.402 4 .421

LOAD COMB 7 (CM + CELDA + CV + MCORTO + SX+ .3SZ)0.75

1 1.05 2 1.05 3 .421 4 1.402

LOAD COMB 8 CM + (CELDA + CV + MCORTO)

1 1. 2 1.

* inmediatamente después de las combinaciones siguen las instrucciones de análisis, diseño e impresión de resultados.

PERFORM ANALYSIS

LOAD LIST 1 TO 5

PRINT SUPPORT REACTIONS

LOAD LIST 8

PRINT SECTION MAX DISPL

LOAD LIST 5 TO 7

PRINT JOINT DISPLACEMENTS LIST 1 TO 12 24

* después se indica el comienzo del diseño con la instrucción:

START CONCRETE DESIGN

V.7.5. PARÁMETROS PARA SOPORTE DE CELDAS

Es importante tener mucho cuidado en seleccionar los parámetros que aplican para estructuras de concreto ya que son los que controlan su diseño, de acuerdo con el programa STAAD III, presentamos los que fueron utilizados en éste diseño.

CODE ACI * es el código que regirá el diseño.

FYMAIN 42000. ALL * esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo para miembros principales, en ton / m²

FYSEC 42000. ALL * esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, miembros secundarios, en ton / m²

FC 2500. ALL * resistencia a la compresión del concreto, en ton / m²

MINSEC 10. ALL * tamaño mínimo de la varilla del refuerzo secundario, en mm

SFACE .25 MEMB 1 TO 11 23 * localización del paño del apoyo al inicio de la viga, en m

EFACE .25 MEMB 1 TO 11 23 * localización del paño del apoyo al final de la viga, en mm

***MMAG 1.4 MEMB 12 TO 22** * factor de amplificación de momentos para el diseño de las columnas. En éste caso no lo aplicaremos debido a que la relación de esbeltez es mínima.

TRACK 1. ALL * formato de presentación de los resultados, para vigas, además de lo presentado con el TRACK 0.0, para vigas imprime el momento crítico de diseño y para columnas imprime los resultados del análisis de la interacción.

DESIGN BEAM 1 TO 11 23 * instrucción para diseñar los elementos listados, como viga.

DESIGN COLUMN 12 TO 22 * instrucción para diseñar los elementos listados, como columna.

CONCRETE TAKE OFF * es de utilidad para obtener un estimado de volumen de concreto y varilla.

END CONCRETE DESIGN * con éste indicamos que ha concluido el diseño de concreto.

FINISH * indica el final del archivo.

V.8. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO, SOPORTE DE CELDAS ELECTROLÍTICAS.

V.8.1. ASPECTOS GENERALES

COLUMNAS

Los efectos de esbeltez son extremadamente importantes en el diseño de miembros a compresión. El código ACI-318-89, especifica dos opciones con las cuales el efecto de esbeltez debe o no ser considerado.

Para miembros sujetos a compresión contraventeados contra desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$Klu/r < 34-12(M1/M2) \quad \text{de acuerdo a ACI, 10.11.4.1}$$

Para miembros sujetos a compresión no contraventeados, los efectos de esbeltez se despreciarán cuando:

$$Klu/r < 22 \quad \text{de acuerdo a ACI, 10.11.4.1}$$

Además para todos los miembros a compresión cuyo valor de $Klu/r > 100$, se deberá realizar un análisis de segundo orden, ver ACI, 10.11.4.3.

En caso de que se deban considerar los efectos de esbeltez, cuando $Klu/r < 100$, se puede hacer mediante la amplificación de momentos de acuerdo a ACI, 10.11.5.1.

$$M_c = \delta M_2 \quad (10-6)$$

$$\delta = C_m / 1 - (P_u / o P_c) > 1.0 \quad (10-7) \text{ para miembros contraventeados}$$

$$\delta = C_m / 1 - (\text{sum } P_u / o \text{ sum } P_c) \quad (10-7) \text{ para miembros no contraventeados}$$

$$P_c = \sum \sum^2 EI / (Klu)^2 \quad (10-8)$$

$$\text{Conservadoramente } EI = (E_c I_g / 2.5) / (1 + B_d) \quad (10-10)$$

Donde:

$$C_m = 0.6 + 0.4(M1/M2) < 0.4 \quad (10-11) \text{ para miembros contraventeados}$$

$$C_m = 1.0 \quad \text{para los demás casos}$$

δ es el factor de amplificación.

M_c momento afectado por factor de carga.

P_u carga afectada por el factor de carga

o factor de reducción

E_c módulo de elasticidad del concreto.

I_g momento de inercia de la sección de concreto.

B_d relación del M_c muerta / M_c carga total

h peralte del miembro

K factor de longitud efectiva para miembros a compresión.

l_u longitud no apoyada de un miembro en compresión.

Cálculo de "K"

El grado de esbeltez se expresa en términos de la relación de esbeltez Klu/r , donde K depende de las condiciones de soporte de los extremos de la columna, del contraventeo para evitar desplazamiento lateral y del radio de giro de la sección transversal de la columna.

En una columna con extremos articulados la longitud efectiva " l_e " = Klu , estará definida por los dos puntos de inflexión o momento nulo (figura 5.33.a). Si se empotra el elemento en sus extremos (figura 5.33.b), la " l_e " se reducirá a la mitad. Pero en la realidad rara vez las

columnas caen en éstos casos, normalmente se encuentran parcialmente restringidas al giro por medio de elementos colindantes, por lo que su valor estará entre $l_u/2$ y l_u , dependiendo de la rigidez de los elementos que llegan a la columna (figura 5.33.c).

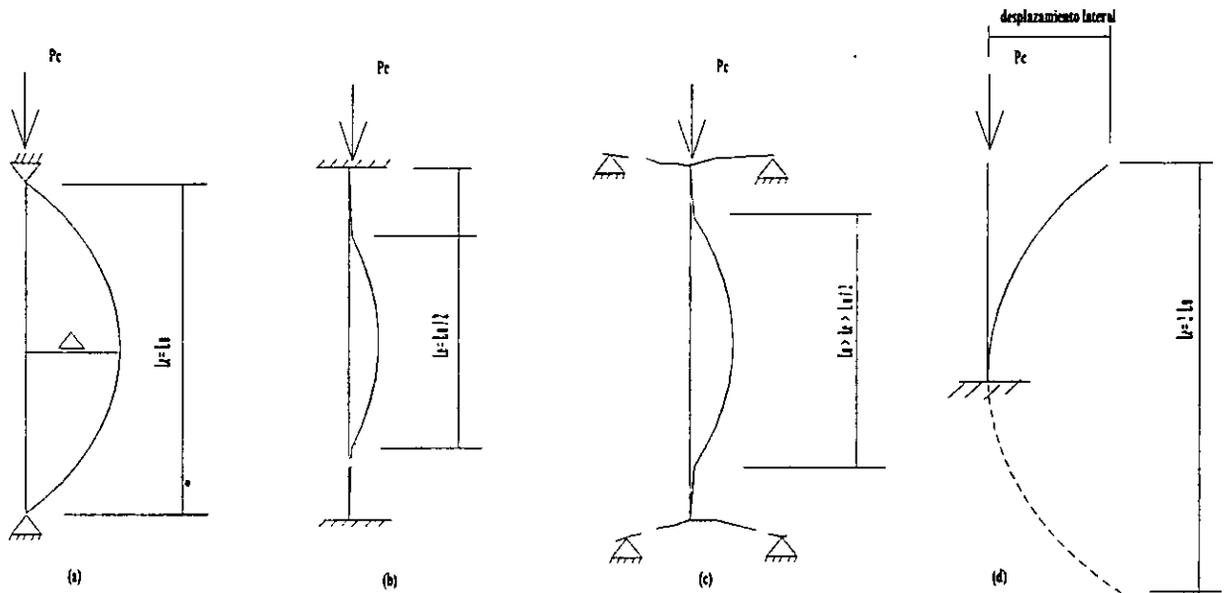


FIGURA 5.33

En columnas no contraventeadas para evitar el desplazamiento lateral, la longitud efectiva es siempre mayor que l_u con valores cercanos o mayores a 2.0 (figura 5.33.d)

Para calcular los factores de longitud efectiva se emplean los nomogramas de Jackson y Moreland, elaborados tanto para marcos contraventeados como para no contraventeados, si ambos extremos tienen poca rigidez o la relación de rigideces de traveses a columnas tiende a infinito, entonces $K = 1.0$, si están empotrados la relación = 0 entonces $K = 0.5$

V.8.2. DISEÑO DE COLUMNAS

STAAD diseña siguiendo los pasos siguientes:

1. propone un área de acero de refuerzo, comienza con el porcentaje mínimo .001
2. Encuentra un arreglo de varillas para el área de acero propuesta.
3. Calcula P_o , que es la máxima capacidad de carga axial de la sección y P_n máxima = $0.85 P_o$. Después verifica que la carga nominal real de la columna, definida como $P_u /$ factor de reducción, no exceda a P_n máx. si se cumple lo anterior continúa con el siguiente paso pero si $P_u /$ factor de reducción excede a P_n máx, incrementa la cantidad de acero de refuerzo y repite los pasos 1 y 2.
4. Con el refuerzo propuesto, el arreglo de varillas y carga axial definidos, obtiene la capacidad a momento uniaxial de la columna para cada dirección en forma independiente, es decir son los momentos resistentes.
5. Resuelve la ecuación de interacción.

$$\left(\frac{M_{ny}}{M_{ry}}\right)^a + \left(\frac{M_{nz}}{M_{rz}}\right)^a > 1.7$$

donde: M_{ny}, M_{nz} , son los momentos últimos / factor de reducción

M_{ry}, M_{rz} , son los momentos resistentes de la sección.

$a = 1.24$, cuando hay flexión biaxial y 1.0 , cuando hay flexión uniaxial

6. Si la ecuación de interacción es satisfecha, encuentra un arreglo con tamaño de varillas disponibles, repite pasos 4 y 5 y los detalles de refuerzo son escritos en el archivo de salida.
7. Si la ecuación de interacción no es satisfecha, se aumenta el refuerzo y los pasos 2 al 6 son repetidos.

REVISIÓN DE UNA COLUMNA CRÍTICA, POR ACI-318-89.

Datos:

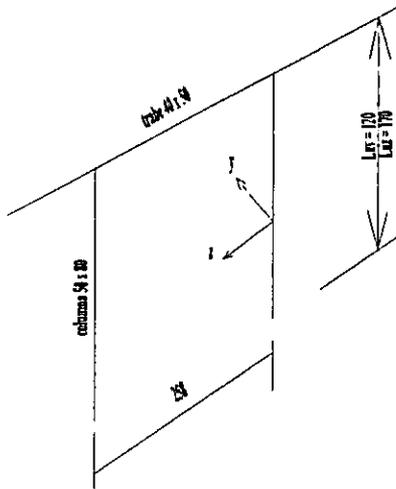


FIGURA 5.34

$$E_c = 15100 \sqrt{250} = 238\,752 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{columna}} = 4000 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 833\,333 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 14.4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{trabe}} = 2000 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{trabe}} = 416.66 \text{ cm}^4$$

$$r_{\text{trabe}} = 14.1 \text{ cm}$$

Cálculo del efecto de esbeltez respecto a la dirección "Y" local

$$\text{Sum } EI_{\text{column}}/L_{uy} = 1.66 \times 10^9$$

$$\text{Sum } EI_{\text{trabe}}/L_t = 771.16 \times 10^6$$

$$Y_a = 1.66 \times 10^9 / 771.6 \times 10^6 \times 0.5 = 4.3, \text{ se vividió entre } 0.5 \text{ para tomar en cuenta la sección agrietada}$$

$$Y_b = 0, \text{ se considera empotrada en la losa de cimentación}$$

Entrando a la figura 12.10 del ACI, para columnas no contraventeadas

$$K = 1.48, \text{ entonces:}$$

$$K L_{uy} / r_y = 12.3 < 22 \text{ por tanto no se considerarán los efectos de esbetez en ésta dirección. (ACI; 10.11.4.2)}$$

Cálculo de efecto de esbeltez, dirección "Z" local

$$I_{\text{column}} = 2.133 \times 10^6$$

$$R_z = 23.09 \text{ cm}$$

$$K = 2.0, \text{ por la condición de apoyo que es en volado.}$$

$$K L_{uz} / r_z = 14.7 < 22 \text{ no se considerarán los efectos de esbeltez tampoco en ésta dirección. (ACI; 10.11.4.2)}$$

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN EN DIRECCIÓN "Z" LOCAL.

De los resultados arrojados por el STAAD en parte de "Member Forces" tenemos para el miembro 15, lo siguiente.

Elementos mecánicos de diseño.

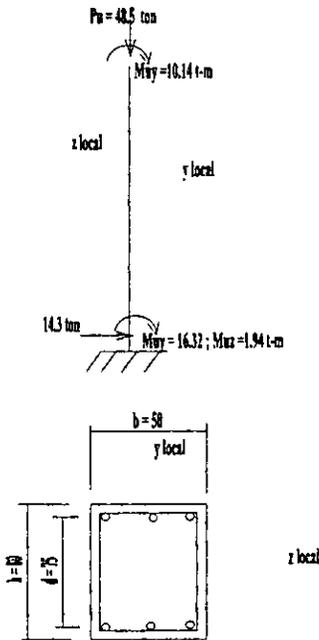


FIGURA 5.35

$P_u = 48.5 \text{ ton}$ $M_{uy} = 16.32 \text{ t-m}$ $M_{uz} = 1.94 \text{ t-m}$

El diseño se realizó de acuerdo al ACI, utilizando el método de BRESLER, de la Carga Reciproca. Como práctica aquí lo haremos simultáneamente por ACI y por RCDF. Partiendo de la premisa que en un primer tanteo de diseño para la sección propuesta se obtuvo:

Porcentaje de acero, $p_{\min} = 0.01$, por tanto $A_s = 40.46 \text{ cm}^2$ (8 vars # 8) (ACI, 10.14.8.6)

$P_r = (1/P_{ry} + 1/P_{rz} - 1/P_{ro})^{-1}$

CÁLCULO DE P_{RO}

$P_{ro} = 0.8(0.85 \times 250(4000 - 40.46) + 40.46 \times 4200) = 843\,054.0 \text{ kg}$ RCDF

$P_{ro} = 0.85 \times 250 \times (4000 - 40.46) + 40.46 \times 4200 = 1\,011\,334.0 \text{ kg}$ ACI

CÁLCULO DE P_{RY}, usando gráficas del RCDF, y del ACI

$e_z = 16.32/48.5 = 0.336 \text{ m}$ $e_z/h = 0.42$

Para RCDF

$q = p(f_y/f'_c) = 0.247$ con éste valor y el de 0.42 Entrando a figura 10 con $d/h = 0.85$.

Encontramos $K = 0.42$

$P_{ry} = F_r K A_c F'_c = 228\,480.0 \text{ kg} = 228.48 \text{ ton}$

Para ACI

$p_{\text{diseño}} = p_{\min} = 0.01$ con éste valor y el de 0.42 Entrando a la figura 11.19, encontramos:

$\phi P_{ry}/A_g = 0.07 \text{ ton/cm}^2$

$P_{ry} = 0.07 \times 4000 / 0.7 = 400 \text{ ton}$

CÁLCULO DE Prz

$$e_y = 1.94 / 48.5 = 0.04$$

$$e_y / b = 0.08$$

Para RCDF

$$q = p (f_y / f' c) = 0.247 \text{ con éste valor y el de } 0.08 \text{ Entrando a figura 10 con } d/h = 0.85.$$

$$\text{Encontramos } K = 1.1$$

$$Prz = Fr K Ac F' c = 598\,400 \text{ kg} = 598.4 \text{ ton}$$

Para ACI

$$p \text{ diseño} = p \text{ mín} = 0.01 \text{ con éste valor y el de } 0.08 \text{ Entrando a la figura 11.19, encontramos:}$$

$$\phi P_{rz} / Ag = 0.155 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_{rz} = 0.155 \times 4000 / 0.7 = 885.71 \text{ ton}$$

Sustituyendo en formula de Bresler:

RCDF

$$Pr = (1/228\,480 + 1/598\,400 - 1/843\,054)^{-1}$$

$$Pr = 207\,916 \text{ kg} > Pu$$

$$Pr / Pro = 0.247 > 0.1 \text{ por tanto es valido usar la ecuación de Bresler, anterior.}$$

ACI

$$Pr = (1/400\,000 + 1/885\,710 - 1/1\,011\,334)^{-1}$$

$$Pr = 400\,000 \text{ kg} > Pu$$

$$Pr / Pro = 0.395 > 0.1 \text{ por tanto es valido usar la ecuación de Bresler, anterior.}$$

Se concluye que el RCDF es más conservador. En la otra dirección se diseñará con RCDF.

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN EN DIRECCIÓN "Y" LOCAL.

De los resultados arrojados por el STAAD en parte de "Member Forces" tenemos para el miembro 15, lo siguiente.

Elementos mecánicos de diseño.

$$Pu = 54.9 \text{ ton} \quad Muy = 8.33 \text{ t-m} \quad Muz = 22.9 \text{ t-m}$$

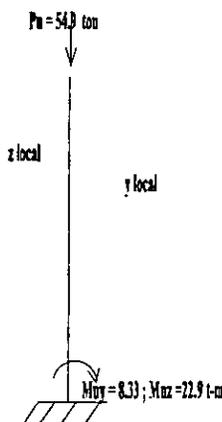


FIGURA 5.36

Se propone $p \text{ mín} = 0.01$, por tanto $As = 40 \text{ cm}^2$ (ACI, 10.14.8.6)

Utilizando la fórmula de Bresler

$$Pr = (1/Pr_y + 1/Pr_z - 1/Pro)^{-1}$$

CÁLCULO DE P_{ro}

$$P_{ro} = 0.8(0.85 \times 250(4000 - 40) + 40 \times 4200) = 807\,600.0 \text{ kg}$$

CÁLCULO DE P_{ry} , usando gráficas del RCDF.

$$e_z = 8.33/54.9 = 0.152 \quad e_z/h = 0.19$$

$$q = p(f_y/f'_c) = 0.247$$

Entrando a figura 10 con $d/h = 0.85$.

$$K = 0.8$$

$$P_{ry} = Fr K A_c F'_c = 435\,200 \text{ kg}$$

CÁLCULO DE P_{rz}

$$e_y = 22.9/54.9 = 0.417 \quad e_y/b = 0.83$$

$$q = p(f_y/f'_c) = 0.247$$

Entrando a figura 10 con $d/h = 0.85$.

$$K = 0.16$$

$$P_{rz} = Fr K A_c F'_c = 87\,040 \text{ kg}$$

Sustituyendo en fórmula de Bresler:

$$P_r = (1/435\,200 + 1/87\,040 - 1/807\,600)^{-1}$$

$$P_r = 79\,691 \text{ kg} > P_u$$

$P_r/P_{ro} = 0.1 = 0.1$ por tanto es válido, todavía, usar la ecuación de Bresler, anterior.

La sección y refuerzo de la columna se aceptan.

REVISIÓN POR CORTANTE:

$$V_{uy} = 14.3 \text{ ton}$$

$$V_{uz} = 7.3 \text{ ton}$$

$$P_u = 48.3 \text{ ton}$$

Resistencia a cortante del concreto

$$d = 80 - 4 - 0.95 - 2.54/2 = 73.7 = 74 \text{ cm}$$

$$Fr V_c = 0.85 \times 0.53 (1 + 0.00071 P_u / A_g) f_c b d$$

$$Fr V_c = 26474 \text{ kg} > V_u$$

La sección se acepta también por cortante.

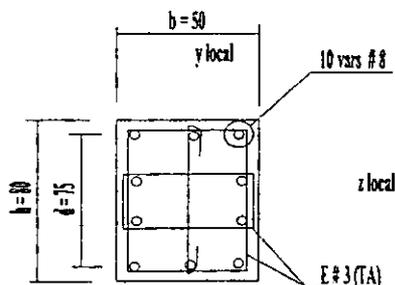


FIGURA 5.37

V.8.3. DISEÑO DE TRABES

Las traveses son elementos que esencialmente trabajan a flexión y cortante; requieren una distribución apropiada de refuerzo de tensión para controlar el agrietamiento provocado por la flexión. Se ha demostrado que el agrietamiento es proporcional al esfuerzo de tensión del acero y en la medida que el acero se tensa a mayores proporciones de resistencia a la fluencia, el control del agrietamiento provocado por la flexión se vuelve más importante por tanto los criterios para el control del agrietamiento deben incluirse en el diseño.

De lo anterior se deduce que el momento de inercia efectivo de una sección, depende más de la sección agrietada cuando se emplea el diseño por resistencia. Las investigaciones más recientes han confirmado que el ancho de grieta es proporcional al esfuerzo del acero en tensión, así también entre mayor sea su recubrimiento, aumenta la separación entre grietas, pero aumenta su ancho. El reglamento ACI-318-89, presenta en forma sencilla el control de grietas, el cual proporciona los detalles de refuerzo razonables y cumple con las normas del trabajo realizado en laboratorio y en la práctica.

DISEÑO.

STAAD diseña las traveses por flexión, corte y torsión, para la envolvente de momentos y cortantes. Para la flexión se basa en el ACI-318-89, sección 10, mientras que para cortante, la sección 11 es utilizada.

Ahora sólo como práctica describiremos los pasos del diseño para la trabe crítica, miembro 6, que de acuerdo a STAAD tiene los siguientes elementos mecánicos.

$$M_u \text{ negativo} = 16 \times 10^5 \text{ kg-cm, en un extremo} \quad M_u \text{ positivo} = 8.3 \times 10^5 \text{ kg-cm, en el centro} \quad V_u = 22 \text{ ton}$$

Datos de la trabe.

Sección 40 x 50 cm

d = 45 cm

b = 40

Longitud del claro 308 cm

Longitud del claro libre 258 cm

$I_g = 4.17 \times 10^5 \text{ cm}^4$

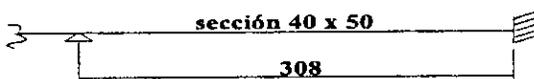


FIGURA 5.38

Parámetros.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_r = 2(f'_c)^{1/2} = 31.62 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ACI, 9.9}$$

$$n_s = E_c / E_s = 8.8$$

FLEXION

Cálculo de porcentajes de refuerzo

$$p_b = (0.85 B_1 f'_c / f_y) (6115 / 6115 + f_y) \quad (\text{ACI, 10.3.2})$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 p_b = 0.019 \quad (\text{ACI 10.3.3})$$

$$p_{\text{mín}} = 0.14 / 4200 = 0.0033 \quad (\text{ACI, 10.5.1})$$

PARA MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO

Se propone un porcentaje de refuerzo intermedio = 0.006

Calculando $b d^2 = M_u / F_r R_n$

$R_n = p f_y (1 - 0.5 p f_y / (0.85 f ' c))$

$b d^2 = 74 993.4 \text{ cm}^3$

Revisión de la sección, con tablas 9.2 del ACI

$M_u / F_r b d^2 f ' c = 0.0878$

Entrando a tabla encontramos $w = 0.093$

Por tanto $p = w f ' c / f_y = 0.0055 < p_{\text{máx}}$, no se necesita tomar en cuenta el acero de compresión

$A_s = 0.0055 b d = 9.54 \text{ cm}^2$

En lecho superior se proponen 6 varillas del # 5; $A_s = 11.88 \text{ cm}^2 > 9.54 \text{ cm}^2$

$p = 0.0066$

Para momento máximo positivo se realizó un cálculo similar obteniéndose el siguiente resultado.

En lecho inferior se proponen 3 varillas # 5; $A_s = 5.94 \text{ cm}^2$

$p = 0.0033$

Verificación que el refuerzo propuesto satisfaga el criterio de control de agrietamiento por flexión, ACI, sección 10.6.

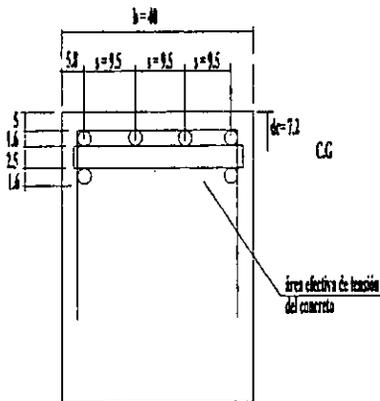


FIGURA 5.39

Para exposición interna, $Z = 31250$ tabla ACI, 10.6

$A = 2 d c \times 5 = 136.5 \text{ cm}^2$

$f_s = 0.6 f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ recomendación del ACI

$Z = f_s (A d c)^{1/3} = 25073 < 31250$, se garantiza el control del agrietamiento

Ecuación ACI, 10.4

CORTANTE

Resistencia del concreto al cortante.

$$Fr Vc = Fr 0.53 f'c^{1/2} b d = 12821 \text{ kg} \quad \text{ACI, 11.3}$$

$$\text{Cortante a tomar con estribos} = 22000 - 12821 = 9179 \text{ kg}$$

Refuerzo mínimo por cortante proponiendo separación de estribos de 20 cm.

$$Av = 3.5 b s / fy = 0.67 \text{ cm}^2 \quad \text{ACI, 11.14}$$

Verificación de la separación propuesta, con estribos # 3 en dos ramas.

$$S1 = Fr fy d Av / (Vu - Fr Vc) = 24.9 \text{ cm}$$

De acuerdo a sección ACI, 11.5.4, la separación máxima no debe ser mayor a:

$$S2 = d/2 = 22.5 \text{ cm}$$

$$S3 = 60 \text{ cm}$$

Por tanto rige $S2 = 22.5 \text{ cm}$.

V. 8.4 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

El reglamento ACI presenta dos métodos para controlar las deflexiones en traveses en sistemas sujetos a flexión:

- cuando no se calculan deflexiones, se deberá cumplir con un peralte mínimo de trabe, definido en tabla 9.5 (a) o ecuaciones 9-11. 9-12 y 9-13.
- el otro método es calcular las deflexiones y limitarlas a valores presentados en tabla 9.5 (b)

En éste trabajo se considera el cálculo de la deflexión máxima para las traveses. Calcularemos la deflexión para la trabe , diseñada anteriormente.

Carga sostenida.

$$Wt = (8.25 \times 6 / 3.08) + 2.16 = 16.58 \text{ ton/m} \quad (\text{debida a suma de peso propio, viva, pasillo y peso de las celdas})$$

Cálculo del momento de flexión

$$Mu = 16.58 \times 2.58^2 / 8 = 13.79 \times 10^5 \text{ kg cm}$$

Momento de Inercia de la sección transformada y agrietada

De la figura 7.1, de la referencia 11, tenemos:

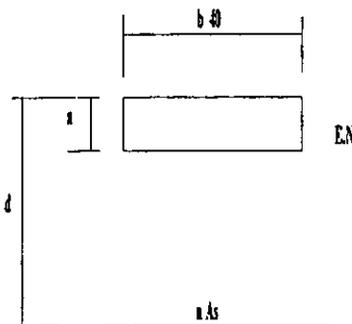


FIGURA 5-40

$$B = b / (n A_s) = 0.77 \text{ l/cm}$$

$$r = (n-1) A_s' / (n A_s) = 1.77$$

$$a = ((2dB (1+r d' / d) + (1+r)^2)^{1/2} - (1-r)) / B = 14.75 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = b a^2 / 3 + n A_s (d-a)^2 + (n-1) A_s' (a-d)^2 = 175412.8 \text{ cm}^4$$

Momentos efectivos de Inercia.

$$M_{cr} = f_r I_g / Y_t = 527421.6 \text{ kg-cm}$$

ACI, 9.8

$$M_{rc} / M_d = 0.382$$

$$I_e = (M_{cr} / M_d)^3 I_g + (1 - (M_{cr} / M_d)^3) I_{cr} = 188879.6 < I_g \text{ se acepta}$$

ACI, 9.7

Deflexiones iniciales de corto tiempo, empleando ecuación 4 de la referencia 11.

$$a_i = K (5/48) M_d l^2 / (E_c I_e) = 0.212 \text{ cm}$$

$K = 1.0$ para vigas simplemente apoyadas y carga uniforme

Deflexiones de largo plazo (finales), empleando ecuaciones 5 y 6 de la referencia 11.

$$\lambda = Z_u / (1 + 50 \rho') = 1.504$$

9.5.2.5

$$a = \lambda a_i = 0.319 \text{ cm}$$

Deflexión permisible, de la tabla 9.5 (b), referencia 11.

Para sistema de entrepiso o azotea que soporta elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por grandes deflexiones (las celdas electrolíticas).

$$l/480 = 258/480 = 0.538 \text{ cm}$$

Deflexión total = 0.319 cm < D permisible = 0.538 cm, la flecha es aceptable.

VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

VI.1. ASPECTOS GENERALES.

VI.1.a FUNCIÓN. DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación constituye un elemento de transición entre la superestructura y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas generadas por acciones externas y peso propio, que se presentan en la base de la superestructura se transmitan adecuadamente al suelo, para que esto se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la cimentación y en el suelo contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños a la estructura o a las estructuras vecinas.

La selección de cimentaciones es una actividad en la que interactúan las especialidades de Mecánica de Suelos y Estructuras.

VI.1.b FACTORES PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

En general los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación pueden agruparse en tres clases principales:

1. Los relativos a la superestructura, que engloban, la función que tendrá, las cargas que transmite al suelo, y los materiales que la constituyen, entre otros.
2. Los relativos al suelo, que se refieren a las propiedades mecánicas, en especial a su resistencia, compresibilidad, condiciones hidráulicas, etcétera. El suelo por ser un material natural no homogéneo presenta grandes dificultades para poder determinar con relativa precisión sus propiedades.
3. Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura y/o el equipo al que soportan.

Dentro de los factores económicos, en la práctica es común encontramos con problemas de excavación, bombeo, compactación, maniobrabilidad y disponibilidad del equipo especial para la construcción de los diferentes tipos de cimentaciones, problemas que elevan considerablemente los costos de las cimentaciones.

De hecho el balance de los factores anteriores puede hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones distintas para un caso dado, pues el problema carece de solución única por la ausencia de un criterio "exacto" para efectuar el balance que siempre tendrá una parte de apreciación personal..

PROBLEMAS DE LA MECANICA DE SUELOS.

Desde un punto de vista estrictamente ingenieril, al balancear los factores anteriores, deberá considerarse la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga sobre el suelo sin falla o colapso además de que durante su vida no sufra asentamientos o expansiones que interfieran con el funcionamiento de la estructura o equipo. Se llega así, a dos problemas que la Mecánica de Suelos debe resolver, primero, calculará la capacidad de carga con la que se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar una colapso o falla brusca, generalmente por cortante. Por otro lado es necesario evaluar los asentamientos o expansiones que el suelo sufrirá bajo tales esfuerzos, cuidando que estos queden en niveles tolerables para el correcto funcionamiento de la estructura que se trate.

VI.1.c CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES.

La forma más común de clasificar a las cimentaciones es en función de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la estructura, es decir se dividen en : Superficiales, cuando el nivel de desplante no es mayor de dos veces el ancho del cimientto, en caso contrario serán Profundas .

CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

ZAPATAS.

Este tipo de cimentación se utiliza cuando se cuenta con un estrato de suelo con rigidez alta y gran capacidad de carga. Se pueden distinguir varios tipos de zapatas:

ZAPATAS AISLADAS.

Consisten en una losa cuadrada o rectangular y muy pocas veces en circular como en el caso de chimeneas, anuncios, torres entre otras, que se coloca por debajo de una columna individual con la finalidad de transmitir al suelo una presión uniforme para evitar asentamientos excesivos.

Su selección se puede hacer cuando el área requerida para la transmisión de esfuerzos ocupa menos del 30 % del área total en planta de la estructura.

En cuanto a su geometría puede ser de sección constante, de peralte variable o escalonada. La sección constante tiene la ventaja de ser la más fácil de construir, pero las otras dos permiten un ahorro en los materiales debido a la reducción de su sección.

Al utilizar este tipo de cimentación se debe cuidar que la presión bajo las zapatas adyacentes sea lo más parecido posible para evitar asentamientos diferenciales.

ZAPATA DE LINDERO.

En la frontera con la calle, banqueta u otras construcciones cercanas o bardas, son utilizadas estas formas. Presentan la dificultad de que la carga resultante es excéntrica al área, por lo que se presentan presiones mayores debidas al momento de flexión ocasionado por la excentricidad.

ZAPATA COMBINADA.

Se usan cuando dos columnas se encuentran tan cerca que sus zapatas aisladas se unirían o cuando el suelo de apoyo no cuenta con una rigidez alta con lo que la distribución excéntrica de presiones ocasiona giros en la zapata aislada que dan lugar a deformaciones indeseables. También se usan cuando una columna tiene uno de sus lados restringido para poder ampliar a una zapata aislada, lo cual ocasionaría excentricidades y esfuerzos mayores sobre el suelo. Al utilizar una zapata combinada, la resultante de las cargas se hace coincidir con el centro de gravedad de la zapata lográndose con esto presiones uniformes en el terreno de apoyo.

Una modalidad de las zapatas combinadas se genera cuando el riesgo sísmico de la zona es considerable, se utilizan dos zapatas aisladas unidas por medio de trabes de liga y con esto lograr que las zapatas actúen en conjunto, moviéndose como unidad ante la presencia de desplazamientos horizontales en el terreno.

ZAPATAS CORRIDAS.

Es utilizada bajo muros de mampostería, concreto, trabes de cimentación o para unir dos o más columnas. Su geometría consiste en un ensanchamiento del muro o trabe en toda su longitud, de preferencia deben ser simétricas excepto en linderos. Están sujetas generalmente a una descarga uniforme en su longitud, su selección se puede dar cuando el área de apoyo requerida por la acción de las descargas al cimiento son mayores al 30 % del área total pero menor al 50 % o cuando los asentamientos diferenciales rebasan los permisibles. Pueden ser de concreto o de mampostería, ya muy poco usados.

LOSAS DE CIMENTACIÓN.

Se utilizan en estructuras donde la capacidad de carga del terreno sea muy baja, por lo que se requeriría más del 50 % del área en planta de la estructura para transmitir los esfuerzos al terreno de apoyo. En estos casos resulta más económico un cimiento de losa corrida formada por un elemento grueso que se extiende debajo de toda el área de la superestructura, permitiendo con esto que adquiriera un efecto de flotación sobre el terreno, limitando en forma considerable los asentamientos diferenciales en estructuras sensibles a estos. Estas losas se dividen en:

LOSAS PLANAS.

En este tipo de cimentación las columnas se apoyan directamente sobre la losa por medio del uso de un ensanchamiento de la columna llamado capitel o dado, pero sin que existan elementos estructurales de unión entre estos. Presenta la desventaja de utilizarse volúmenes de material muy altos con la ventaja de ser muy fácil de construir y sobre todo disminuir tiempos de construcción.

LOSAS RETICULARES.

Su empleo es muy recomendable cuando se requiere proporcionar una mayor rigidez a la cimentación. Las contra trabes pueden colocarse invertidas, logrando un piso utilizable.

CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

Éste tipo pertenece al denominado cimentaciones compensadas, el principio en el que se basan es el siguiente: se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura en forma total o parcial de manera que al nivel de desplante del suelo, no sienta la sustitución efectuada. Esta formado por una losa de cimentación, una losa de planta baja, muros de linderos, contra trabes y columnas. Se usan para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, son muy utilizados como cimentación en puentes.

CIMENTACIONES PROFUNDAS.

PILAS

Son elementos estructurales colados en sitio dentro de una excavación previa, además puede construirse con o sin refuerzo, con o sin ampliación de la base comúnmente llamada campana y cuya función principal es transmitir las cargas de la superestructura a estratos profundos muy resistentes. Trabajan como columnas cortas debido a que su sección transversal es grande y su longitud corta.

PILOTES.

Son miembros estructurales que se introducen profundamente en el terreno para transmitir la carga de la superestructura a un estrato más resistente. Su sección transversal es muy pequeña comparada con su longitud. Su utilización es recomendable cuando se tiene muy baja capacidad de carga en los estratos superficiales, cuando se tienen limitantes en los asentamientos permisibles o cuando la estructura debe construirse en un sitio rodeado por agua. Los pilotes se dividen de acuerdo a como transmiten la carga en:

Pilotes de punta, son los que transmiten la carga al estrato resistente directamente por la punta.

Pilotes de fricción, los que transmiten la carga a través de la fricción generada entre superficie y el terreno circundante.

CILINDROS. Estos elementos estructurales son de sección circular hueco, de concreto reforzado, su diámetro es cuando menos de 3 m. Su colocación consiste en ir excavando en el interior del elemento hasta llegar al estrato de apoyo, una vez colocado se cuelga la tapa y un tapón. Su uso es poco frecuente debido a que son muy costosos.

VII.d CAPACIDAD DE CARGA

Se le llama Capacidad de Carga a la máxima intensidad de presión que una estructura puede transmitir al suelo que la soporta, sin llegar a causar asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la estructura o que se provoque la falla del suelo por cortante.

El análisis de la capacidad de carga es importante en la evaluación de la estabilidad y economía de la cimentación y depende de las características geométricas de la cimentación, de las propiedades mecánicas e índice del suelo así como de la presencia del nivel freático de agua.

Se ha observado que la falla por capacidad de carga, sucede como producto de una rotura por corte del suelo. Los tres tipos de falla principales bajo las cimentaciones son:

Falla por corte general, se caracteriza por la existencia dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continuo, que se inicia desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, causando levantamiento del suelo a los lados de la estructura. Se presenta en suelos "incompresibles" con resistencia a cortante limitada.

Falla por punzonamiento, se identifica por un movimiento vertical del cimiento, debido a la compresión del suelo inmediatamente debajo de la cimentación. Se presenta en suelos muy compresibles.

Falla por corte local, presenta una marcada tendencia al levantamiento del terreno a los lados de la cimentación causado por superficies de deslizamiento dentro de la masa del suelo, acompañadas de una compresión del terreno. Es una combinación de las dos anteriores.

Existen algunas teorías para determinar la capacidad de carga de diversos tipos de suelos para los diferentes tipos de cimentaciones. El criterio para aceptar a una teoría como la apropiada para un caso dado obedece tanto a la confiabilidad en ella como a la sencillez de su aplicación. En general los profesores Juárez Badillo y Rico Rodríguez recomiendan las siguientes:

1. La teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, con aplicación muy confiable hasta $D_f \leq 2B$.
2. La teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones sobre arcilla cohesiva, sean superficiales o profundas, incluyendo a cilindros y pilotes.
3. La teoría de Meyerhof se recomienda para cimientos profundos en arenas y gravas, se incluye a cilindros, bajo vigilancia debido a que en ocasiones da valores muy altos.

VII.e ASENTAMIENTOS

Los asentamientos totales están formados por las deformaciones elásticas (asentamientos inmediatos) y por los efectos de consolidación (asentamientos de largo plazo).

Existe un tercer tipo de asentamiento que son los asentamientos diferenciales, que se definen como la diferencia entre el asentamiento máximo en un punto del cimiento y el mínimo en otro punto del mismo. Estos asentamientos son de mayor importancia porque si son muy grandes podrían generar grandes esfuerzos internos adicionales en la estructura que podrían causar su falla.

Para sensibilizarlos con su importancia ejemplificaremos diciendo que, bajo una columna de la estructura se presenta un hundimiento de 8 cm mayor que el hundimiento que se presenta en otras que están próximas a ella, se siente que el efecto que causará es de mayor trascendencia que si toda la estructura se hundiera 15 cm pero en forma uniforme.

Para tomar en cuenta las fuerzas internas adicionales causadas por los hundimientos, es recomendable que se haga el análisis y diseño de la estructura, sobre un modelo global que incluya, estructura-cimiento-suelo. En la actualidad realizar el análisis de conjunto resulta bastante sencillo ya que contamos con herramientas tan poderosas como las computadoras y paquetería de diseño como el STAAD III o el SAP-2000.

También en éste caso como en el de capacidad de carga se cuentan con varias teorías basadas en pruebas de campo y laboratorio, para su evaluación.

Los Reglamentos de diseño fijan límites máximos admisibles para los asentamientos, los índices del asentamiento en que se basan son: el hundimiento máximo, la inclinación media y la distorsión, los cuales se muestran en la siguiente figura.

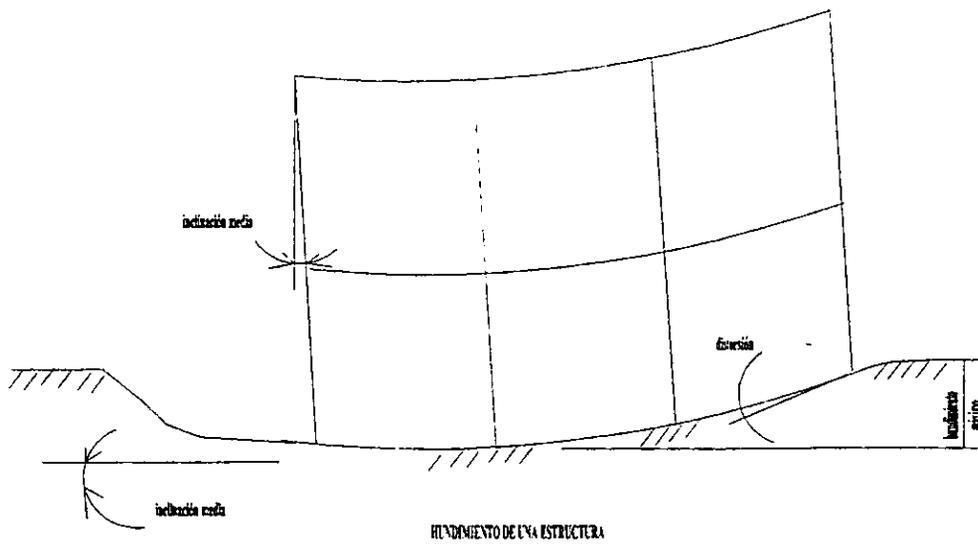


FIGURA 6.1

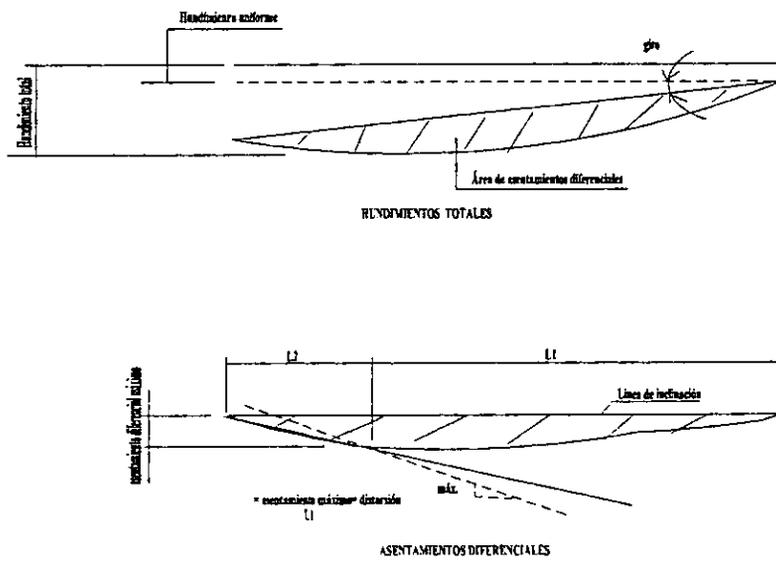


FIGURA 6.2

Los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación, de acuerdo al Reglamento del Distrito Federal-93, se presentan en la tabla siguiente.

a) movimientos verticales (hundimientos o emersión)

Concepto	límite
valor medio en el predio	30 cm
Velocidad del componente diferido	1 cm por semana

b) inclinación media

tipo de daño	Límite	Observaciones
inclinación visible	$100/(100+3h)$ por ciento	h=altura de construcción, m
mal funcionamiento de grúas	0.3 por ciento	en dirección longitudinal

c) deformaciones diferenciales en la propia estructura y en sus vecinas

tipo de estructura o elemento	variable que se limita	límite
marcos de acero	relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
marcos de concreto	relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004 0.002
muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	relación entre el asentamiento diferencial y el claro	

Por otra parte en algunas estructuras pueden aceptarse asentamientos totales mayores si ocurren en forma muy lenta de tal forma que permitan a las estructuras acomodarse que redistribuyan y reduzcan sustancialmente las fuerzas inducidas. Por ello se limita también la velocidad del hundimiento

El límite de la inclinación visible dado en la tabla anterior está especificado por requisitos de apariencia y se considera que no se afecta de manera importante el funcionamiento de la estructura, sin embargo cuando se alojen maquinaria o equipo que deba permanecer horizontal, deberá reducirse el límite.

Si la estructura está obligada a sufrir deformaciones inelásticas importantes para disipar los efectos de hundimientos, se verá reducida la ductilidad de que dispone para disipar los efectos causados por sismo. Por lo anterior como una recomendación subjetiva, para estructuras en zonas sísmicas deberán reducirse los límites permisibles a la mitad.

VI.1.f PRESIONES DEL SUELO SOBRE EL CIMIENTO

Ahora se tratarán algunas ideas fundamentales acerca de cómo afecta la rigidez de las áreas cargadas a la distribución de presiones que el suelo ejerce sobre la cimentación como reacción a las cargas que ésta le transmite.

SOBRE ZAPATAS

En la distribución de presiones que se presenta entre una zapata rígida sobre suelo cohesivo, muestra alta concentración de presiones en los bordes, que debido al comportamiento no lineal del suelo y porque el terreno cerca de los bordes es desplazado hacia fuera, permite que tiendan a ser más uniformes. A medida que la carga aumenta, la zona de plastificación del suelo, se propaga de los extremos hacia el centro y las presiones cada vez son más uniforme, ver figura 6.3.

En el caso de una zapata rígida sobre un suelo granular, la rigidez aumenta con el confinamiento al que se encuentran sometidas las partículas del suelo, así en los extremos la rigidez es casi nula, en donde se ocurren desplazamientos de suelo hacia fuera y las presiones tienden a cero. Las presiones son máximas en el centro. A medida que las presiones aumentan en el centro existe plastificación y las presiones tienden a uniformizarse, como se indica en figura 6.4.

Cuando el elemento de cimentación es flexible, su deformación hace que se reduzcan las presiones en los extremos, dando como resultado las distribuciones mostradas en figura 6.5.

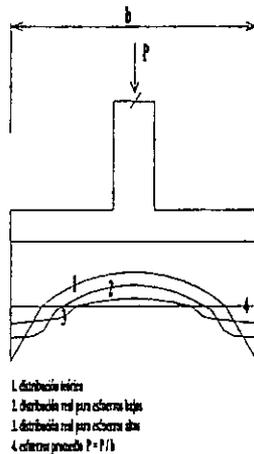


FIGURA 6.3 SUELO COHESIVO-ZAPATA RIGIDA

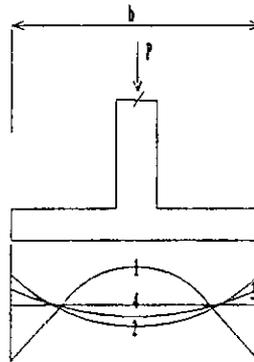


FIGURA 6.4 SUELO GRANULAR-ZAPATA RIGIDA

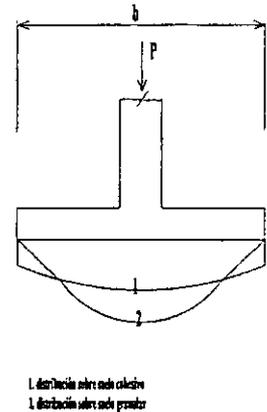
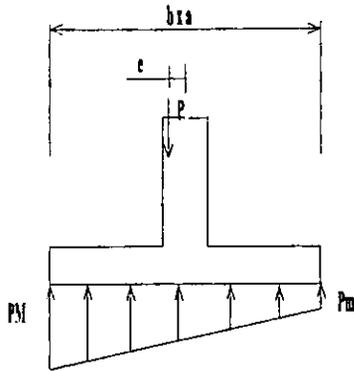


FIGURA 6.5 SUELO COHESIVO-ZAPATA FLEX-GRANULAR

Las ideas expuestas acerca de las presiones ejercidas del suelo sobre un cimiento rígido han dado lugar a la formulación de dos hipótesis simplistas que actualmente rigen el diseño de zapatas.

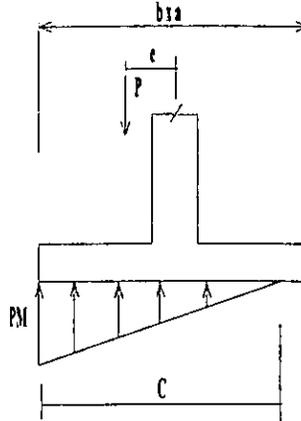
La primera supone una variación lineal de presiones bajo el cimiento, equivale a considerar al suelo constituido por una cama de resortes, de manera que los esfuerzos que se presentan en el suelo son proporcionales a los desplazamientos que se presentan en la cimentación. Se considera un movimiento de cuerpo rígido y se limita a que los resortes tomen sólo compresión.

La aplicación de ésta hipótesis conduce a obtener las presiones de diseño para las zapatas.



cuando $e < b/6$
 $PM = (P/bxa) + (6Pe/axb^2)$
 $Pm = (P/bxa) - (6Pe/axb^2)$

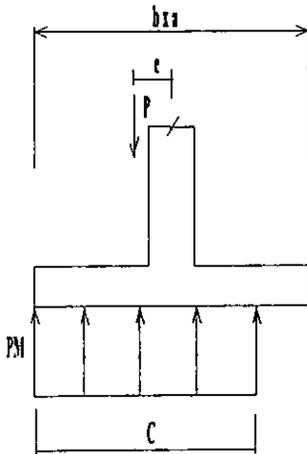
FIGURA 66



cuando $e > b/6$
 $PM = 4/3a(P/b-2e)$
 $PM \cdot e/2 = P$

FIGURA 67

La segunda hipótesis, supone una distribución uniforme de presiones en un rectángulo equivalente de longitud tal que la magnitud y resultante de los esfuerzos igualan la de las fuerzas actuantes como se muestra en la figura y ecuaciones siguientes.



$cPM = P$
 $pm = p/(B-2E)A$

FIGURA 68

REACCIÓN DEL SUELO BAJO UNA CIMENTACIÓN CONTINUA

Cuando se trata de cimentaciones continuas se ha dicho que los asentamientos diferenciales inducen fuerzas internas y modifican la distribución de presiones. En estos casos la distribución de presiones en el suelo debe cumplir las condiciones siguientes.

- debe haber equilibrio global: la resultante de las reacciones del suelo debe coincidir con la de las cargas aplicadas.
- debe haber equilibrio local entre reacciones del suelo, fuerzas internas en la cimentación y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la estructura.
- la configuración de hundimientos producidos en el suelo, debe coincidir con la configuración de desplazamientos que sufre la cimentación bajo las mismas cargas.

Una solución práctica al problema fue propuesta por WINKLER. Consiste en modelar al suelo como una cama de resortes, cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás.

En la figura siguiente se representa éste modelo.

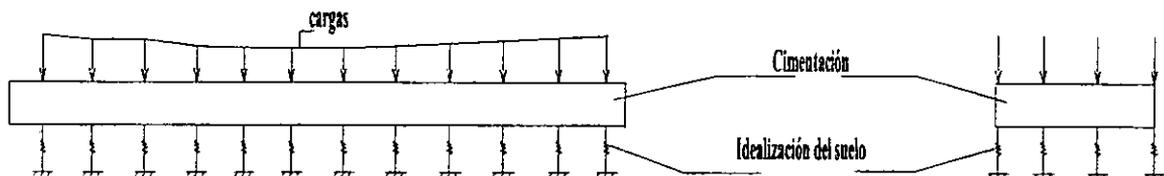


FIGURA 6.9 MODELO DE CIMENTACIÓN Y SUELO

FIGURA 6.10 SECCIÓN TRANSV.

Según éste modelo, la presión con que reacciona el suelo es proporcional al hundimiento que ésta presenta en el punto en cuestión, la constante de proporcionalidad se llama módulo de reacción.

$P = K_s y$ donde: p , es la presión ejercida por la cimentación; y , es el asentamiento en ése punto

La hipótesis es equivalente a suponer que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es igual al módulo de reacción. El módulo de reacción es determinado mediante una prueba de placa

VI.2. SELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Para la selección de la cimentación a ser usada para el ejemplo de éste proyecto, se tomaron en cuenta los aspectos, características y factores que se mencionan a continuación.

1. En cuanto a las características de la superestructura tenemos las siguientes:

La superestructura es una ampliación de otra existente.

El cliente nos solicita que la Arquitectura sea idéntica a la existente.

La estructura existente tiene como cimentación una losa plana.

Por ambas estructuras operarán las dos grúas (la nueva y la existente), al mismo nivel.

Las trabe carril nueva se localizará a la misma elevación de la existente.

El equipo que se apoyará en la cimentación es delicado, importante y costoso que no soportaría grandes asentamientos.

Los departamentos de Manejo de Materiales y Proceso, expertos en el manejo de grúas y equipo han limitado el asentamiento a 1.5 cm como máximo.

2. De acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos, en sus sondeos mixtos SM-I y SM-II así como del PCA-I, reporta que la estructura se desplantará sobre rellenos conformados por arena arcillosa, con espesores que van desde 1.0 m hasta 2.6 m y bajo éstos rellenos se encuentra

un estrato de Brecha volcánica alterada y Andesita muy fracturada y alterada. Los sondeos se realizaron hasta una profundidad de 9.0 m sin encontrarse aún el nivel de aguas freáticas.

Basándonos en una descarga al suelo, preliminar estimada, de 9 ton / m² y con los resultados de la prueba de placa en el PCA-6, considerando un ancho de cimentación de 18 m (ancho de la losa) se calculará el asentamiento esperado en el suelo, a largo plazo.

$$S_c = (2 \times B / B + B_1)^2 \times S_p$$

$$S_c = (2 \times 1800 / 1800 + 60.96)^2 \times 0.37$$

$$S_c = 1.39 \text{ cm} < \text{asentamiento permitido de 1.5 cm}$$

Por otro lado la capacidad de carga proporcionada por Mecánica de Suelos es la siguiente:

Para condiciones bajo cargas estáticas.

q_{adm} = 25.0 ton/m² en la zona comprendida entre ejes 1 al 9

q_{adm} = 15.0 ton/m² en la zona comprendida entre ejes 9 al 16

para condiciones bajo cargas estáticas y accidentales.

q_{adm} = 32.0 ton/m² en la zona comprendida entre ejes 1 al 9

q_{adm} = 19.5 ton/m² en la zona comprendida entre ejes 9 al 16

Otro factor de consideración es que los asentamientos a corto y largo plazo del suelo bajo la cimentación existente, serán mínimos prácticamente nulos.

3. en cuanto a costos, se estimó que cimentar con zapatas aisladas resultará más costoso por el excesivo tiempo de construcción de 150 zapatas de 8 diferentes dimensiones y que en área cubrirían más del 60 % del área total en planta de la estructura. La alternativa con zapatas aisladas también incluye el problema de excavar en roca cuando menos del 40 % de ellas así como de que adicionalmente se tendrían que construir una losa de piso y trincheras de drenaje.

En conclusión, después de evaluar los factores anteriores se definió el uso de una losa plana de cimentación, la cual procederemos a analizar y diseñar.

VI.3. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

De acuerdo a los resultados presentados en el anexo 1, el hundimiento esperado a largo plazo es de 1.4 cm, mientras que el hundimiento elástico esperado es de 1.4 / 1.5 = 0.93 cm. De acuerdo a los resultados gráficos presentados en el anexo 1, se tiene un asentamiento diferencial de 1.4 - 0.3 = 1.1 cm, siendo la distancia entre los dos puntos de 50 m

a) movimientos verticales (hundimientos o emersión), RDF-93
asentamiento máximo permisible = 30 cm > 1.4 cm cumple

c) deformaciones diferenciales en la estructura y en las estructuras vecinas
deformación permisible para marcos de acero = 0.006
deformación calculada = 1.1 / 5000 = 0.00022 < 0.006 cumple

b) ésta condición no se consideró, dada la baja sismicidad de la región

VI.4. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Según las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, para las combinaciones de carga que den lugar a resultantes excéntricas, debe considerarse para un cimiento de dimensiones $B \times L$ un área de contacto efectiva $A' = B' \times L'$ y por tanto una presión en el terreno $F = P / A'$. Para éste proyecto se encontró que la combinación más desfavorable fue la de cargas verticales más viento perpendicular dirección norte-sur, teniéndose una excentricidad máxima de 45 cm en el sentido z-z, mientras que en la dirección x-x se obtuvo una excentricidad de 15 cm, como se muestra en la figura siguiente.

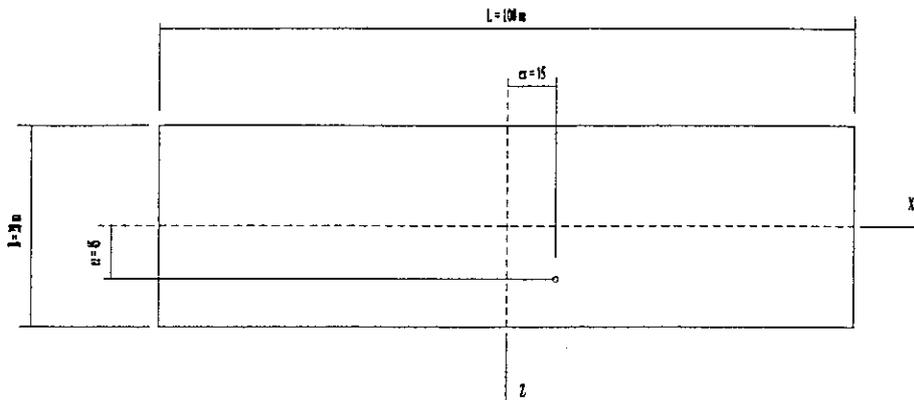


FIGURA 6.11 PLANTA DE CIMENTACIÓN

Entonces, $A' = (20 - 2 \times 0.45) \times (50 - 2 \times 0.15) = 949.27\text{ m}^2$

Por lo que el esfuerzo obtenido previamente de 8.5 ton/m^2 se incrementará así:
 $8.5 / (949.27 / 20 \times 50) = 8.95\text{ ton/m}^2 < q_{adm} = 19.5\text{ ton/m}^2$ entre ejes 9 y 16

VI.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Se realizó a través del programa STAAD III, el cual basa su diseño en el ACI- 89, para lo cual hace uso de los lineamientos para flexión de los capítulos 7, 9, 10, para cortante y penetración del capítulo 11. Sin embargo es necesario realizar la revisión al diseño de STAAD III básicamente por las razones siguientes.

Para el diseño de cada elemento-losa, genera armados diferentes para tramos de losa adyacentes, esto de acuerdo a los elementos mecánicos propios. Estos armados son poco prácticos de construir por lo que es necesario proporcionar uno congruente.

En algunos casos propone el uso de varillas no comerciales para el mercado nacional, lo cual hay que corregir.

Aplica como refuerzo mínimo el definido como mínimo por flexión, dejando de lado la aplicación de la sección 10.5.2 del ACI, que da la opción de usar un menor porcentaje de acero y que estipula lo siguiente "alternativamente, el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección, debe ser por lo menos 1/3 mayor que lo requerido por el análisis".

STAAD no revisa el cortante por penetración, por lo que se debe revisar manualmente.

VL5.1. REVISIÓN POR FLEXIÓN

DATOS:

Espesor de la losa (mínimo), $h = 75$ cm

Peralte efectivo, $d = 70$ cm

Resistencia a la compresión del concreto, $f_c = 250$ kg/cm²

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y = 4200$ kg/cm²

Factor de resistencia para flexión $Fr = 0.9$

ACI sección 9-3

P mínimo por flexión $= 14 / f_y = 0.0033$

ACI sección 10-3

P mínimo por temperatura 0.0009 en cada lacho

ACI sección 7-12

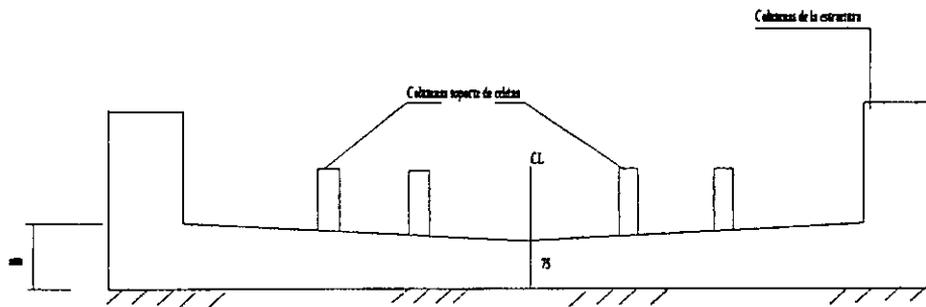


FIGURA 6.12 SECCIÓN TRANSVERSAL LOSA DE CIMENTACIÓN

Momentos máximos últimos, en lecho superior, de acuerdo a los resultados del STAAD.

25.5 ton-m en zona de la deshojadora (entre ejes 1-3, A-D)

18.6 ton-m bajo columnas de la estructura

15.2 ton-m en el resto de la losa

Momentos máximos últimos, en lecho inferior, de acuerdo a los resultados del STAAD.

26.5 ton-m en zona de la deshojadora (entre ejes 1-3, A-D)

32.8 ton-m bajo columnas de la estructura

16.0 ton-m en el resto de la losa

Cálculo del área de acero requerida para una sección de losa de 100 cm de ancho "b"

LECHO SUPERIOR

-Zona de la Deshojadora

$$M_u / Fr \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c = 2550000 / 0.9 \times 100 \times 70 \times 250 = 0.023$$

Entrando con éste valor a tabla

$$w = 0.024$$

$$p \text{ necesario} = w \cdot f_c / f_y = 0.0014 < p \text{ mínimo flexión}$$

$$\text{aplicando sección 10.5.3 } p \text{ necesario} = .0014 \times 1.33 = 0.0019 > p \text{ mínimo por temperatura}$$

$$A_s \text{ necesaria} = p \cdot b \cdot d = 13 \text{ cm}^2 / \text{metro de ancho}$$

Se proponen varillas # 5 a cada 11 cm

$$A_s = a_s \# 5 \times b / 11 = 18 \text{ cm}^2 > A_s \text{ necesaria}$$

-Bajo Columnas de la Estructura

$$M_u / Fr b d^2 f_c = 1\ 860\ 000 / 0.9 \times 100 \times 70 \times 250 = 0.017$$

Entrando con éste valor a tabla

$$w = 0.018$$

$$p_{\text{necesario}} = w f_c / f_y = 0.001 < p_{\text{mínimo flexión}}$$

$$\text{aplicando sección 10.5.3 } p_{\text{necesario}} = .001 \times 1.33 = 0.0014 > p_{\text{mínimo por temperatura}}$$

$$A_s \text{ necesaria} = p b d = 9.9 \text{ cm}^2 / \text{metro de ancho}$$

Se proponen varillas # 5 a cada 20 cm

$$A_s = a_s \#5 \times b / 20 = 9.9 \text{ cm}^2 = A_s \text{ necesaria}$$

-Para el resto de la Losa de Cimentación

$$M_u / Fr b d^2 f_c = 1\ 500\ 000 / 0.9 \times 100 \times 70 \times 250 = 0.0136$$

Entrando con éste valor a tabla

$$w = 0.0156$$

$$p_{\text{necesario}} = w f_c / f_y = 0.0007 < p_{\text{mínimo flexión}}$$

$$\text{aplicando sección 10.5.3 } p_{\text{necesario}} = .0007 \times 1.33 = 0.0009 = p_{\text{mínimo por temperatura}}$$

$$A_s \text{ necesaria} = p b d = 6.3 \text{ cm}^2 / \text{metro de ancho}$$

Se proponen varillas # 5 a cada 22 cm

$$A_s = a_s \#5 \times b / 22 = 9 \text{ cm}^2 = A_s \text{ necesaria}$$

LECHO INFERIOR

-Bajo zona de Deshojadora

como el momento de flexión es idéntico al del lecho superior, se usará el mismo refuerzo.

-Bajo Columnas de la Estructura

$$M_u / Fr b d^2 f_c = 3\ 280\ 000 / 0.9 \times 100 \times 70 \times 250 = 0.027$$

Entrando con éste valor a tabla

$$w = 0.0283$$

$$p_{\text{necesario}} = w f_c / f_y = 0.0017 < p_{\text{mínimo flexión}}$$

$$\text{aplicando sección 10.5.3 } p_{\text{necesario}} = .0017 \times 1.33 = 0.0023 > p_{\text{mínimo por temperatura}}$$

$$A_s \text{ necesaria} = p b d = 16.1 \text{ cm}^2 / \text{metro de ancho}$$

Se proponen varillas # 5 a cada 11 cm

$$A_s = a_s \#5 \times b / 11 = 18 \text{ cm}^2 = A_s \text{ necesaria}$$

-Para el resto de la Losa de Cimentación

como el momento de flexión es idéntico al del lecho superior, se usará el mismo refuerzo.

Conclusión

En ambos lechos y ambas direcciones se usará acero de refuerzo corrido, varillas # 5 a cada 22 cm, adicionalmente bajo columnas se colocarán alternados bastones de varillas # 5 a cada 22 para hacer separaciones de 11 cm. En zona de deshojadora también se colocarán bastones de forma similar.

VI.52. REVISIÓN POR CORTANTE

DATOS

Sección de columnas de estructura 80 x 140 cm

Sección de columnas soporte de celdas 40 x 50

Factor de reducción de resistencia $Fr = 0.85$ ACI sección 10.3

Fuerzas cortante máximas últimas

$V_u = 40$ toneladas para columnas de la estructura

$V_u = 38.7$ toneladas para columnas del soporte de celdas electrolyticas

Para todos los casos se considerará un espesor de losa de 75 cm y un ancho de 100 cm.

REVISIÓN COMO VIGA

Se debe cumplir con $V_u < Fr (0.53 \times f'c \times b d)$ sección 11.3

Para columnas de estructura y de soporte de celdas electrolyticas

$V_{cr} = 0.85 \times 0.53 \times 250 \times 100 \times 70 = 49861.2 \text{ kg} > V_u$ se cumple.

Se acepta el espesor de la losa y no se requiere refuerzo por cortante.

REVISIÓN EN DOS DIRECCIONES (PENETRACIÓN)

Se debe cumplir $V_u < Fr 0.27(2+4/Bc) f_c b d$ sección 11.3.6.

Pero no mayor que: $1.1(f'c \times b d)$

Bajo columnas extremas de la estructura.

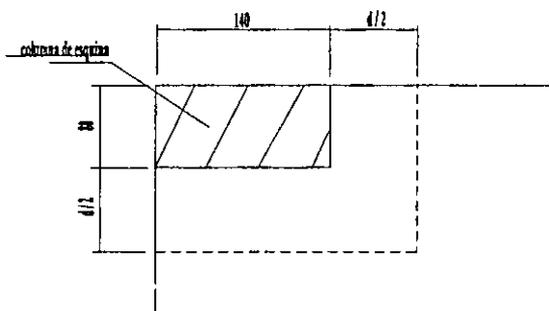


FIGURA 613

$P_u = 65.0 \text{ ton.}$

$b = (140 + 70/2) \times 2 + (80 + 70/2) \times 2 = 580 \text{ cm}$

$B_c = 140/80 = 1.75$

$V_{cr} = 0.85 \times 0.27 \times (2 + 4/1.75) \times 250 \times 580 \times 70$

$V_{cr} = 631.4 \text{ ton} > V_u$ se cumple

Se acepta espesor de losa y no se requiere refuerzo por penetración.

Bajo columnas soporte de celdas electrolíticas.

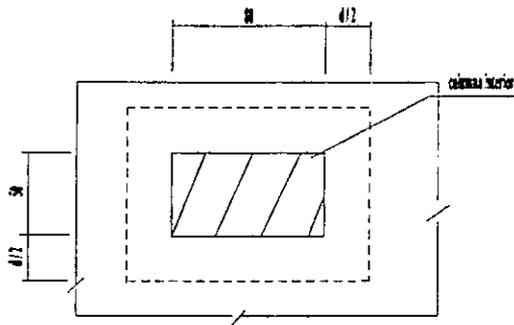


FIGURA 614

$$P_u = 68.0 \text{ ton}$$

$$b = (80 + 70) \times 2 + (50 + 70) \times 2 = 540 \text{ cm}$$

$$B_c = 80 / 50 = 1.6$$

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.27 \times (2 + 4 / 1.6) \times 250 \times 540 \times 70$$

$$V_{cr} = 975.9 \text{ ton} > V_u \text{ se cumple}$$

Se acepta espesor de losa y no se requiere refuerzo por penetración.

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El buen desarrollo de un Proyecto Industrial, para el Ingeniero Civil, Estructurista, depende de muchos factores sin embargo hay algunos que son significativamente más importantes que otros, es por eso que como conclusión quisiera dejar bien identificados a esos factores de gran importancia y las razones que los hacen importantes.

Por otro lado los comentarios y experiencias aquí vertidos emanan de mi experiencia personal durante el desarrollo de diferentes proyectos en los que he participado, sin que esto quiera decir que en todo México y el mundo se den las mismas fallas, faltas u omisiones y mucho menos que todos los Ingenieros de cualquier disciplina incurran comúnmente en ellos.

Resumiendo podemos decir que las actividades, en general, que componen un Proyecto Industrial son:

- a) Identificación del proyecto potencial
- b) Elaboración de la oferta
- c) Estimado de costos
- d) Planeación
- e) Desarrollo del proyecto
- f) Supervisión de obra o Apoyo a Construcción

En cuanto a la **Identificación de Proyectos Potenciales** se puede decir que lamentablemente la participación del Ingeniero Civil en ésta actividad es poca o nula, quizá debido a su formación netamente técnica, dejando que Ingenieros de otras áreas se apropien de éstas actividades de carácter Administrativo-Directivo, dejando al Ingeniero Civil el papel de Técnico-dependiente. Es por eso que decidimos adicionar el capítulo I, "Actividades previas al desarrollo de un Proyecto" para que se vea que no es tan difícil realizar las actividades administrativas y de dirección, la capacidad se tiene sólo falta decidirse a incursionar.

Para la **Elaboración de la Oferta** el Ingeniero Civil participa activamente dando servicio a las demás disciplinas involucradas prediseñando las estructuras, cimentaciones y servicios que le son requeridos como se vio en el capítulo 1.8.2. En ésta etapa nos encontramos con problemas comunes y repetitivos como son, la falta de información e inclusive el mismo requerimiento por parte de la disciplina que lo necesita, también normalmente se carece de información del sitio, códigos y reglamentos a usar y del estudio de Mecánica de suelos.

La fecha de entrega de la oferta no cambia y es por eso que el Ingeniero Civil hace acopio de todos sus conocimientos, experiencia y sentido común para dar solución a problemas inherentes totalmente a otras disciplinas, terminando a tiempo sus prediseños y cuantificaciones de materiales.

Las recomendaciones para estos problemas son, primeramente exigir que las disciplinas proporcionen la información clara, adecuada, completa y en tiempo, al civil. Otra es que a través de la experiencia tanto el Ingeniero civil como la empresa, formen un banco de datos con las diferentes ofertas que sean realizadas, que las experiencias propias y de los compañeros no se pierdan sino que se compartan.

Para el **Estimado de Costos** el Ingeniero Civil-Estructural sólo entrega sus volúmenes de materiales estimados, tiempos de ejecución, personal requerido (estimado de horas-hombre), algunos subcontratos que se pudieran requerir como: suministro y colocación de rejilla o de algún equipo especial como una torre de enfriamiento. Y también entrega una lista de exclusiones y requerimientos.

La Planeación, es una actividad que hasta la fecha no se ha podido abordar con seriedad, en la Industria es una actividad que se desarrolla con gran inconciencia, pareciendo ser que lo único que los Gerentes buscan es cumplir con el requisito en principio, sabiendo que en cualquier momento y normalmente a petición del dueño de la empresa (construcción), se acortan los tiempos del diseño y construcción sin importarles que los Ingenieros que desarrollan el proyecto hayan realizado sus programas de entrega y peor aún sin preocuparse si existe o no la información suficiente (normalmente no se tiene).

Para ser más claros, en un Proyecto Industrial, normalmente para un buen porcentaje de estructuras o equipos, se diseña con información preliminar o supuesta y en particular el Ingeniero Civil, que es quien da servicio a todas las disciplinas y por tanto necesita que le sea proporcionada información a tiempo, es presionado y obligado por el gerente del proyecto a proponer y suponer cargas y dimensiones para diseño, con tal de entregar información para construcción con el único objetivo de entregar lo más pronto posible la obra y que la empresa obtenga rápidas y jugosas ganancias, previo convenio con el cliente, que por su parte le conviene operar su planta lo más pronto posible. Todo lo anterior en detrimento de la calidad de los servicios de Ingeniería, ¿cómo concebir que la disciplina que da servicio a otra, termine el diseño digamos de una cimentación de un equipo, antes de que la disciplina que diseña dicho equipo aún no lo trabaja?.

Quizá el problema se deba a que en un Proyecto Industrial, participe muchísima gente o quizá a que la información que se maneja es inmensa o tal vez a que los proveedores de los equipos son muy informales.

Puede haber muchos “peros” lo cierto es que éste tipo de cambios a los programas de diseño y obra han ocasionado grandes errores, pérdidas humanas y dinero.

La recomendación desde mi punto de vista es hacer verdaderas Planeaciones, que sean alcanzables, concientes de que si se estiman fechas de entregas de información o de diseños se cumplan, los programas se deberán realizar con total honestidad sin tratar de ahorcar o perjudicar a nadie. Esta recomendación no es un sueño, quiero manifestar que tuvimos la oportunidad en tres proyectos distintos con personal de Japón, India y Estados Unidos y comprobé que ellos si le dan gran importancia a la Planeación.

Dentro del **Desarrollo del Proyecto**, existen problemas similares a los comentados anteriormente, siendo los más importantes el de la planeación y la falta de información, de los cuales ya se ha hablado.

Dentro de la parte técnica las recomendaciones que podemos proponer, entre otras muchas son:

Antes de iniciar cualquier diseño, definir los parámetros, códigos, reglamentos, materiales ha ser utilizados para el diseño, para evitar re trabajos.

Leer y aplicar correctamente las recomendaciones de Estudio de Mecánica de suelos, los códigos, reglamentos y programas de diseño.

Aplicar siempre los conocimientos adquiridos en la escuela y en la práctica, el criterio y el sentido común, sobre todo cuando se están usando paquetes de computación para el análisis y diseño. No basta capturar los datos, corre el archivo y obtener resultados, en la práctica he notado que constantemente encontramos errores en el diseño por confiarlo todo a la máquina. Debemos revisar y en algunos casos cuestionar la captura y los resultados.

Cuidar que lo que se idealizó en el modelo para el análisis se refleje en planos tal cual.

Cuidar elaborar planos claros, con información completa, adicionando todas las notas pertinentes para que sean bien interpretados por el constructor y no tengan que volver a diseño para aclarar o corregir.

Supervisión de Obra o Apoyo a Construcción, al finalizar el proyecto con la entrega de el libro de proyecto, las memorias técnicas, los planos en original y en archivo electrónico, en muchas ocasiones se compromete el servicio de apoyo a construcción, el cual consiste en trasladarse a la obra con el objetivo de dar solución inmediata a los problemas que se presenten, generados por errores de diseño, cambios de último momento, claridad en el dibujo, nuevos requerimientos no contemplados, entre otros. Para el desarrollo de ésta actividad normalmente se recomienda que se envíe a un Ingeniero de probada capacidad, mucha experiencia, amplio criterio ingenieril y con capacidad de tomar decisiones urgentes ya que los problemas por resolver pueden ir desde los más simples hasta los muy complejos, en el menor tiempo posible.

Como nota final diremos que el desarrollo de la Ingeniería Civil dentro de la Industria es muy difícil, pesado pero muy gratificante. La persona que se incline por ésta área deberá estar ampliamente preparada ya que en la actualidad el desarrollo de la tecnología sobre todo a través de la computación, ha dado a la Ingeniería la herramientas con la que desarrolla su trabajo en forma más rápida, dejándole tiempo al Ingeniero para que incursione en otros campos como el del dibujo o la administración.

Por todo lo anteriormente expuesto es claro que actualmente el Ingeniero Civil no debe conformarse con tener los conocimientos adquiridos en la escuela sino que ahora es necesario que tenga conocimientos adicionales en idiomas o en paquetería de análisis, diseño y dibujo.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Institute of Steel Construction
Manual of Steel Construction, AISC 9a. edition
2. Uniform Building Code
UBC 1994
3. Instituto Mexicano de la Construcción del Acero
Manual de Construcción del Acero, IMCA
4. Whiting Crane Handbook
5. Bowles Joseph E.
Diseño de Acero Estructural
6. Blodgett
Manual de la Industria del Acero
7. Roberto Meli Piralla
Diseño estructural
8. American Welding Society
Diseño de Soldadura
9. Research Engineers Inc.
STAAD III, para Windows, Manual de referencia
10. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto
Reglamento de las Construcciones de concreto Reforzado ACI-318-89
11. . Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto
Diseño de estructuras de concreto conforme al ACI-318-89, Tomo I
12. . Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto
Diseño de estructuras de concreto conforme al ACI-318-89, Tomo II
13. . Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto
Diseño de estructuras de concreto conforme al ACI-318-89, Tomo III
14. O. M. González C. F. Robles
Aspectos fundamentales del concreto reforzado.
15. Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Mecánica de Suelos, Tomo I
16. Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Mecánica de Suelos, Tomo II
17. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson
Ingeniería de Cimentaciones
18. Carlos Magdaleno, Rafael Rojas
Cimentaciones Superficiales
19. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles
Acciones, capítulo C. 1. 2
20. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles
Diseño por Sismo capítulo C. 1. 3
21. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles
Diseño por Viento, capítulo C. 1. 4

22. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles
Análisis de estructuras, capítulo C. 2.1
23. Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles
Diseño Estructural de Cimentaciones, capítulo C. 2.2
24. Departamento del Distrito Federal
Requisitos de Seguridad y servicio para las Estructuras
Titulo IV del reglamento de las Construcciones para el D. F.
25. Departamento del Distrito Federal
Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto.
26. Departamento del Distrito Federal
Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones.

ANEXO I

- a) MODELO, GRÁFICOS
- b) RESULTADOS, GRÁFICOS
- c) REPORTE DE MECÁNICA DE SUELOS

a) MODELO, GRAFICOS

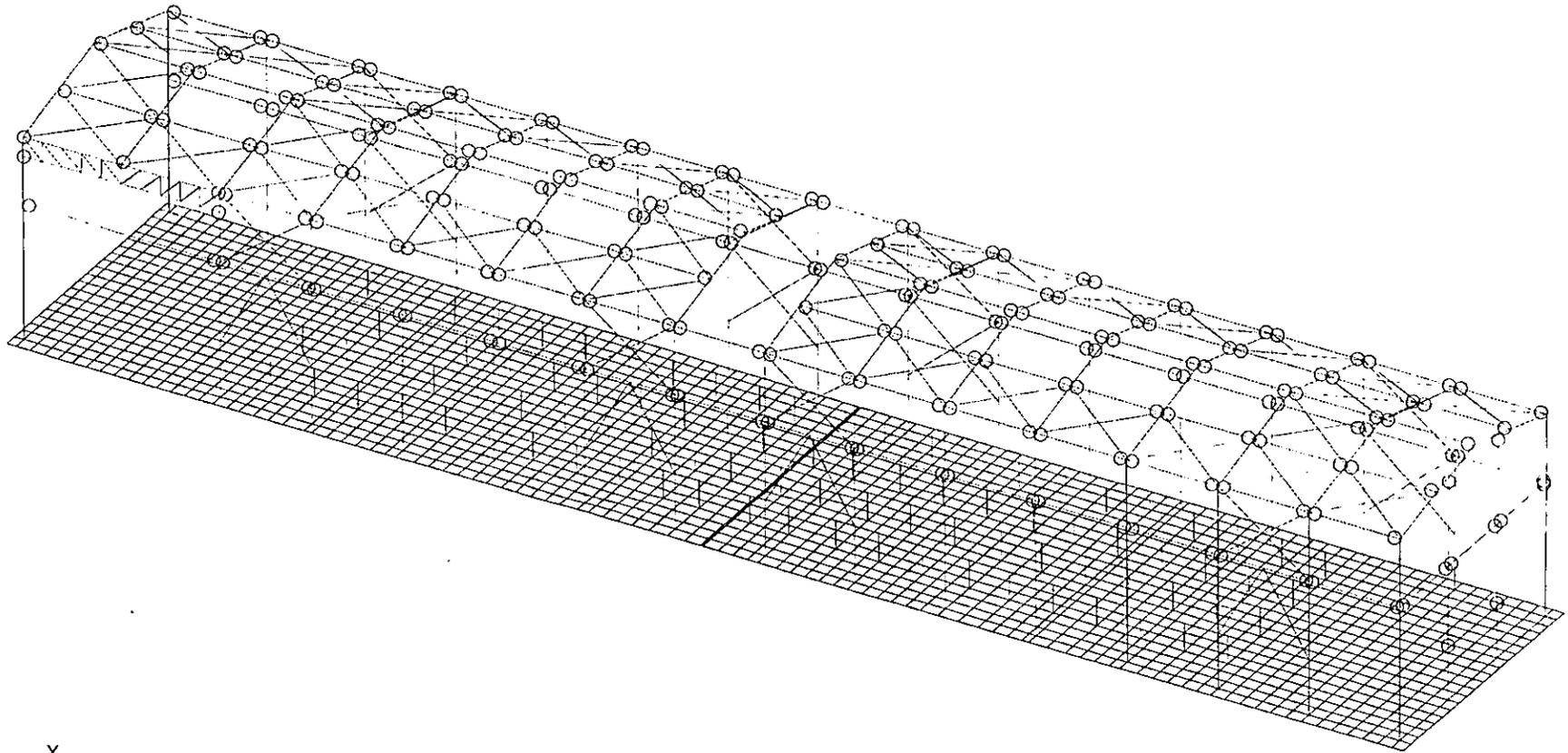


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No	TESIS	Sheet No	1	Rev	
Part	DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL				
Ref	FIGURA 5.41 ISOMETRICO				
By	L. MEZA	Date	01-JUN-01	Chd	M.A. R. V
File	CCELDASU.std	Date/Time	13-Aug-2001 19:58		





Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

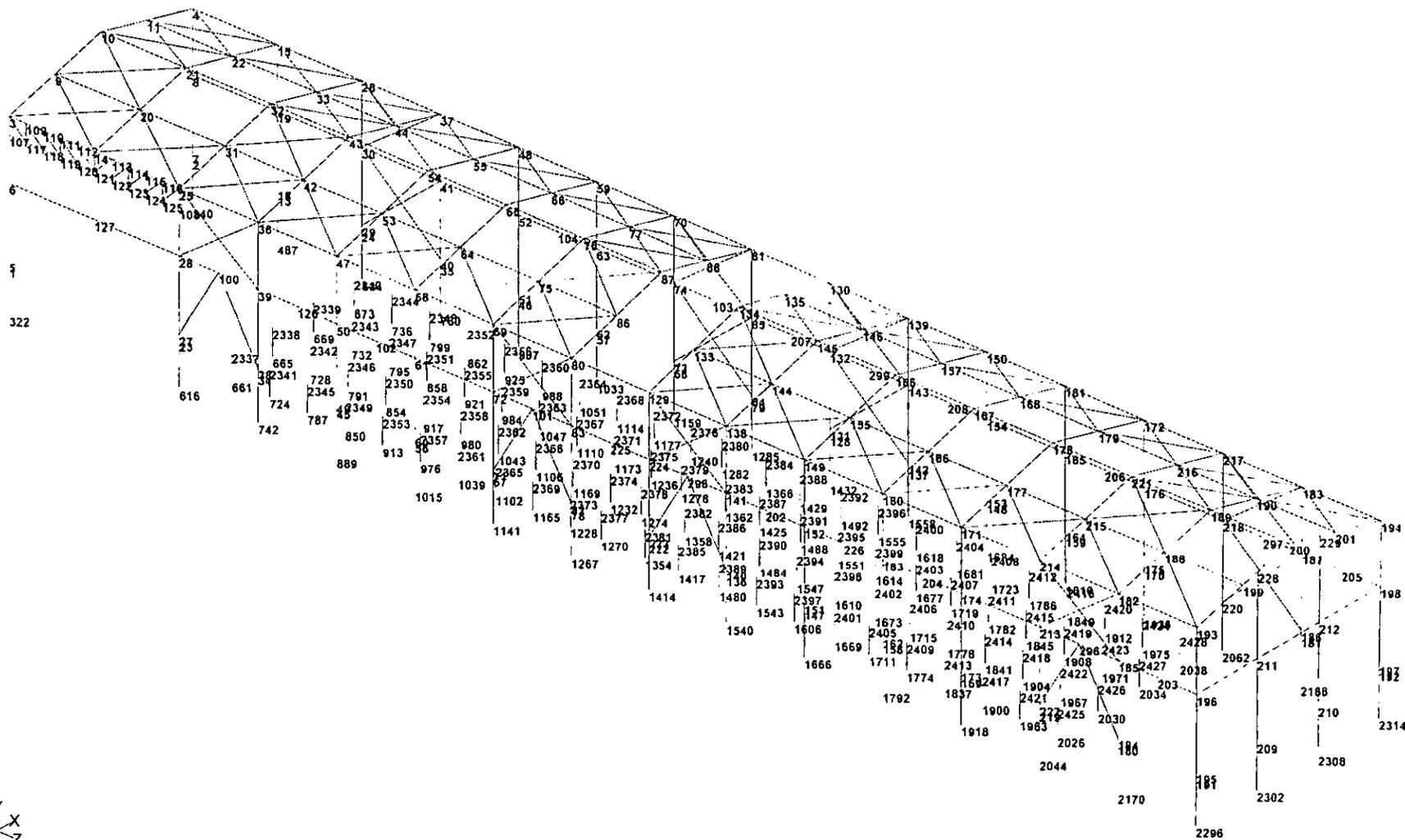
Job No TESIS Sheet No 1 Rev

Part DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL

Ref FIGURA 5.42 NUMERACIÓN DE NUDOS

By L. MEZA Date 01-JUN-01 Chd M.A. R. V

File CCELDASU.std Date/Time 13-Aug-2001 19:58



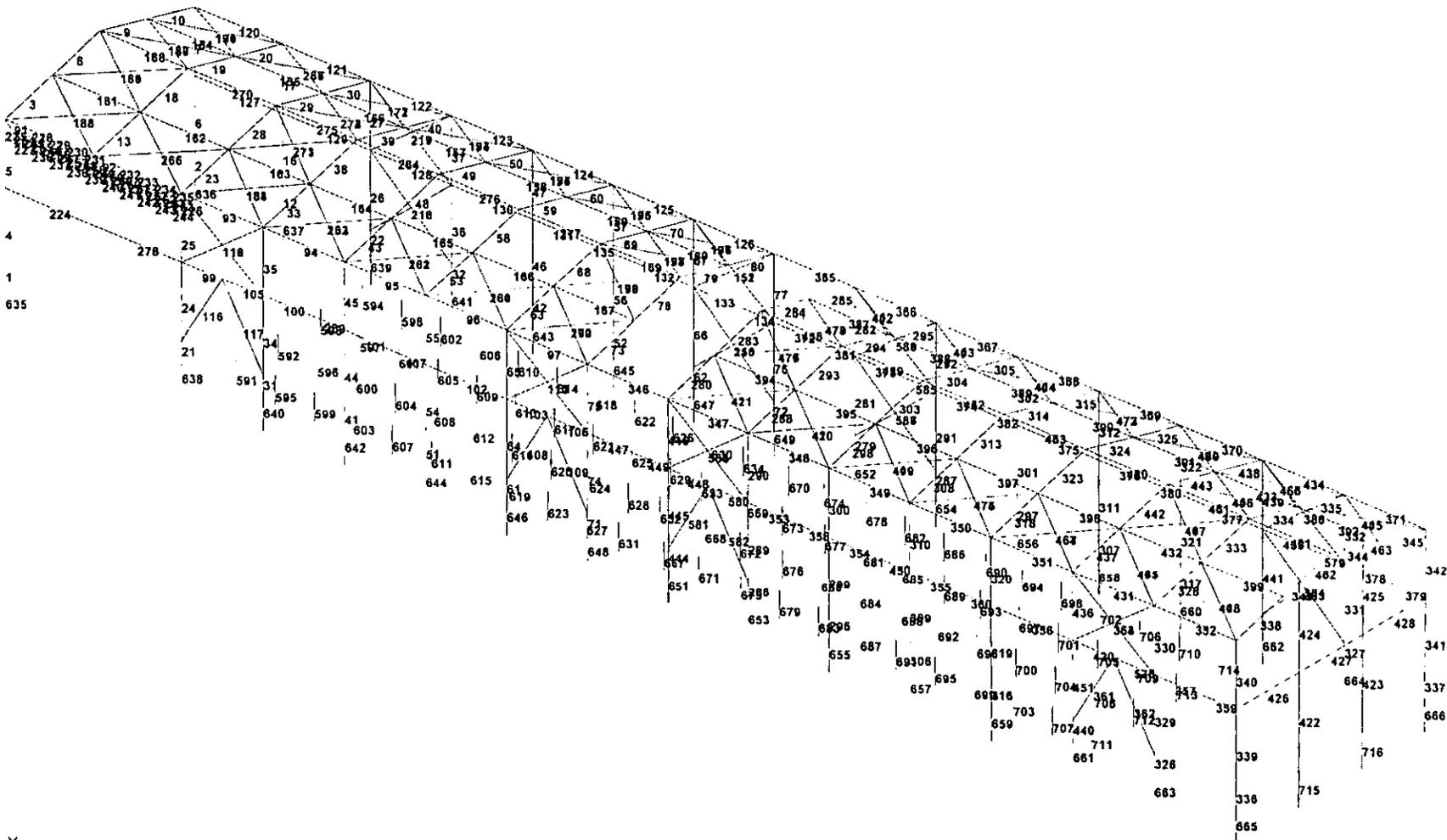


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLÍTICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No	TESIS	Sheet No	1	Rev	
Part	DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL				
Ref	FIGURA 5.43 NUMERACIÓN DE MIEMBROS				
By	L. MEZA	Date	01-JUN-01	Chd	M.A. R. V
File	CCELDASU.std	Date/Time	13-Aug-2001 19:58		



Y
X
Z

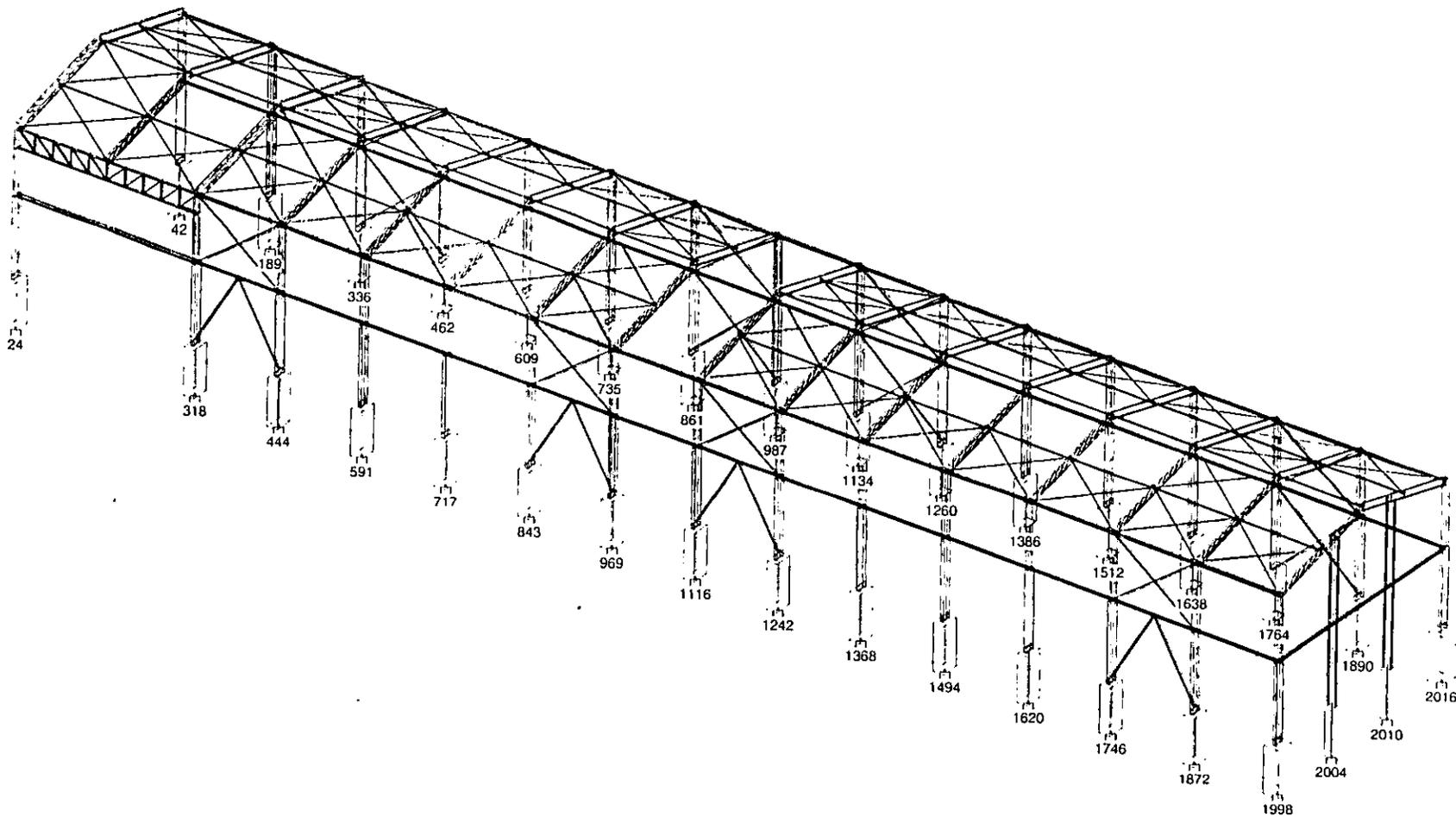


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CÉLDAS ELECTROLÍTICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No	TESIS	Sheet No	1	Rev	
Part: DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL					
Title: FIGURA 5.44 ORIENTACION DE PERFILES					
By	L. MEZA	Date	01-JUN-01	City	M.A. TLV
File	CELDA1.sld	Date/Time	22 Aug 2001 1		



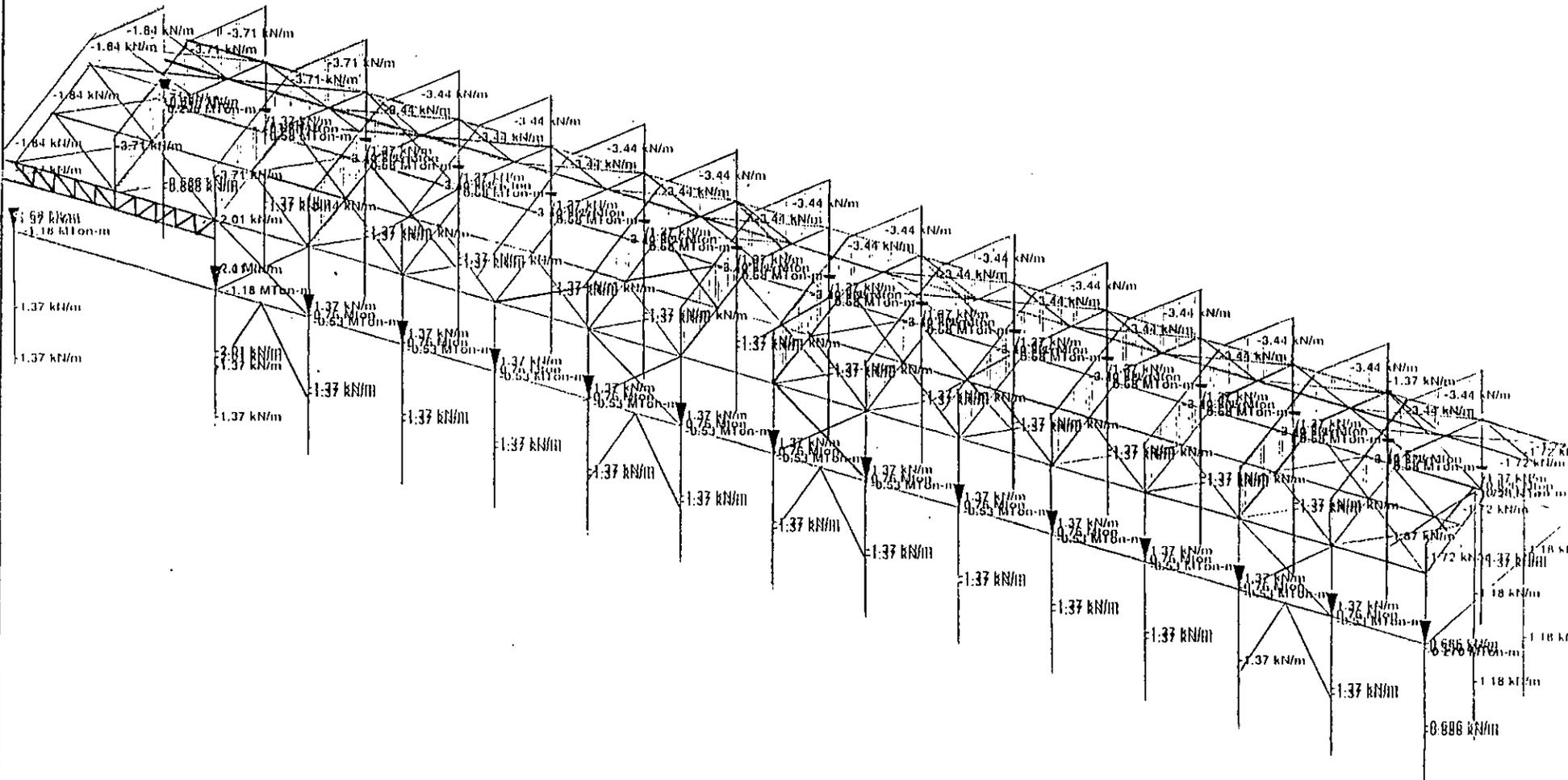


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No	Series No	1
Tesis		
DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL		
FIGURA 5.45 CARGA MUERTA		
By	Date	1 JUN 01
L MEZA	Chf	M A LL
CELDA1.sld	Date	22 Aug 2001



Y
X
Z

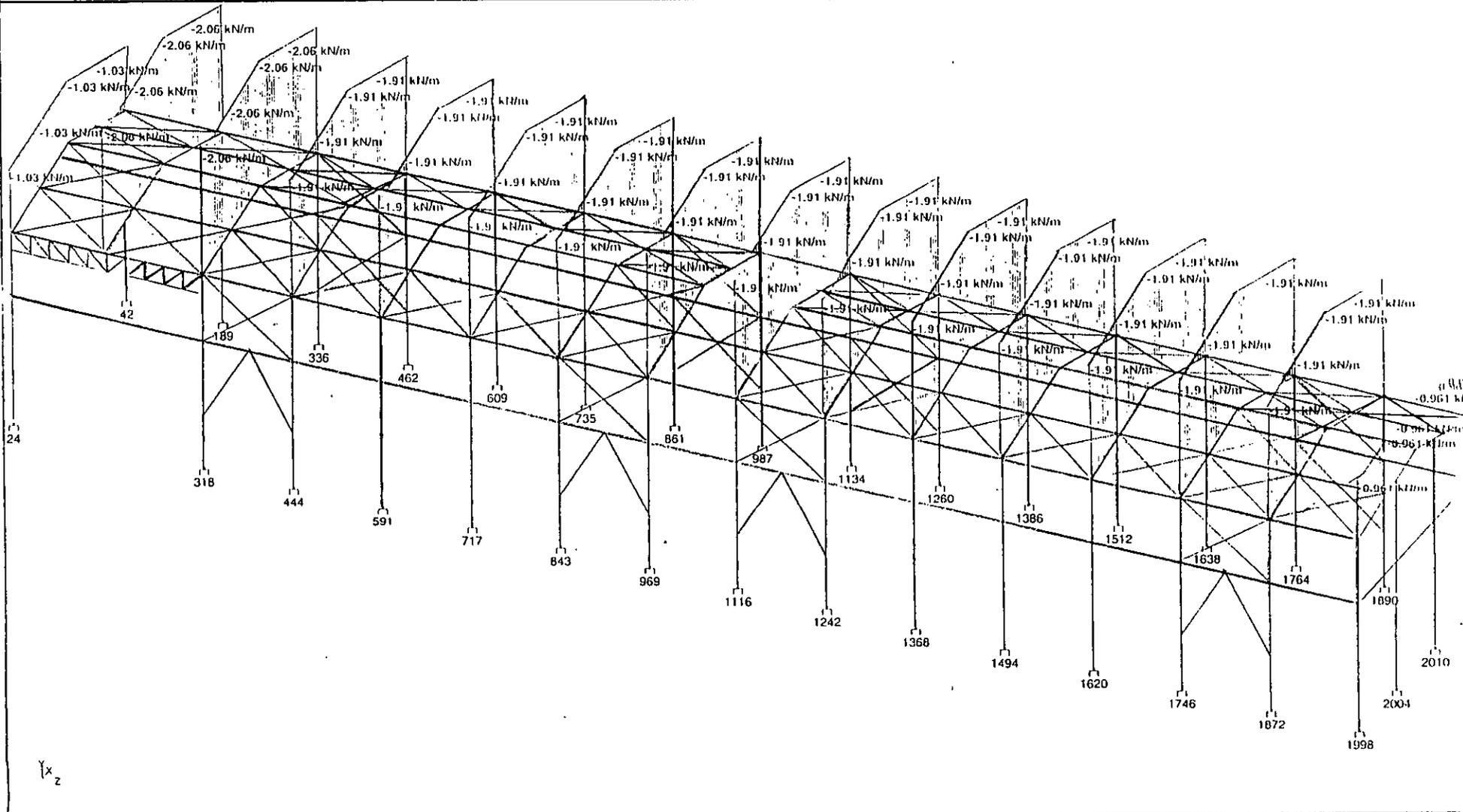


Software licensed to ICA FLORES DANIEL S DE RL DE CV

Job Title: EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client: MEXICANA DEL COBRE

Aut No	1	Draw No	1
Tesis			
Proyecto: DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL			
Figura: FIGURA 5.45-A CARGA VIVA EN CUBIERTA			
By	L. MEZA	Date	01 JUN 01
File	CELDA1.sld	Date-Time	22 Aug 2001



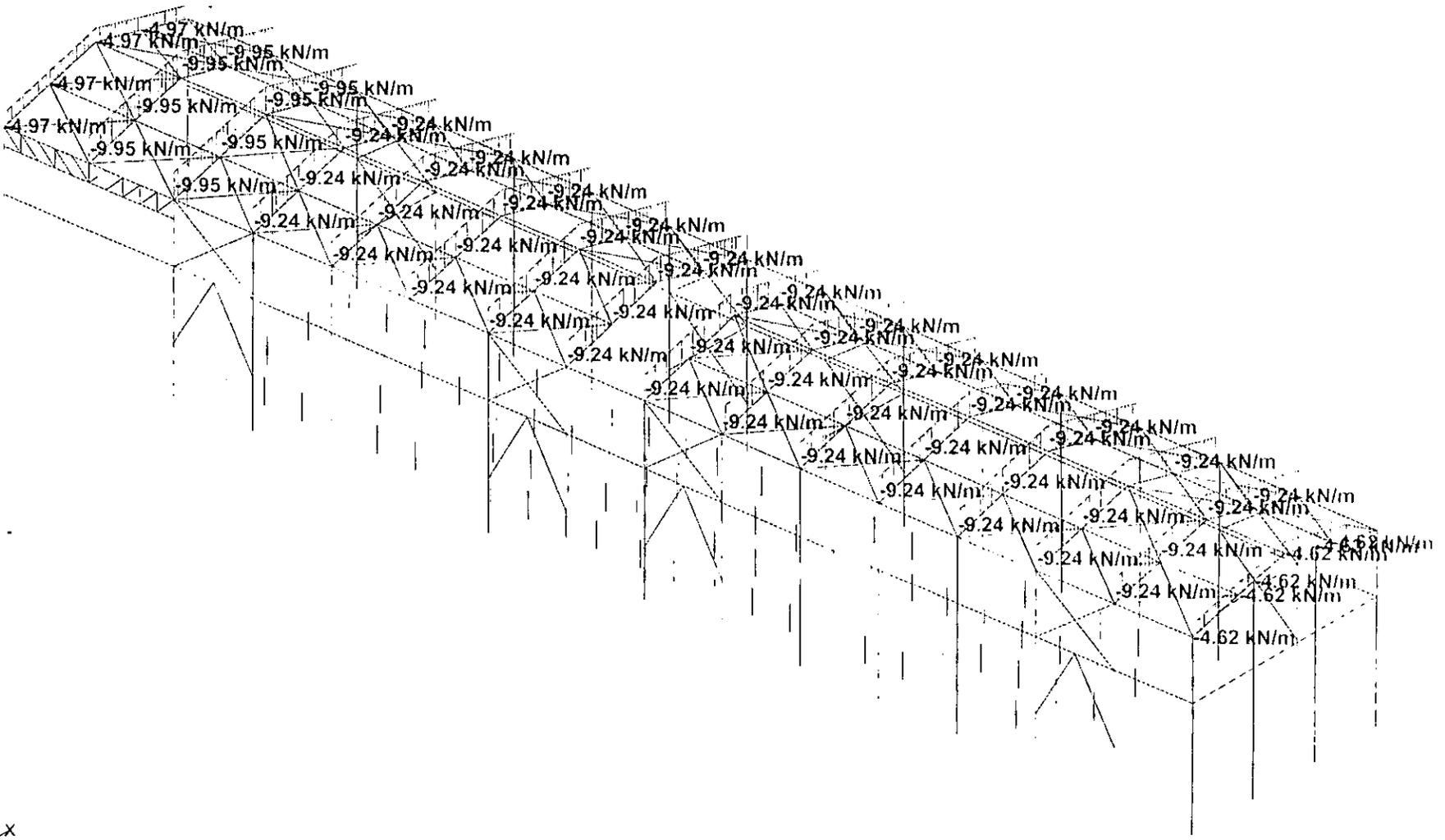


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No	TESIS	Sheet No	1	Rev	
Part	DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL				
Ref	FIGURA 5.45B CARGA DE NIEVE EN CUBIERTA				
By	L. MEZA	Date	01-JUN-01	Chd	M.A. R. V
File	CCELDASU.std		Date/Time	13-Aug-2001 19:58	



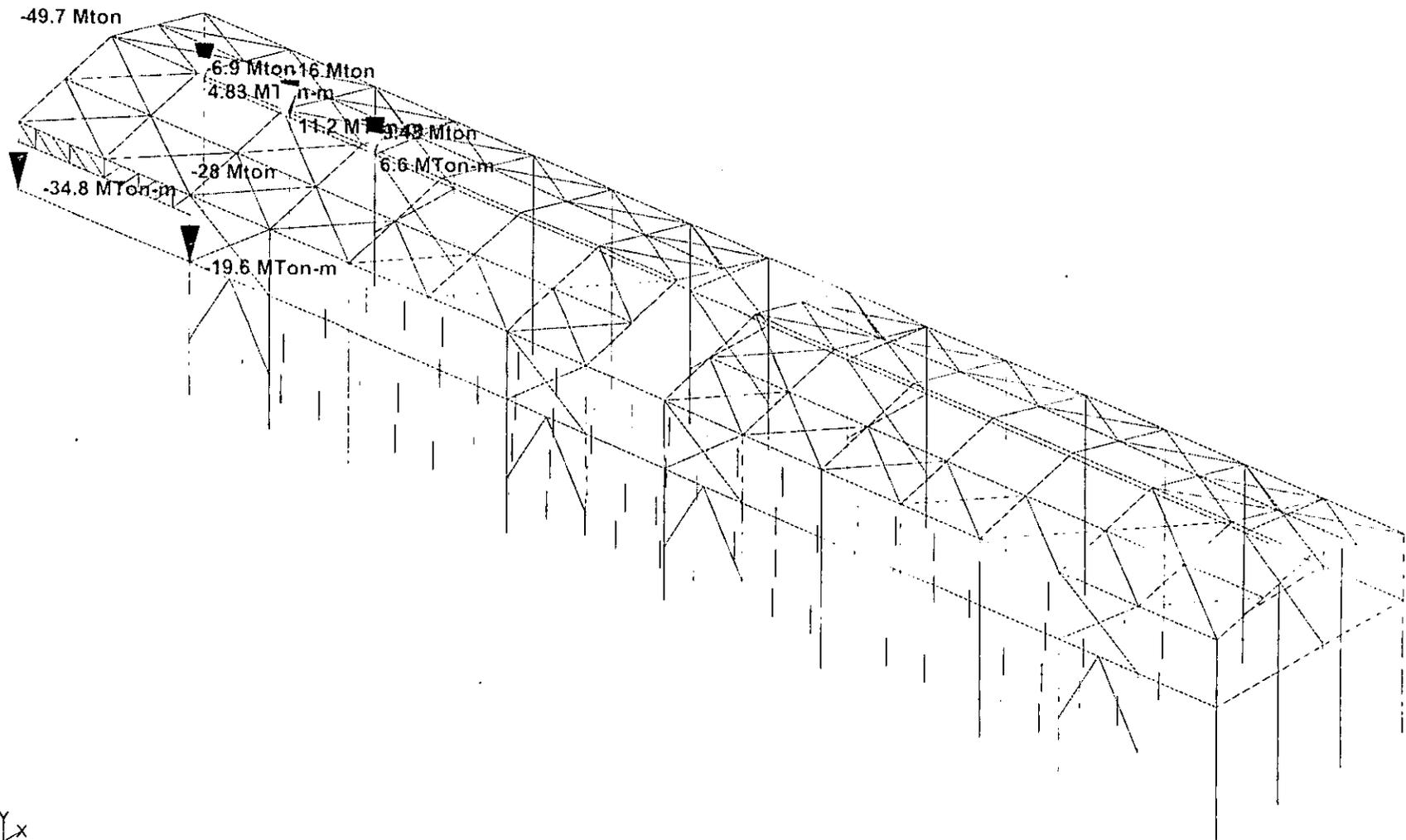


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client MEXICANA DEL COBRE

Job No TESIS	Sheet No 1	Rev
Part DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL		
Ref FIGURA 5.46 CARGA DE GRUAS		
By L. MEZA	Date 01-JUN-01	Chd M.A. R. V
File CCELDASU.std	Date/Time 13-Aug-2001 19:58	



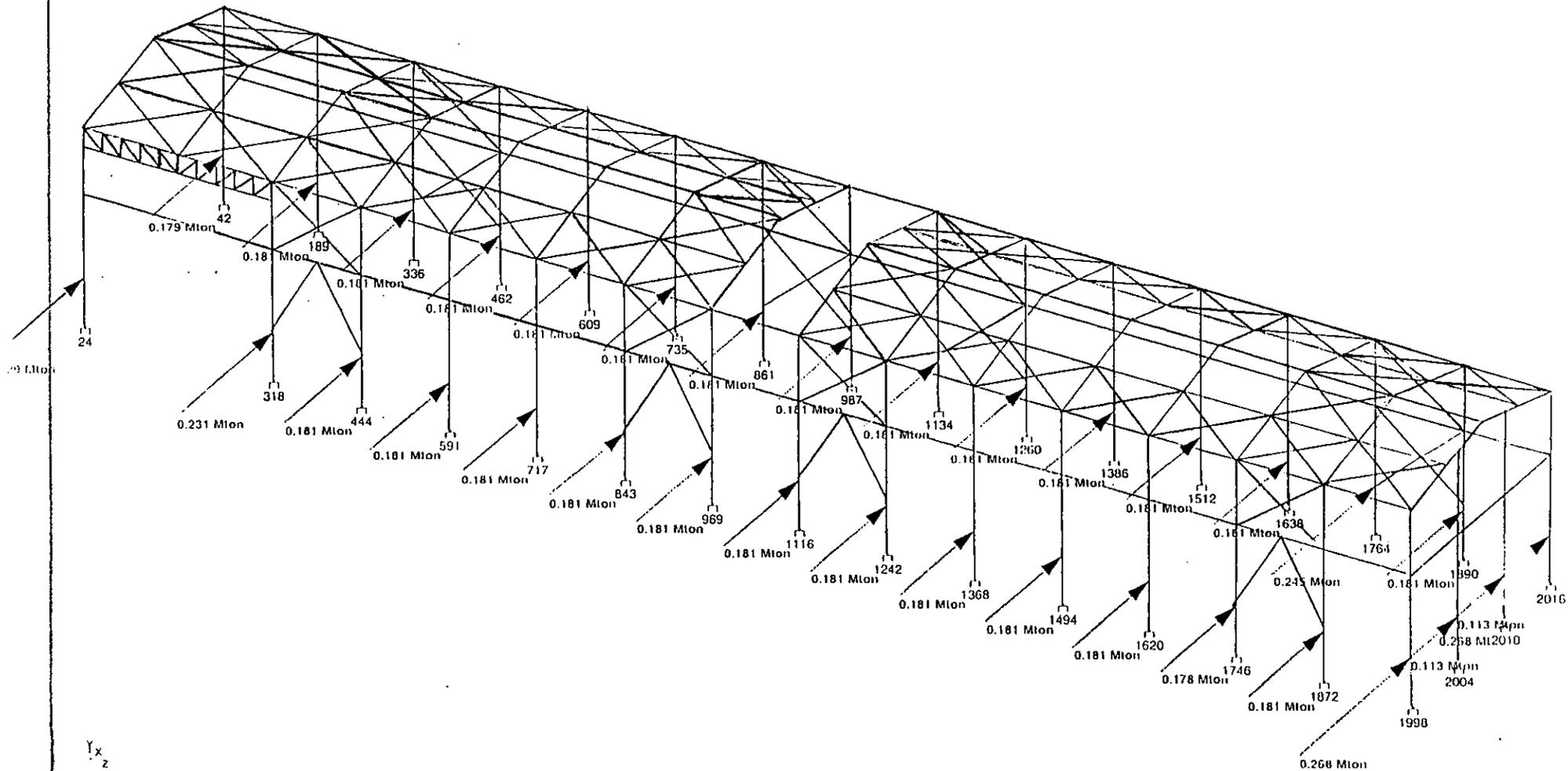


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job Title: EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client: MEXICANA DEL COBRE

Job No	TESIS	Sheet No	1
Part: DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL			
Title: FIGURA 5-47 SISMO EN DIRECCION X-X			
By	L. MEZA	Date	01-JUN-01
Scale		Time	M.A. H.
Code	CELDA1.sld	Version	22 Aug 2001



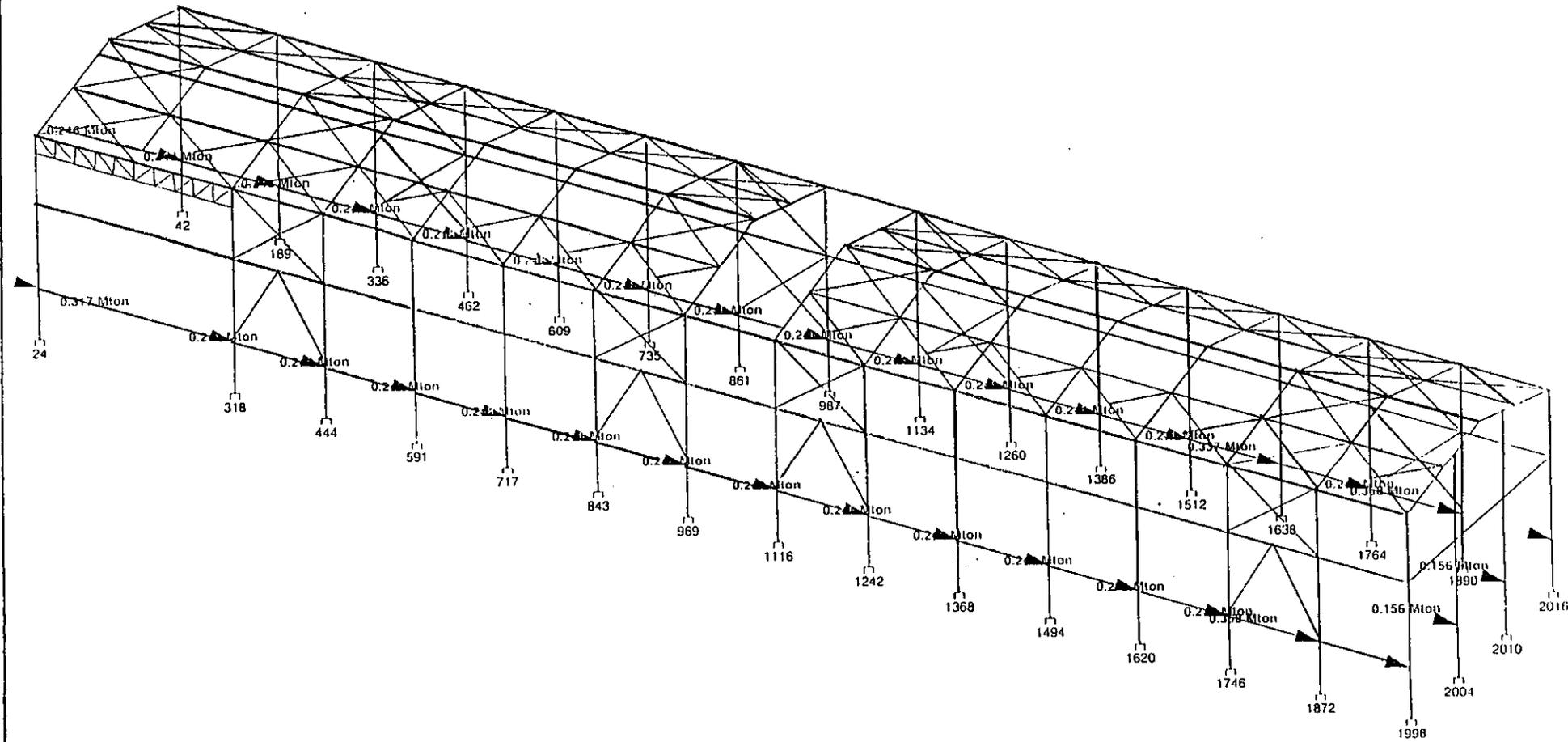


Software licensed to ICA FLUOR DANIEL S DE RL DE CV

Job No: EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client: MEXICANA DEL COBRE

Sheet No	1	Drawn	
P# DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL			
FIGURA 5 47-A SISMO EN DIRECCION Z Z			
Dr	L. MEZA	Check	M. A. H. V.
File	CEL0A1.std	Print Date	22 Aug 2001



X₂

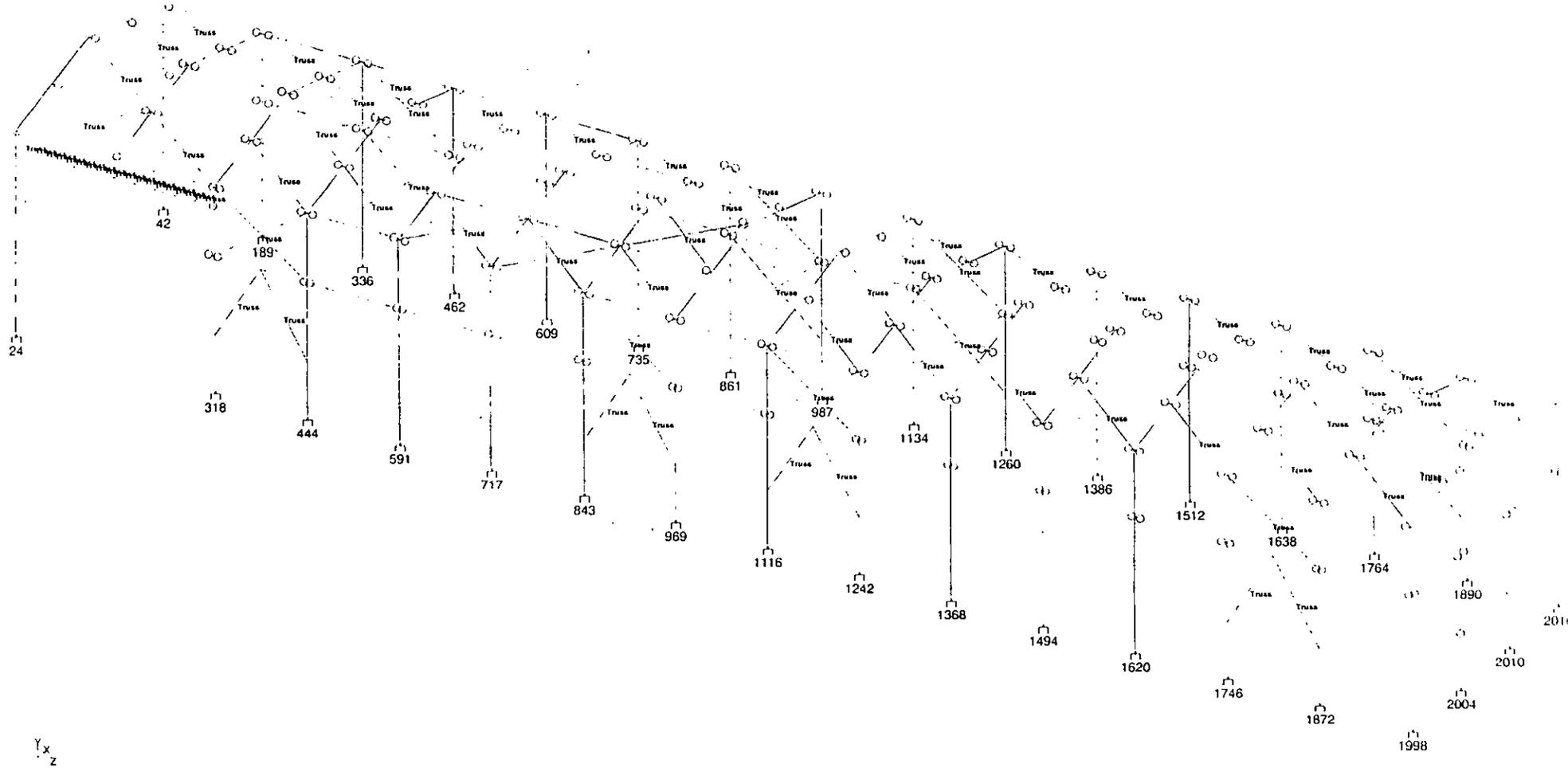


Software licensed to ICA FLOJER DANIEL S DE RL DE CV

Job Title: EDIFICIO CASA DE CELDAS ELECTROLITICAS

Client: MEXICANA DEL COBRE

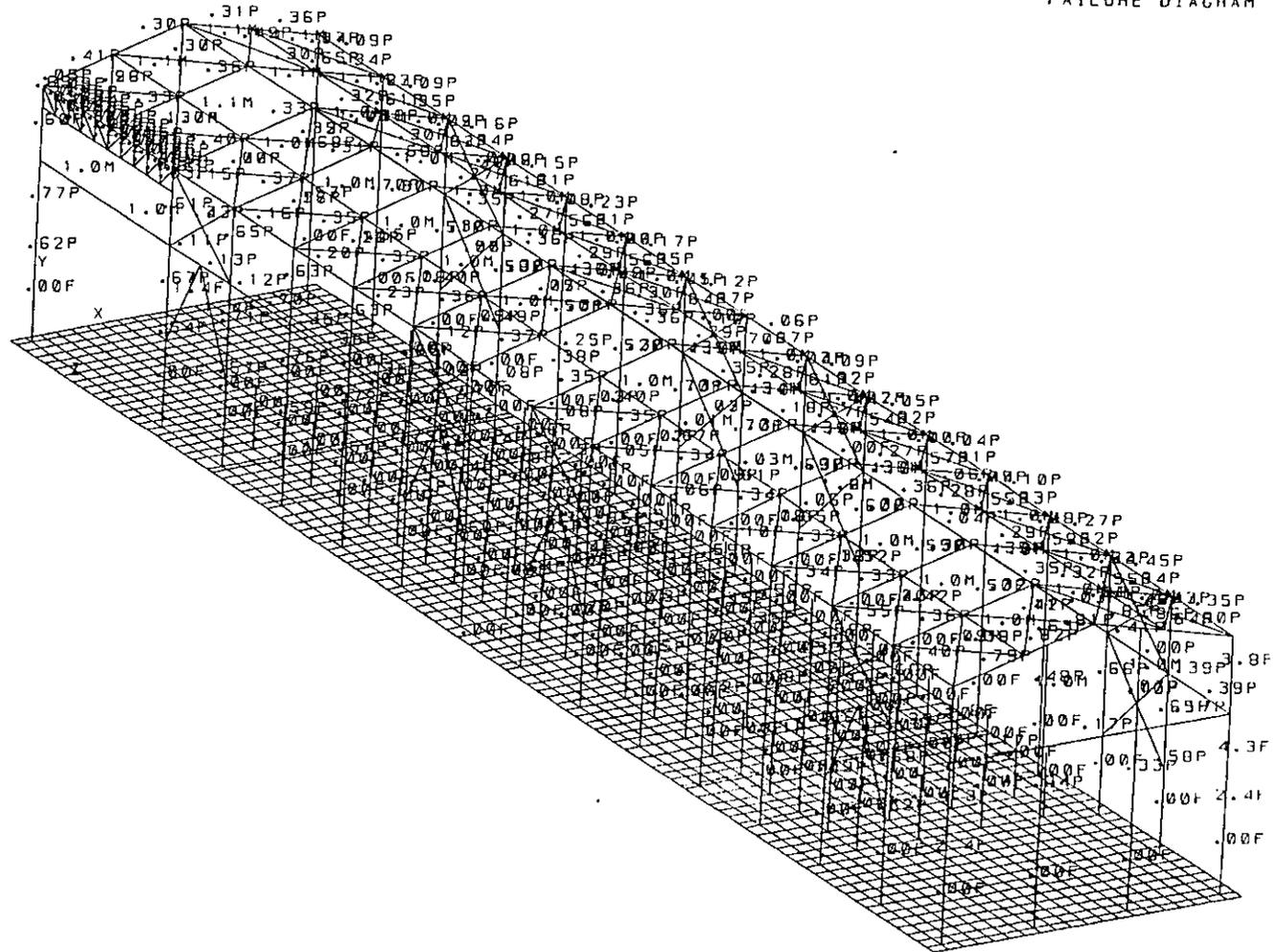
Job No	Sheet No	Rev
TESIS	1	
PAR DESARROLLO DE UN PROYECTO INDUSTRIAL		
Fig: FIGURA 5-48 RELAJACIONES Y ELEM ARMADUR		
By: L. MEZA	Date: 01-JUN-01	Chd: M. A. H. Z.
File: CELDA1.sld	DrawTitle: 22 Armadura 1.1.1	



b) RESULTADOS, GRÁFICOS

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
 NJ = 2348
 NM = 558
 NE = 1900
 NS = 0
 NRJ = 2037
 NL = 135
 XMAX = 19.9
 YMAX = 18.1
 ZMAX = 100.0



J=2348,M=558,E=1900

UNIT MET MTO

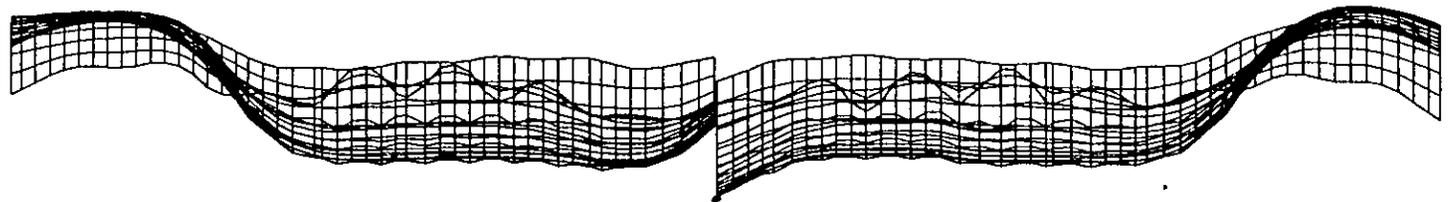
ST A A D P O S T - P L O T (REV: 23.0)

DATE: JAN 25, 2000

TITLE: CT2001E

STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
NJ = 2346
NM = 558
NE = 1900
NS = 0
NRJ= 2037
NL = 135
XMAX= 19.9
YMAX= 16.7
ZMAX= 100.0



Max Displ= 0.026
J=2346,M=558,E=1900

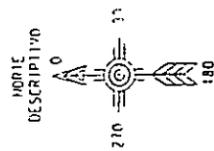
UNIT MET MTO

S T A A D P O S T - P L O T (REV: 23.0)

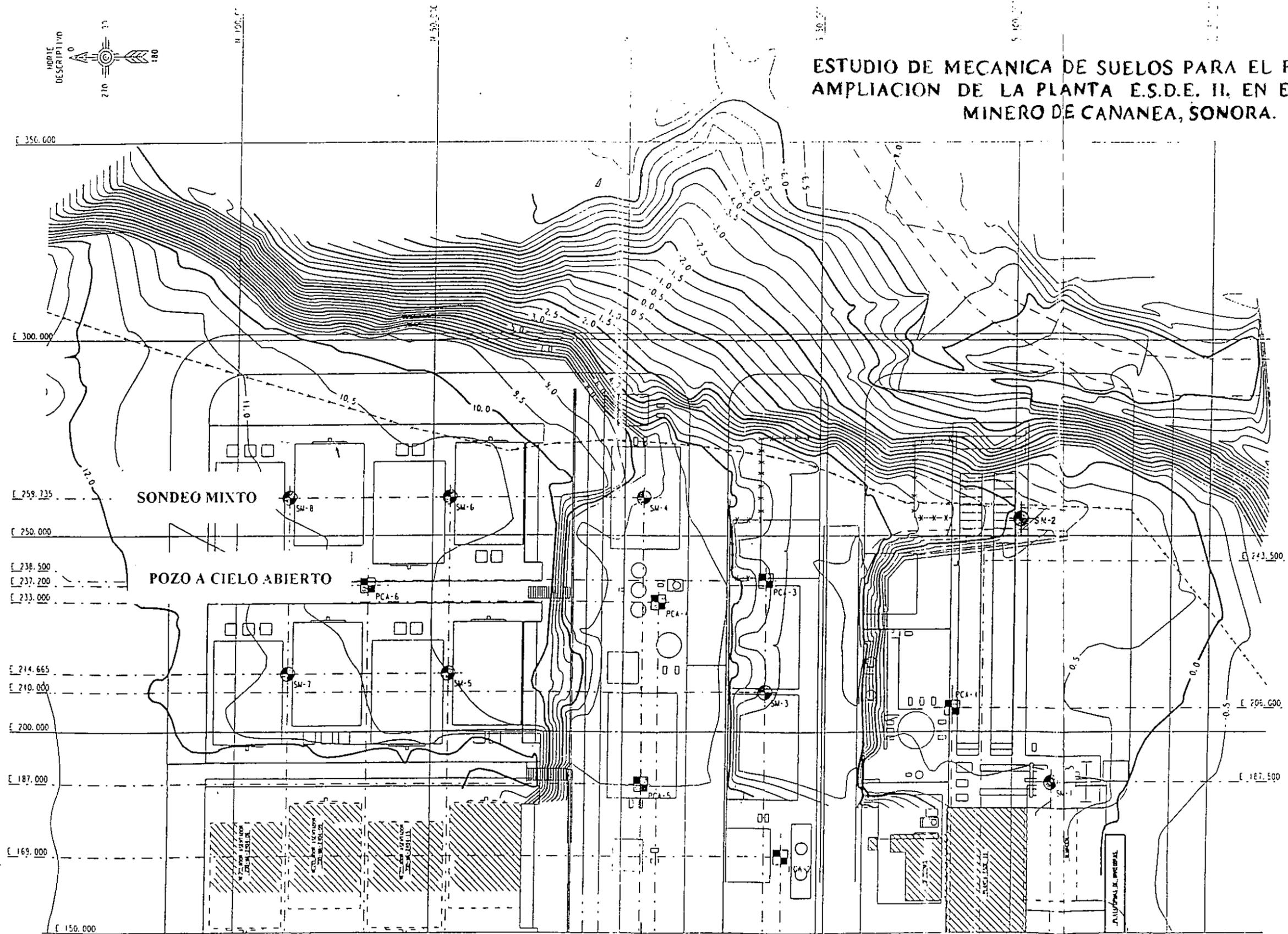
DATE: MAR 9, 2000

TITLE: CT200E7C

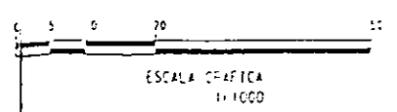
c) REPORTE DE MECÁNICA DE SUELOS



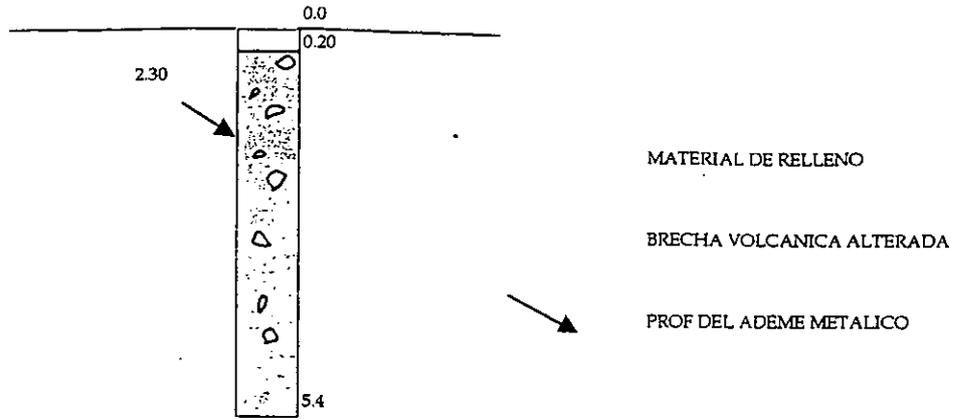
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL PROYECTO DE AMPLIACION DE LA PLANTA E.S.D.E. II. EN EL COMPLEJO MINERO DE CANANEA, SONORA.



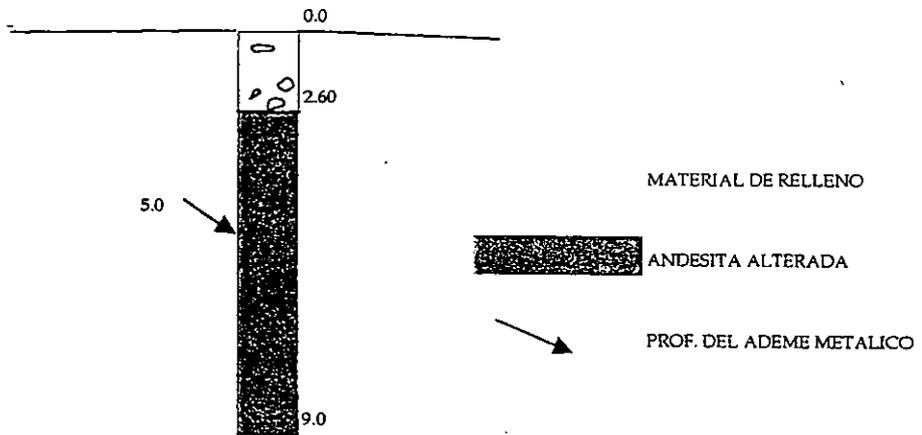
LOCALIZACION DE EXPLORACIONES



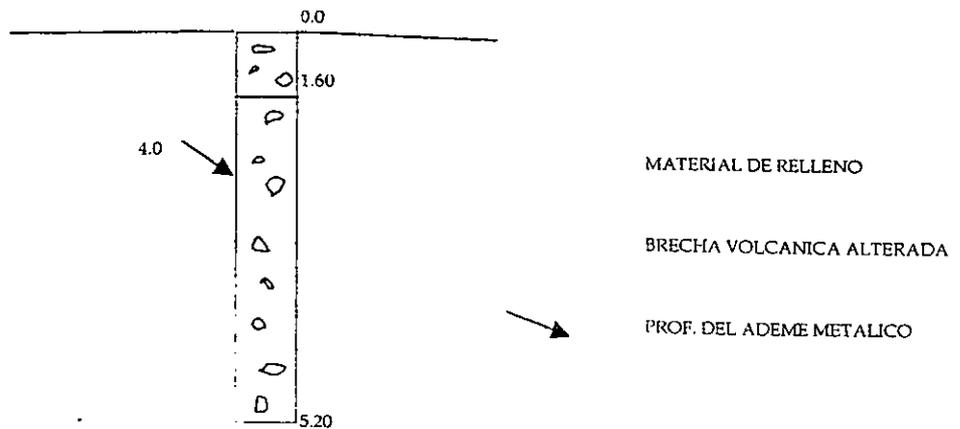
EXPLORACION SM-I (v)



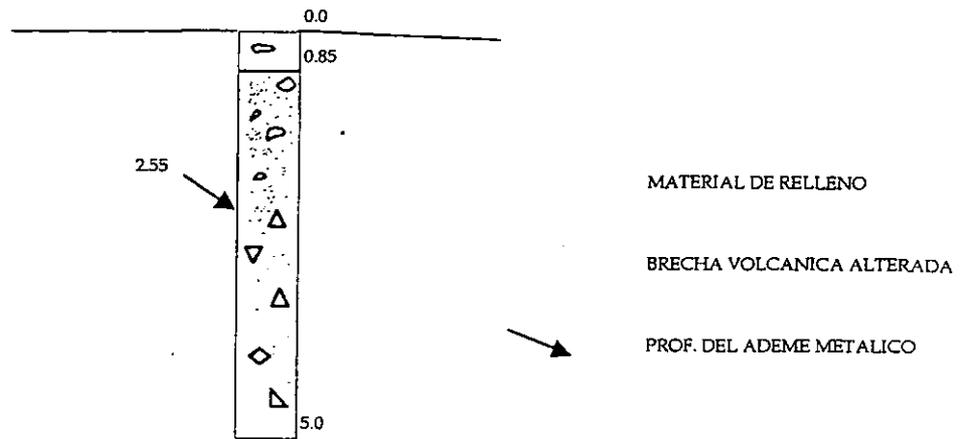
EXPLORACION SM-II (v)



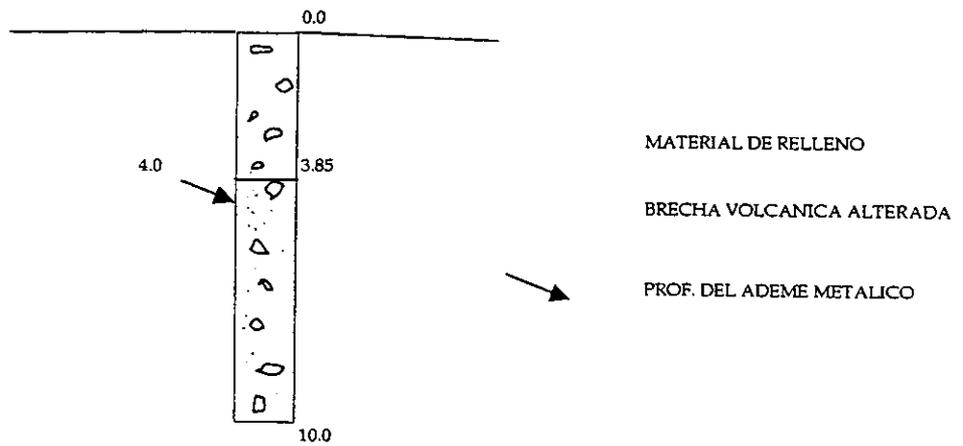
EXPLORACION SM-III (v)



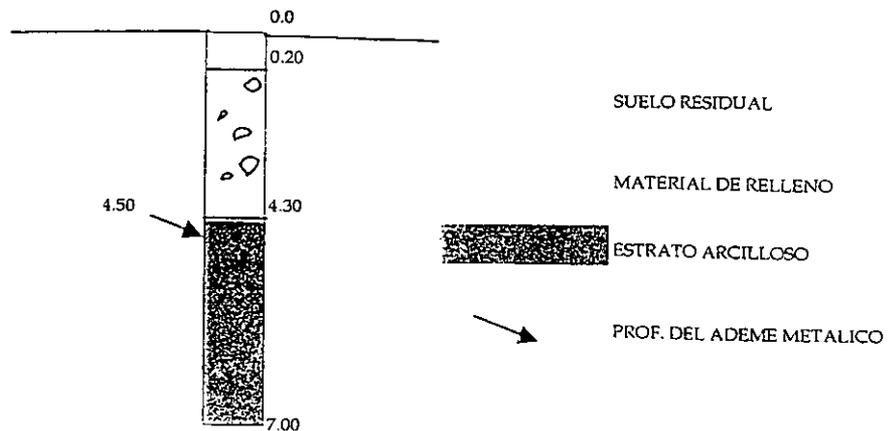
EXPLORACION SM-IV (v)



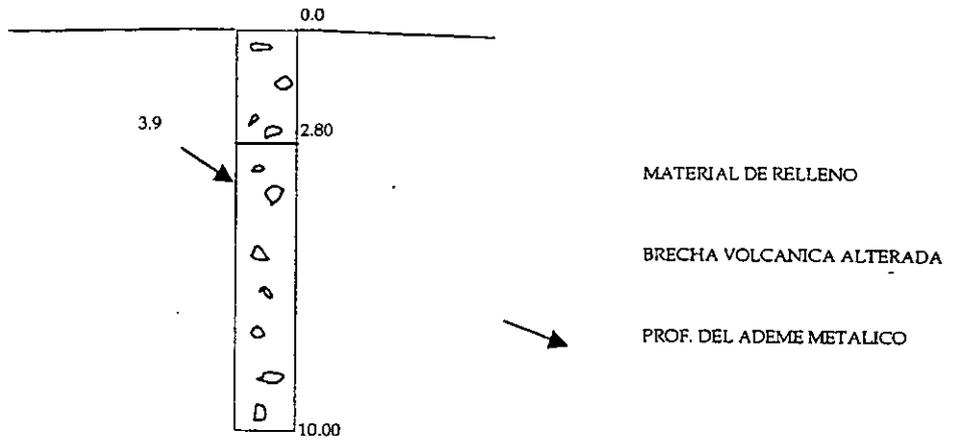
EXPLORACION SM-V (v)



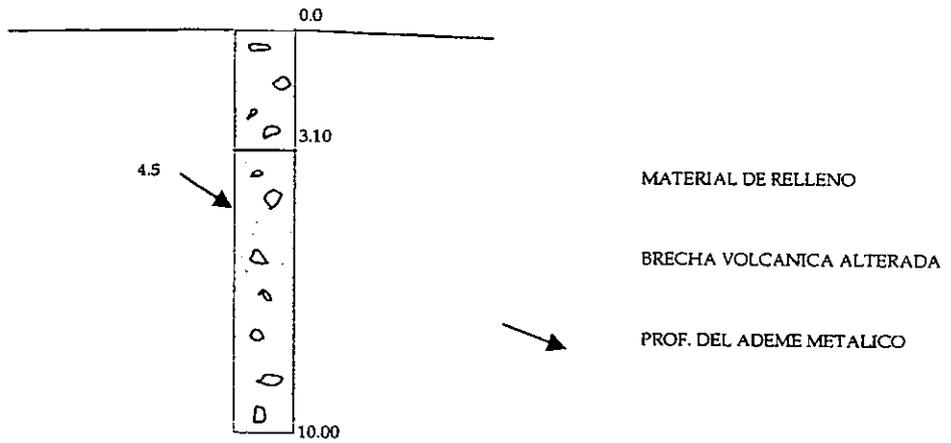
EXPLORACION SM-VI (v)

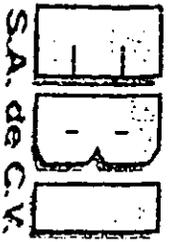


EXPLORACION SM-VII (v)



EXPLORACION SM-VIII (v)





E S T U D I O S B A S I C O S D R I A
DEPARTAMENTO DE MECANICO

CUADRO DE CARACTERISTICO

**ESTUDIO DE GEOTECNIA PARA EL PROYECTO DE AMPLIACION DE LA PI
 EN LA UNIDAD MINERA MEXICANA DE CANANEA, S.A. DE**

SONDEO	ESTACION	PROFUNDIDAD		BOLEOS MAYOR 3"	GRANULOMETRIA			LIMITES DE CONSISTENCIA			HUMEDAD		P.V. : INDAD	CLASIFICACION
		DE (m)	A (m)		GRAVA %	ARENA %	FINOS %	LL %	LP %	IP %	NAT %	K _c		
1	S.Plano	0.00	0.12	0.00	12.36	46.51	41.13	38.87	22.64	16.23	5.4	1	SC-CL	
		0.12	1.50	0.00	3.95	40.83	55.22	37.70	21.86	15.84	8.8	17		
2	S.Plano	0.00	0.30	0.00	16.82	39.67	43.51	42.05	22.83	19.22	4.6		SC-CL	
		0.30	1.15	7.72	16.15	39.25	36.88	42.13	23.38	18.75	5.1			
		1.15	1.50	2.25	31.44	29.08	37.23	39.33	22.18	17.15	4.5			
3	S.Plano	0.00	0.75	5.13	15.56	33.14	46.17	45.76	24.7	21.06	6.7		CL	
		0.75	1.50	7.40	13.03	34.26	45.31	46.24	24.11	22.13	6.2	2C		
4	S.Plano	0.00	0.34	0.00	31.81	31.17	37.02	34.65	20.11	14.54	4.1		SC-CL	
		0.34	1.10	8.51	25.00	30.83	35.66	35.90	22.07	13.83	7.5	19		
		1.10	1.50	12.40	25.67	23.46	38.47	43.55	23.37	20.18	7.2			
5	S.Plano	0.00	0.20	0.00	42.57	39.22	18.21	41.25	22.5	18.75	5.8		GC	
		0.20	1.25	6.64	28.41	23.72	41.23	37.28	21.54	16.23	4.8			
6	S.Plano	0.00	0.94	6.87	20.12	51.32	21.69	39.87	21.54	18.33	5.3	17	SC	
		0.94	2.05	0.00	13.48	37.77	48.75	44.75	23.75	21.00	8.7	18		
		2.05	3.00	13.71	12.48	31.42	42.39	45.21	22.87	22.34	9.9	18		
7	S.Plano	0.00	0.70	3.51	40.34	38.00	18.15	39.23	20.06	19.17	9.3		GC	
		0.70	1.40	22.15	34.52	25.20	18.13	35.50	17.84	17.66	5.8			

CAPACIDAD DE CARGA

P.C.A. N°	N	Df (m)	(C Ton/m ²)	°	Nc	Nq	Ny	y (Ton/m ³)	qc (Ton/m ²)	qadm (Ton/m ²)
1	21	0.65	3.50	21	15.08	3.94	1.42	1.86	58.86	19.62
	30	1.45	3.50	26	22.30	11.90	9.53	1.90	119.89	39.96
2	17	0.75	1.50	21	15.08	3.94	1.42	1.80	29.22	9.74
	42	1.45	1.17	29	27.90	16.40	15.40	2.00	95.60	31.87
3	23	0.75	1.39	24	19.30	9.60	6.89	1.85	46.52	15.51
	38	1.45	1.00	29	27.90	16.40	15.40	2.01	91.17	30.39
4	31	1.00	1.00	29	27.90	16.40	15.40	1.96	75.14	25.05
5	48	1.15	1.00	32	35.50	23.20	24.90	1.90	109.85	36.62
6	19	1.00	1.00	24	19.30	9.60	6.89	1.75	42.13	14.04
	23	1.50	1.50	26	22.30	11.90	9.53	1.85	75.29	25.10
7	45	1.15	1.50	32	35.50	23.20	24.90	1.80	123.68	41.23

LAS PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR SE REALIZARON EN PUNTOS DONDE SE DETECTO
MATERIAL GRANULAR PARA NO VERSE AFECTADO POR LA PRESENCIA DE GRAVAS
LOS ANGULOS DE FRICCION INTERNA SE EVALUARON CON BASE A PRUEBAS TRIAXIALES P. ESTANDAR

N= Número de golpes

° = Angulo de fricción interna

ANEXO 2

AYUDAS DE DISEÑO

a) UBC (TABLAS PARA DISEÑO)

b) GRÁFICAS Y TABLAS PARA DISEÑO

a) UBC (TABLAS PARA DISEÑO)

TABLE 16-A—UNIFORM AND CONCENTRATED LOADS

USE OR OCCUPANCY		UNIFORM LOAD ¹ (pounds)	CONCENTRATED LOAD (pounds)
Category	Description	× 0.004 48 for kN	
1. Access floor systems	Office use	50	2,000 ²
	Computer use	100	2,000 ²
2. Armories		150	0
3. Assembly areas ³ and auditoriums and balconies therewith	Fixed seating areas	50	0
	Movable seating and other areas	100	0
	Stage areas and enclosed platforms	125	0
4. Cornices and marquees		60 ⁴	0
5. Exit facilities ⁵		100	0 ⁶
6. Garages	General storage and/or repair	100	7
	Private or pleasure-type motor vehicle storage	50	7
7. Hospitals	Wards and rooms	40	1,000 ²
8. Libraries	Reading rooms	60	1,000 ²
	Stack rooms	125	1,500 ²
9. Manufacturing	Light	75	2,000 ²
	Heavy	125	3,000 ²
10. Offices		50	2,000 ²
11. Printing plants	Press rooms	150	2,500 ²
	Composing and linotype rooms	100	2,000 ²
12. Residential ⁸	Basic floor area	40	0 ⁶
	Exterior balconies	60 ⁴	0
	Decks	40 ⁴	0
13. Restrooms ⁹			
14. Reviewing stands, grandstands, bleachers, and folding and telescoping seating		100	0
15. Roof decks	Same as area served or for the type of occupancy accommodated		
16. Schools	Classrooms	40	1,000 ²
17. Sidewalks and driveways	Public access	250	7
18. Storage	Light	125	
	Heavy	250	
19. Stores		100	3,000 ²
20. Pedestrian bridges and walkways		100	

¹See Section 1606 for live load reductions.

²See Section 1604.3, first paragraph, for area of load application.

³Assembly areas include such occupancies as dance halls, drill rooms, gymnasiums, playgrounds, plazas, terraces and similar occupancies which are generally accessible to the public.

⁴When snow loads occur that are in excess of the design conditions, the structure shall be designed to support the loads due to the increased loads caused by drift buildup or a greater snow design as determined by the building official. See Section 1605.4. For special-purpose roofs, see Section 1605.5.

⁵Exit facilities shall include such uses as corridors serving an occupant load of 10 or more persons, exterior exit balconies, stairways, fire escapes and similar uses.

⁶Individual stair treads shall be designed to support a 300-pound (1.33 kN) concentrated load placed in a position which would cause maximum stress. Stair stringers may be designed for the uniform load set forth in the table.

⁷See Section 1604.3, second paragraph, for concentrated loads. See Table 16-B for vehicle barriers.

⁸Residential occupancies include private dwellings, apartments and hotel guest rooms.

⁹Restroom loads shall not be less than the load for the occupancy with which they are associated, but need not exceed 50 pounds per square foot (2.4 kN/m²).

TABLE 16-B—SPECIAL LOADS¹

USE		VERTICAL LOAD	LATERAL LOAD
Category	Description	(pounds per square foot unless otherwise noted) × 0.0479 for kN/m ²	
1. Construction, public access at site (live load)	Walkway, see Section 3303.6	150	
	Canopy, see Section 3303.7	150	
2. Grandstands, reviewing stands, bleachers, and folding and telescoping seating (live load)	Seats and footboards	120 ²	See Footnote 3
3. Stage accessories (live load)	Catwalks	40	
	Followspot, projection and control rooms	50	
4. Ceiling framing (live load)	Over stages	20	
	All uses except over stages	10 ⁴	
5. Partitions and interior walls, see Sec. 1609 (live load)			5
6. Elevators and dumbwaiters (dead and live loads)		2 × total loads ⁵	
7. Mechanical and electrical equipment (dead load)		Total loads	
8. Cranes (dead and live loads)	Total load including impact increase	1.25 × total load ⁶	0.10 × total load ⁷
9. Balcony railings and guardrails	Exit facilities serving an occupant load greater than 50		50 ⁸
	Other than exit facilities		20 ⁸
	Components		25 ⁹
10. Vehicle barriers	See Section 311.9.11		6,000 ¹⁰
11. Handrails		See Footnote 11	See Footnote 11
12. Storage racks	Over 8 feet (2438 mm) high	Total loads ¹²	See Table 16-O
13. Fire sprinkler structural support		250 pounds plus weight of water-filled pipe ¹³	See Table 16-O
14. Explosion exposure	Hazardous occupancies, see Section 307.10		

¹The tabulated loads are minimum loads. Where other vertical loads required by this code or required by the design would cause greater stresses, they shall be used.

²Pounds per lineal foot (× 14.6 for N/m).

³Lateral sway bracing loads of 24 pounds per foot (350 N/m) parallel and 10 pounds per foot (145.9 N/m) perpendicular to seat and footboards.

⁴Does not apply to ceilings which have sufficient total access from below, such that access is not required within the space above the ceiling. Does not apply to ceilings if the attic areas above the ceiling are not provided with access. This live load need not be considered as acting simultaneously with other live loads imposed upon the ceiling framing or its supporting structure.

⁵Where Appendix Chapter 30 has been adopted, see reference standard cited therein for additional design requirements.

⁶The impact factors included are for cranes with steel wheels riding on steel rails. They may be modified if substantiating technical data acceptable to the building official is submitted. Live loads on crane support girders and their connections shall be taken as the maximum crane wheel loads. For pendant-operated traveling crane support girders and their connections, the impact factors shall be 1.10.

⁷This applies in the direction parallel to the runway rails (longitudinal). The factor for forces perpendicular to the rail is 0.20 × the transverse traveling loads (trolley, cab, hooks and lifted loads). Forces shall be applied at top of rail and may be distributed among rails of multiple rail cranes and shall be distributed with due regard for lateral stiffness of the structures supporting these rails.

⁸A load per lineal foot (× 14.6 for N/m) to be applied horizontally at right angles to the top rail.

FOOTNOTES TO TABLE 16-B—(Continued)

- ⁹Intermediate rails, panel fillers and their connections shall be capable of withstanding a load of 25 pounds per square foot (1.2 kN/m²) applied horizontally at right angles over the entire tributary area, including openings and spaces between rails. Reactions due to this loading need not be combined with those of Footnote 8.
- ¹⁰A horizontal load applied at right angles to the vehicle barrier at a height of 18 inches (457 mm) above the parking surface. The force may be distributed over a 1-foot-square (304.8-milimeter-square) area.
- ¹¹The mounting of handrails shall be such that the completed handrail and supporting structure are capable of withstanding a load of at least 200 pounds (890 kN) applied in any direction at any point on the rail. These loads shall not be assumed to act cumulatively with Item 9.
- ¹²Vertical members of storage racks shall be protected from impact forces of operating equipment, or racks shall be designed so that failure of one vertical member will not cause collapse of more than the bay or bays directly supported by that member.
- ¹³The 250-pound (1.11 kN) load is to be applied to any single fire sprinkler support point but not simultaneously to all support joints.

TABLE 16-C—MINIMUM ROOF LIVE LOADS¹

ROOF SLOPE	METHOD 1			METHOD 2		
	Tributary Loaded Area in Square Feet for Any Structural Member			Uniform Load ²	Rate of Reduction <i>r</i> (percentage)	Maximum Reduction <i>R</i> (percentage)
	0 to 200	201 to 600	Over 600			
	× 0.0929 for m ² × 0.0479 for kN/m ²					
1. Flat ³ or rise less than 4 units vertical in 12 units horizontal (33.3% slope). Arch or dome with rise less than one eighth of span	20	16	12	20	.08	40
2. Rise 4 units vertical to less than 12 units vertical in 12 units horizontal (33% to less than 100% slope). Arch or dome with rise one eighth of span to less than three eighths of span	16	14	12	16	.06	25
3. Rise 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope) and greater. Arch or dome with rise three eighths of span or greater	12	12	12	12	No reductions permitted	
4. Awnings except cloth covered ⁴	5	5	5	5		
5. Greenhouses, lath houses and agricultural buildings ⁵	10	10	10	10		

¹Where snow loads occur, the roof structure shall be designed for such loads as determined by the building official. See Section 1605.4. For special-purpose roofs, see Section 1605.5.

²See Section 1606 for live load reductions. The rate of reduction *r* in Section 1606 Formula (6-1) shall be as indicated in the table. The maximum reduction *R* shall not exceed the value indicated in the table.

³A flat roof is any roof with a slope of less than 1/4 unit vertical in 12 units horizontal (2% slope). The live load for flat roofs is in addition to the ponding load required by Section 1605.6.

⁴As defined in Section 3206.

⁵See Section 1605.5 for concentrated load requirements for greenhouse roof members.

TABLE 16-D—MAXIMUM ALLOWABLE DEFLECTION FOR STRUCTURAL MEMBERS¹

TYPE OF MEMBER	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD ONLY (L.L.)	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD PLUS DEAD LOAD (L.L. + K.D.L.)
Roof member supporting plaster or floor member	$L/360$	$L/240$

¹Sufficient slope or camber shall be provided for flat roofs in accordance with Section 1605.6.

L.L.—live load.

D.L.—dead load.

K—factor as determined by Table 16-E.

L—length of member in same units as deflection.

TABLE 16-E—VALUE OF "K"

WOOD		REINFORCED CONCRETE ²	STEEL
Unseasoned	Seasoned ¹		
1.0	0.5	$T/(1+50p')$	0

¹Seasoned lumber is lumber having a moisture content of less than 16 percent at time of installation and used under dry conditions of use such as in covered structures.

²See also Section 1909 for definitions and other requirements.

p' shall be the value at midspan for simple and continuous spans, and at support for cantilevers. Time-dependent factor T for sustained loads may be taken equal to:

five years or more	2.0
twelve months	1.2
six months	1.4
three months	1.0

TABLE 16-F—WIND STAGNATION PRESSURE (q_p) AT STANDARD HEIGHT OF 33 FEET

Basic wind speed (mph) ¹ (× 1.61 for km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Pressure q_s (psf) (× 0.0479 for kN/m ²)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

¹Wind speed from Section 1615.

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_p)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet) × 304.8 for mm	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
	0-15	1.39	1.06
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

¹Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_p FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method) Walls: Windward wall Leeward wall Roofs ¹ : Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope > 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.5 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet (12 192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12 192 mm) in height On horizontal projected area ¹	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward
2. Elements and components not in areas of discontinuity ²	Wall elements All structures Enclosed and unenclosed structures Partially enclosed structures Parapets walls	1.2 inward 1.2 outward 1.6 outward 1.3 inward or outward
	Roof elements ³ Enclosed and unenclosed structures Slope < 7:12 (58.3%) Slope 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) Partially enclosed structures Slope < 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.3 outward 1.3 outward or inward 1.7 outward 1.6 outward or 0.8 inward 1.7 outward or inward
3. Elements and components in areas of discontinuities ^{2,4,5}	Wall corners ⁶	1.5 outward or 1.2 inward
	Roof eaves, rakes or ridges without overhangs ⁶ Slope < 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%) Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%) For slopes less than 2:12 (16.7%) Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies	2.3 upward 2.6 outward 1.6 outward 0.5 added to values above
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular Hexagonal or octagonal Round or elliptical	1.4 any direction 1.1 any direction 0.8 any direction
5. Open-frame towers ^{7,8}	Square and rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6. Tower accessories (such as ladders, conduit, lights and elevators)	Cylindrical members 2 inches (51 mm) or less in diameter Over 2 inches (51 mm) in diameter Flat or angular members	1.0 0.8 1.3
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures ⁸		1.4 any direction

(Continued)

FOOTNOTES TO TABLE 16-H

- ¹ For one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_q . The most critical combination shall be used for design. For definition of open structures, see Section 1613.
- ² C_q values listed are for 10-square-foot (0.93 m²) tributary areas. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m²), the value of 0.3 may be subtracted from C_q , except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from C_q . Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m² and 9.29 m²). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m²), use primary frame values.
- ³ For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.
- ⁴ Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.
- ⁵ Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuous breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.
- ⁶ Load is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.
- ⁷ Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.
- ⁸ Factors for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SITE COEFFICIENTS¹

TYPE	DESCRIPTION	S FACTOR
S ₁	A soil profile with either: (a) A rock-like material characterized by a shear-wave velocity greater than 2,500 feet per second (762 m/s) or by other suitable means of classification, or (b) Medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where soil depth is less than 200 feet (60 960 mm).	1.0
S ₂	A soil profile with predominantly medium-dense to dense or medium-stiff to stiff soil conditions, where the soil depth exceeds 200 feet (60 960 mm).	1.2
S ₃	A soil profile containing more than 20 feet (6096 mm) of soft to medium-stiff clay but not more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay.	1.5
S ₄	A soil profile containing more than 40 feet (12 192 mm) of soft clay characterized by a shear wave velocity less than 500 feet per second (152.4 m/s).	2.0

¹ The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type, soil profile S₃ shall be used. Soil profile S₄ need not be assumed unless the building official determines that soil profile S₄ may be present at the site, or in the event that soil profile S₄ is established by geotechnical data.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_p	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, ¹ I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1. Essential facilities ²	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category I facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category I, II or III structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances which, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures ³	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category I Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations; and other public utility facilities not included in Category I or Category II above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures ⁴	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category I, II or III and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

¹The limitation of I_p for panel connections in Section 1631.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

²Structural observation requirements are given in Sections 108, 1701 and 1702.

³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems the value of I_p shall be taken as 1.5.

TABLE 16-L—VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

IRREGULARITY TYPE AND DEFINITION	REFERENCE SECTION
1. Stiffness irregularity—soft story A soft story is one in which the lateral stiffness is less than 70 percent of that in the story above or less than 80 percent of the average stiffness of the three stories above.	1627.8.3, Item 2
2. Weight (mass) irregularity Mass irregularity shall be considered to exist where the effective mass of any story is more than 150 percent of the effective mass of an adjacent story. A roof which is lighter than the floor below need not be considered.	1627.8.3, Item 2
3. Vertical geometric irregularity Vertical geometric irregularity shall be considered to exist where the horizontal dimension of the lateral force-resisting system in any story is more than 130 percent of that in an adjacent story. One-story penthouses need not be considered.	1627.8.3, Item 2
4. In-plane discontinuity in vertical lateral-force-resisting element An in-plane offset of the lateral load-resisting elements greater than the length of those elements.	1628.7
5. Discontinuity in capacity—weak story A weak story is one in which the story strength is less than 80 percent of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	1627.9.1

TABLE 16-M—PLAN STRUCTURAL IRREGULARITIES

IRREGULARITY TYPE AND DEFINITION	REFERENCE SECTION
1. Torsional irregularity—to be considered when diaphragms are not flexible Torsional irregularity shall be considered to exist when the maximum story drift, computed including accidental torsion, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts of the two ends of the structure.	1631.2.9, Item 6
2. Reentrant corners Plan configurations of a structure and its lateral force-resisting system contain reentrant corners, where both projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15 percent of the plan dimension of the structure in the given direction.	1631.2.9, Items 6 and 7
3. Diaphragm discontinuity Diaphragms with abrupt discontinuities or variations in stiffness, including those having cutout or open areas greater than 50 percent of the gross enclosed area of the diaphragm, or changes in effective diaphragm stiffness of more than 50 percent from one story to the next.	1631.2.9, Item 6
4. Out-of-plane offsets Discontinuities in a lateral force path, such as out-of-plane offsets of the vertical elements.	1628.7; 1631.2.9, Item 6; 2211.8
5. Nonparallel systems The vertical lateral load-resisting elements are not parallel to or symmetric about the major orthogonal axes of the lateral force-resisting system.	1631.1

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ¹	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM—DESCRIPTION	R_w ²	H ³
			× 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels	8	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6	65
	b. All other light-framed walls		
	2. Shear walls		
	a. Concrete	6	160
	b. Masonry	6	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	4	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity loads		
	a. Steel	6	160
	b. Concrete ⁴	4	—
c. Heavy timber	4	65	
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	10	240
	2. Light-framed walls with shear panels		
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	9	65
	b. All other light-framed walls	7	65
	3. Shear walls		
	a. Concrete	8	240
	b. Masonry	8	160
	4. Ordinary braced frames		
	a. Steel	8	160
	b. Concrete ⁴	8	—
c. Heavy timber	8	65	
5. Special concentrically braced frames			
a. Steel	9	240	
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frames (SMRF)		
	a. Steel	12	N.L.
	b. Concrete	12	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame	9	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frames (IMRF) ⁵	8	—
	4. Ordinary moment-resisting frames (OMRF)		
a. Steel ⁶	6	160	
b. Concrete ^{7,8}	5	—	
4. Dual systems	1. Shear walls		
	a. Concrete with SMRF	12	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	6	160
	c. Concrete with concrete IMRF ⁵	9	160
	d. Masonry with SMRF	8	160
	e. Masonry with steel OMRF	6	160
	f. Masonry with concrete IMRF ⁴	7	—
	2. Steel EBF		
	a. With steel SMRF	12	N.L.
	b. With steel OMRF	6	160
	3. Ordinary braced frames		
	a. Steel with steel SMRF	10	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	6	160
	c. Concrete with concrete SMRF ⁴	9	—
	d. Concrete with concrete IMRF ⁴	6	—
	4. Special concentrically braced frames		
a. Steel with steel SMRF	11	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	6	160	
5. Undefined systems	See Sections 1627.8.3 and 1627.9.2	—	—

N.L.—No limit.

¹Basic structural systems are defined in Section 1627.6.²See Section 1628.3 for combination of structural system.³ H —Height limit applicable to Seismic Zones 3 and 4. See Section 1627.7.⁴Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.⁵Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1632.2.

(Continued)

FOOTNOTES TO TABLE 16-N—(Continued)

⁶Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use an R_w value of 12.

⁷Prohibited in Seismic Zones 2, 3 and 4.

⁸Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1631.2.7.

TABLE 16-O—HORIZONTAL FORCE FACTOR, C_p

ELEMENTS OF STRUCTURES, NONSTRUCTURAL COMPONENTS AND EQUIPMENT ¹	VALUE OF C_p	FOOTNOTE
1. Elements of structures		
1. Walls including the following:		
a. Unbraced (cantilevered) parapets	2.00	
b. Other exterior walls above the ground floor	0.75	2,3
c. All interior bearing and nonbearing walls and partitions	0.75	3
d. Masonry or concrete fences over 6 feet (1829 mm) high	0.75	
2. Penthouse (except when framed by an extension of the structural frame)	0.75	
3. Connections for prefabricated structural elements other than walls, with force applied at center of gravity	0.75	4
4. Diaphragms	—	5
2. Nonstructural components		
1. Exterior and interior ornamental appendages	2.00	
2. Chimneys, stacks, trussed towers and tanks on legs:		
a. Supported on or projecting as an unbraced cantilever above the roof more than one half their total height	2.00	
b. All others, including those supported below the roof with unbraced projection above the roof less than one half its height, or braced or guyed to the structural frame at or above their centers of mass	0.75	
3. Signs and billboards	2.00	10
4. Storage racks (include contents)	0.75	
5. Anchorage for permanent floor-supported cabinets and book stacks more than 5 feet (1524 mm) in height (include contents)	0.75	4,6,7,11
6. Anchorage for suspended ceilings and light fixtures	0.75	4,9
7. Access floor systems	0.75	
3. Equipment		
1. Tanks and vessels (include contents), including support systems and anchorage	0.75	
2. Electrical, mechanical and plumbing equipment and associated conduit, ductwork and piping, and machinery	0.75	8

¹See Section 1630.2 for items supported at or below grade.

²See Section 1631.2.4 and Section 1630.2.

³Where flexible diaphragms, as defined in Section 1628.6, provide lateral support for walls and partitions, the value of C_p for anchorage shall be increased 50 percent for the center one half of the diaphragm span.

⁴Applies to Seismic Zones 2, 3 and 4 only.

⁵See Section 1631.2.9.

⁶Ceiling weight shall include all light fixtures and other equipment or partitions which are laterally supported by the ceiling. For purposes of determining the seismic force, a ceiling weight of not less than 4 pounds per square foot (19.5 kg/m²) shall be used.

⁷Ceilings constructed of lath and plaster or gypsum board screw or nail attached to suspended members that support a ceiling at one level extending from wall to wall need not be analyzed provided the walls are not over 50 feet (15 240 mm) apart.

⁸Equipment includes, but is not limited to, boiler, chiller, heat exchanger, pump, air-handling unit, cooling tower, control panel, motor, switch gear, transformer and life-safety equipment. It includes major conduit, ducting and piping serving such machinery and equipment and fire sprinkler systems. See Section 1630.2 for additional requirements for determining C_p for nonrigid or flexibly mounted equipment.

⁹ W_p for access floor systems shall be the dead load of the access floor system plus 25 percent of the floor live load plus a 10 psf (0.479 kN/m²) partition load allowance.

¹⁰In lieu of the tabulated values, steel storage racks may be designed in accordance with Chapter 22, Division VI.

¹¹Light fixtures and mechanical services installed in metal suspension systems for acoustical tile and lay-in panel ceilings shall be independently supported from the structure above as specified in U.B.C. Standard 25-2, Part III.

TABLE 16-P— R_w FACTORS FOR NONBUILDING STRUCTURES

STRUCTURE TYPE	R_w
1. Vessels, including tanks and pressurized spheres, on braced or unbraced legs.	3
2. Cast-in-place concrete silos and chimneys having walls continuous to the foundation.	5
3. Distributed mass cantilever structures such as stacks, chimneys, silos and skirt-supported vertical vessels.	4
4. Trussed towers (freestanding or guyed), guyed stacks and chimneys.	4
5. Inverted pendulum-type structures.	3
6. Cooling towers.	5
7. Bins and hoppers on braced or unbraced legs.	4
8. Storage racks.	5
9. Signs and billboards.	5
10. Amusement structures and monuments.	3
11. All other self-supporting structures not otherwise covered.	4

b) GRÁFICAS Y TABLAS PARA DISEÑO

Tabla 10.1.-Resistencia a momento $M_u/\phi f'cbd2$ 6
 $M_n/f'cbd2$ de secciones rectangulares con refuerzo
a tensión unicamente.

w	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
0.00	0.0000	0.0010	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090
0.01	0.0099	0.0109	0.0119	0.0129	0.0139	0.0149	0.0158	0.0168	0.0178	0.0188
0.02	0.0198	0.0207	0.0217	0.0227	0.0237	0.0246	0.0256	0.0266	0.0275	0.0285
0.03	0.0295	0.0304	0.0314	0.0324	0.0333	0.0343	0.0352	0.0362	0.0371	0.0381
0.04	0.0391	0.0400	0.0410	0.0419	0.0429	0.0438	0.0448	0.0457	0.0466	0.0476
0.05	0.0485	0.0495	0.0504	0.0513	0.0523	0.0532	0.0541	0.0551	0.0560	0.0569
0.06	0.0579	0.0588	0.0597	0.0607	0.0616	0.0625	0.0634	0.0644	0.0653	0.0662
0.07	0.0671	0.0680	0.0689	0.0699	0.0708	0.0717	0.0726	0.0735	0.0744	0.0753
0.08	0.0762	0.0771	0.0780	0.0789	0.0798	0.0807	0.0816	0.0825	0.0834	0.0843
0.09	0.0852	0.0861	0.0870	0.0879	0.0888	0.0897	0.0906	0.0914	0.0923	0.0932
0.10	0.0941	0.0950	0.0959	0.0967	0.0976	0.0985	0.0994	0.1002	0.1011	0.1020
0.11	0.1029	0.1037	0.1046	0.1055	0.1063	0.1072	0.1081	0.1089	0.1098	0.1106
0.12	0.1115	0.1124	0.1132	0.1141	0.1149	0.1158	0.1166	0.1175	0.1183	0.1192
0.13	0.1200	0.1209	0.1217	0.1226	0.1234	0.1242	0.1251	0.1259	0.1268	0.1276
0.14	0.1284	0.1293	0.1301	0.1309	0.1318	0.1326	0.1334	0.1343	0.1351	0.1359
0.15	0.1367	0.1375	0.1384	0.1392	0.1400	0.1408	0.1416	0.1425	0.1433	0.1441
0.16	0.1449	0.1457	0.1465	0.1473	0.1481	0.1489	0.1497	0.1505	0.1513	0.1521
0.17	0.1529	0.1537	0.1545	0.1553	0.1561	0.1569	0.1577	0.1585	0.1593	0.1601
0.18	0.1609	0.1617	0.1625	0.1632	0.1640	0.1648	0.1656	0.1664	0.1671	0.1679
0.19	0.1687	0.1695	0.1703	0.1710	0.1718	0.1726	0.1733	0.1741	0.1749	0.1756
0.20	0.1764	0.1772	0.1779	0.1787	0.1794	0.1802	0.1810	0.1817	0.1825	0.1832
0.21	0.1840	0.1847	0.1855	0.1862	0.1870	0.1877	0.1885	0.1892	0.1900	0.1907
0.22	0.1914	0.1922	0.1929	0.1937	0.1944	0.1951	0.1959	0.1966	0.1973	0.1981
0.23	0.1988	0.1995	0.2002	0.2010	0.2017	0.2024	0.2031	0.2039	0.2046	0.2053
0.24	0.2060	0.2067	0.2074	0.2082	0.2089	0.2096	0.2103	0.2110	0.2117	0.2124
0.25	0.2131	0.2138	0.2145	0.2152	0.2159	0.2166	0.2173	0.2180	0.2187	0.2194
0.26	0.2201	0.2208	0.2215	0.2222	0.2229	0.2236	0.2243	0.2249	0.2256	0.2263
0.27	0.2270	0.2277	0.2283	0.2290	0.2297	0.2304	0.2311	0.2317	0.2324	0.2331
0.28	0.2337	0.2344	0.2351	0.2357	0.2364	0.2371	0.2377	0.2384	0.2391	0.2397
0.29	0.2404	0.2410	0.2417	0.2423	0.2430	0.2437	0.2443	0.2450	0.2456	0.2463
0.30	0.2469	0.2475	0.2482	0.2488	0.2495	0.2501	0.2508	0.2514	0.2520	0.2527
0.31	0.2533	0.2539	0.2546	0.2552	0.2558	0.2565	0.2571	0.2577	0.2583	0.2590
0.32	0.2596	0.2602	0.2608	0.2614	0.2621	0.2627	0.2633	0.2639	0.2645	0.2651
0.33	0.2657	0.2664	0.2670	0.2676	0.2682	0.2688	0.2694	0.2700	0.2706	0.2712
0.34	0.2718	0.2724	0.2730	0.2736	0.2742	0.2748	0.2754	0.2760	0.2765	0.2771
0.35	0.2777	0.2783	0.2789	0.2795	0.2801	0.2806	0.2812	0.2818	0.2824	0.2830
0.36	0.2835	0.2841	0.2847	0.2853	0.2858	0.2864	0.2870	0.2875	0.2881	0.2887
0.37	0.2892	0.2898	0.2904	0.2909	0.2915	0.2920	0.2926	0.2931	0.2937	0.2943
0.38	0.2948	0.2954	0.2959	0.2965	0.2970	0.2975	0.2981	0.2986	0.2992	0.2997
0.39	0.3003	0.3008	0.3013	0.3019	0.3024	0.3029	0.3035	0.3040	0.3045	0.3051

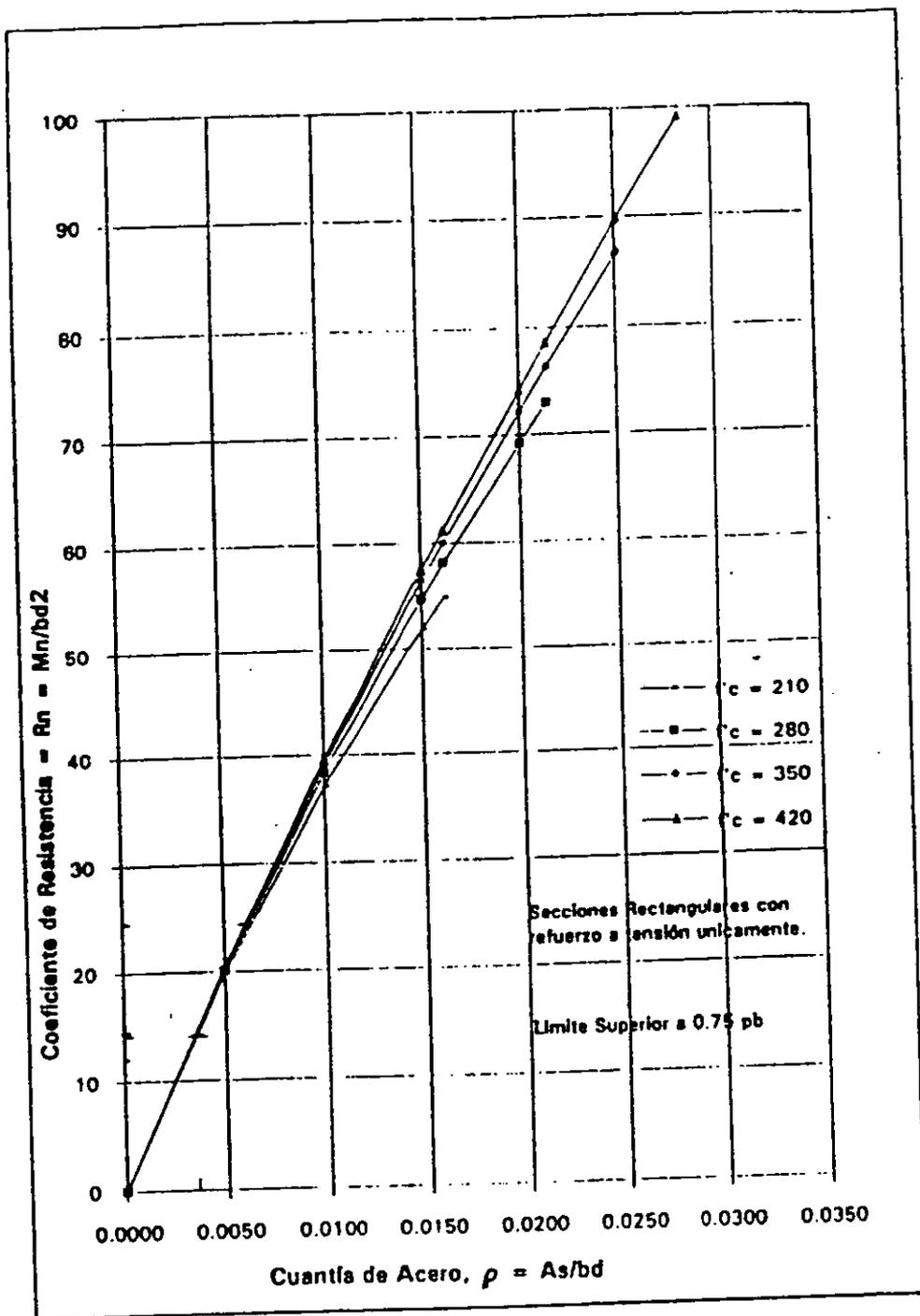


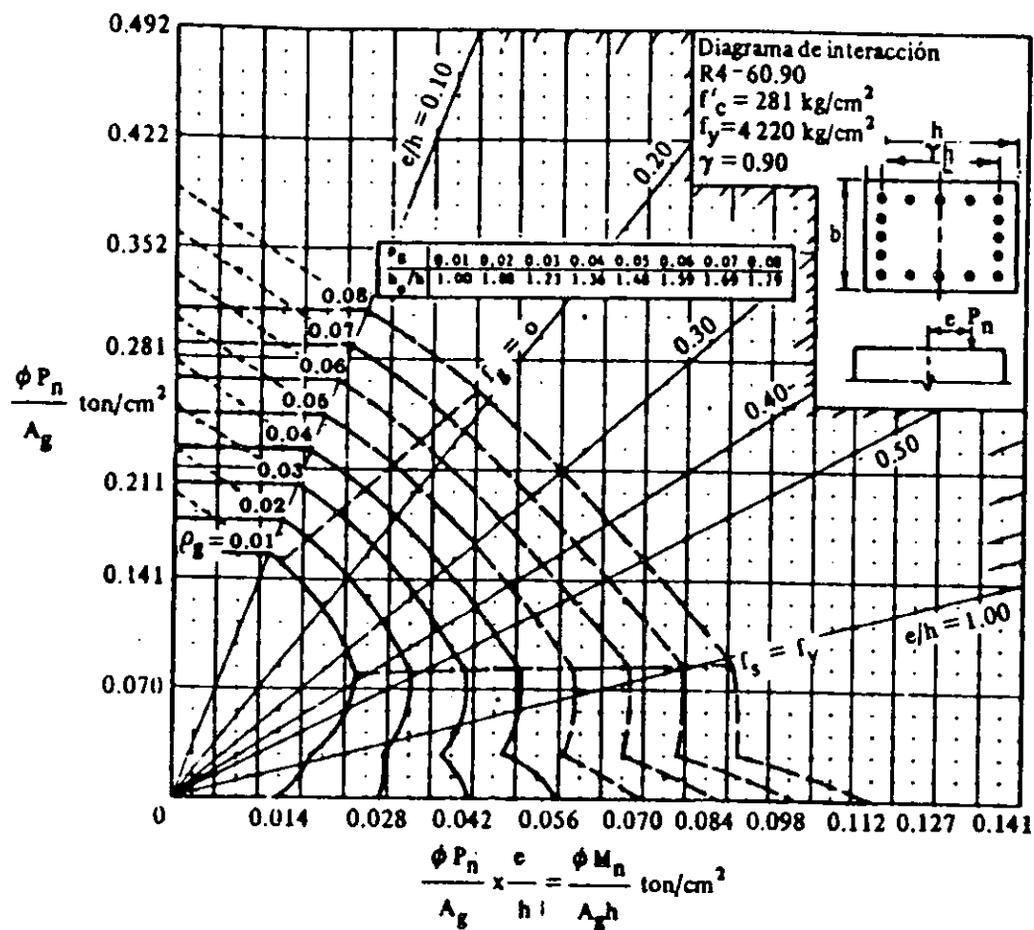
Fig. 10.2.- Curvas de resistencia (R_n en función de ρ) para refuerzo grado 42.

Cuando b y d están establecidas, el A_s requerida se calcula directamente de $A_s = \rho(bd \text{ dado})$

Donde ρ se calcula usando uno de los métodos descritos en el paso 4.

REFERENCIA

- 10.1 C.K. Wang y C. G. Salmon, "Reinforced Concrete Design", 4a edición, Harper and Row Publishers, Nueva York, N. Y., 1995.

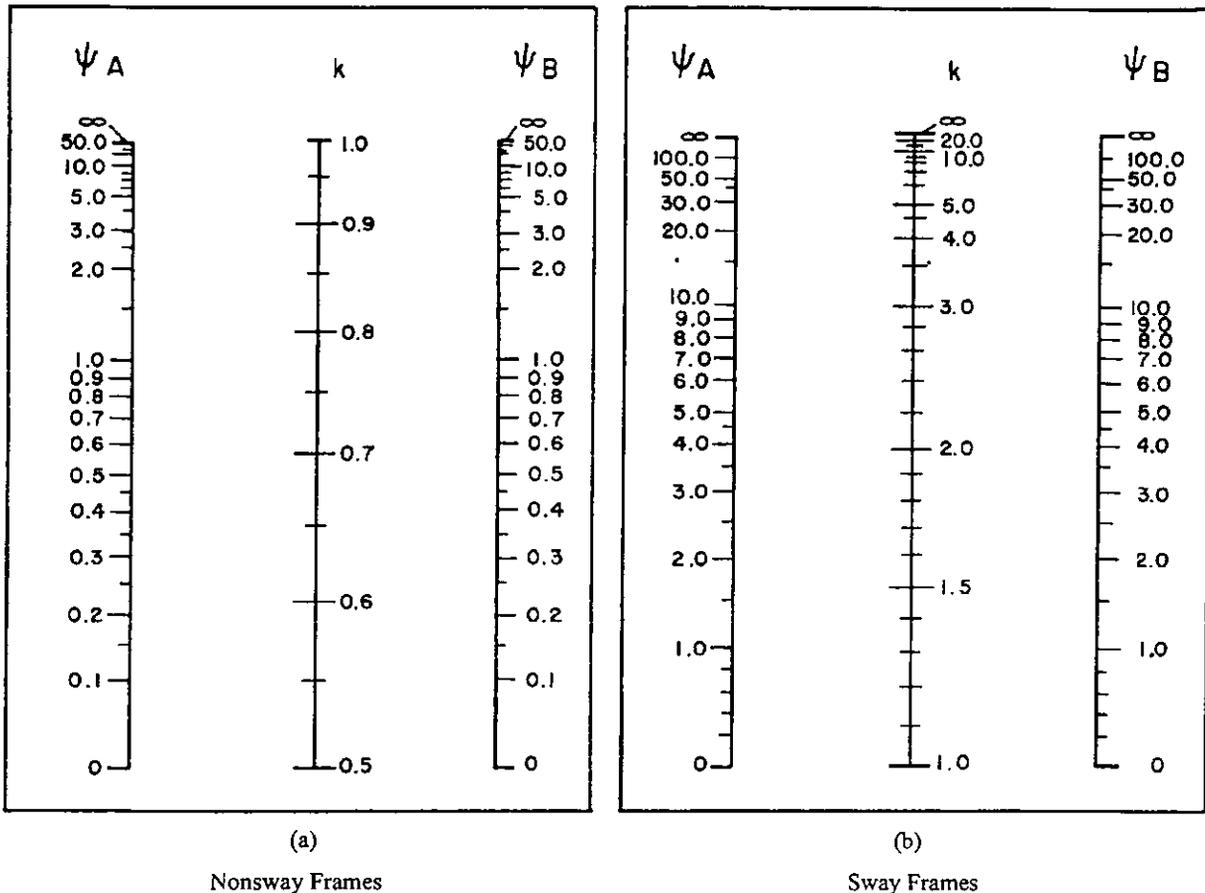


Columnas 7.4.4. Diagrama de la interacción de resistencia a carga-momento para las columnas R4 - 60.90.

Fig. 11.19 Reproducida de la página 77 del SP17A. Cortesía del American Concrete Institute.

CODE

COMMENTARY



- ψ = ratio of Σ(EI/l_c) of compression members to Σ(EI/l) of flexural members in a plane at one end of a compression member
- l = span length of flexural member measured center to center of joints

Fig. R10.12.1—Effective length factors, k

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \tag{10-13}$$

of a stiffness *EI* that reasonably approximates the variations in stiffness due to cracking, creep, and the nonlinearity of the concrete stress-strain curve. Eq. (10-12) was derived for small eccentricity ratios and high levels of axial load where the slenderness effects are most pronounced.

Creep due to sustained load will increase the lateral deflections of a column and hence the moment magnification. This is approximated for design by reducing the stiffness *EI* used to compute *P_c* and hence δ_{ns} by dividing *EI* by (1 + β_d). Both the concrete and steel terms in Eq. (10-12) are divided by (1 + β_d). This reflects the premature yielding of steel in columns subjected to sustained load.

Either Eq. (10-12) or (10-13) may be used to compute *EI*. Eq. (10-13) is a simplified approximation to Eq. (10-12). It

TABLA DE ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESI EN
kg./cm.², EN FUNCION DE SU RELACION DE ESBELTEZ.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO — kg/cm²

Miembros principales y secundarios con relación de esbeltez de 121 a 250

$$K \frac{L}{r} \begin{matrix} > & 120 \\ < & 250 \end{matrix}$$

L/r	TIPO DE ACERO		L/r	ACERO A-36-A1155	L/r	ACERO A-36-AH55
	A-36	AH-55				
121.0	714.2	717.2	166.0	381.0	211.0	235.8
122.0	704.0	705.5	167.0	376.5	212.0	233.6
123.0	693.8	694.0	168.0	372.0	213.0	231.4
124.0	683.0	683.5	169.0	367.6	214.0	229.3
125.0	671.4	672.1	170.0	363.3	215.0	227.1
126.0	662.6	662.6	171.0	359.1	216.0	225.1
127.0	651.0	651.0	172.0	354.9	217.0	223.0
128.0	640.9	640.9	173.0	350.8	218.0	220.9
129.0	631.0	631.0	174.0	346.8	219.0	218.9
130.0	621.3	621.3	175.0	342.9	220.0	216.9
131.0	611.9	611.9	176.0	339.0	221.0	215.0
132.0	602.6	602.6	177.0	335.2	222.0	213.1
133.0	593.6	593.6	178.0	331.4	223.0	211.1
134.0	584.8	584.8	179.0	327.7	224.0	209.3
135.0	576.1	576.1	180.0	324.1	225.0	207.4
136.0	567.7	567.7	181.0	320.5	226.0	205.6
137.0	559.4	559.4	182.0	317.0	227.0	203.8
138.0	551.4	551.4	183.0	313.5	228.0	202.0
139.0	543.4	543.4	184.0	310.1	229.0	200.2
140.0	535.7	535.7	185.0	306.8	230.0	198.5
141.0	528.1	528.1	186.0	303.5	231.0	196.8
142.0	520.7	520.7	187.0	300.3	232.0	195.1
143.0	513.5	513.5	188.0	297.1	233.0	193.4
144.0	506.4	506.4	189.0	293.9	234.0	191.8
145.0	499.4	499.4	190.0	290.9	235.0	190.1
146.0	492.6	492.6	191.0	287.8	236.0	188.5
147.0	485.9	485.9	192.0	284.8	237.0	186.9
148.0	479.4	479.4	193.0	281.9	238.0	185.4
149.0	473.0	473.0	194.0	279.0	239.0	183.8
150.0	466.7	466.7	195.0	276.1	240.0	182.3
151.0	460.5	460.5	196.0	273.3	241.0	180.8
152.0	454.5	454.5	197.0	270.6	242.0	179.3
153.0	448.5	448.5	198.0	267.8	243.0	177.8
154.0	442.7	442.7	199.0	265.1	244.0	176.4
155.0	437.0	437.0	200.0	262.5	245.0	174.9
156.0	431.5	431.5	201.0	259.9	246.0	173.5
157.0	426.0	426.0	202.0	257.3	247.0	172.1
158.0	420.6	420.6	203.0	254.8	248.0	170.7
159.0	415.3	415.3	204.0	252.3	249.0	169.4
160.0	410.2	410.2	205.0	249.9	250.0	168.0
161.0	405.1	405.1	206.0	247.4		
162.0	400.1	400.1	207.0	245.0		
163.0	395.2	395.2	208.0	242.7		
164.0	390.4	390.4	209.0	240.4		
165.0	385.7	385.7	210.0	238.1		

CAPITULO III

PRACTICA Y TOLERANCIAS DE LAMINACION

III.1 PRACTICA DE LAMINACION.

III.2 TOLERANCIAS DE LAMINACION.

II.3 ESFUERZOS ADMISIBLES EN kg./cm.², PARA MIEMBROS DE COMPRESION

VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K.

Los esfuerzos admisibles dependen de las condiciones de apoyo de la columna que determinan el valor del factor K.

A continuación se dan valores de K, para condiciones ideales de sujeción.

TABLA II. 1

Valores del factor de longitud efectiva K para condiciones ideales de apoyo

La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.						
	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para diseño K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones de los apoyos	Rotación y traslación restringidas	Rotación libre traslación restringida	Rotación restringida traslación libre	Rotación y traslación libres		

TABLA DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN COMPRESION EN kg./cm.², EN FUNCIÓN DE SU RELACION DE ESBELTEZ.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO — kg/cm²

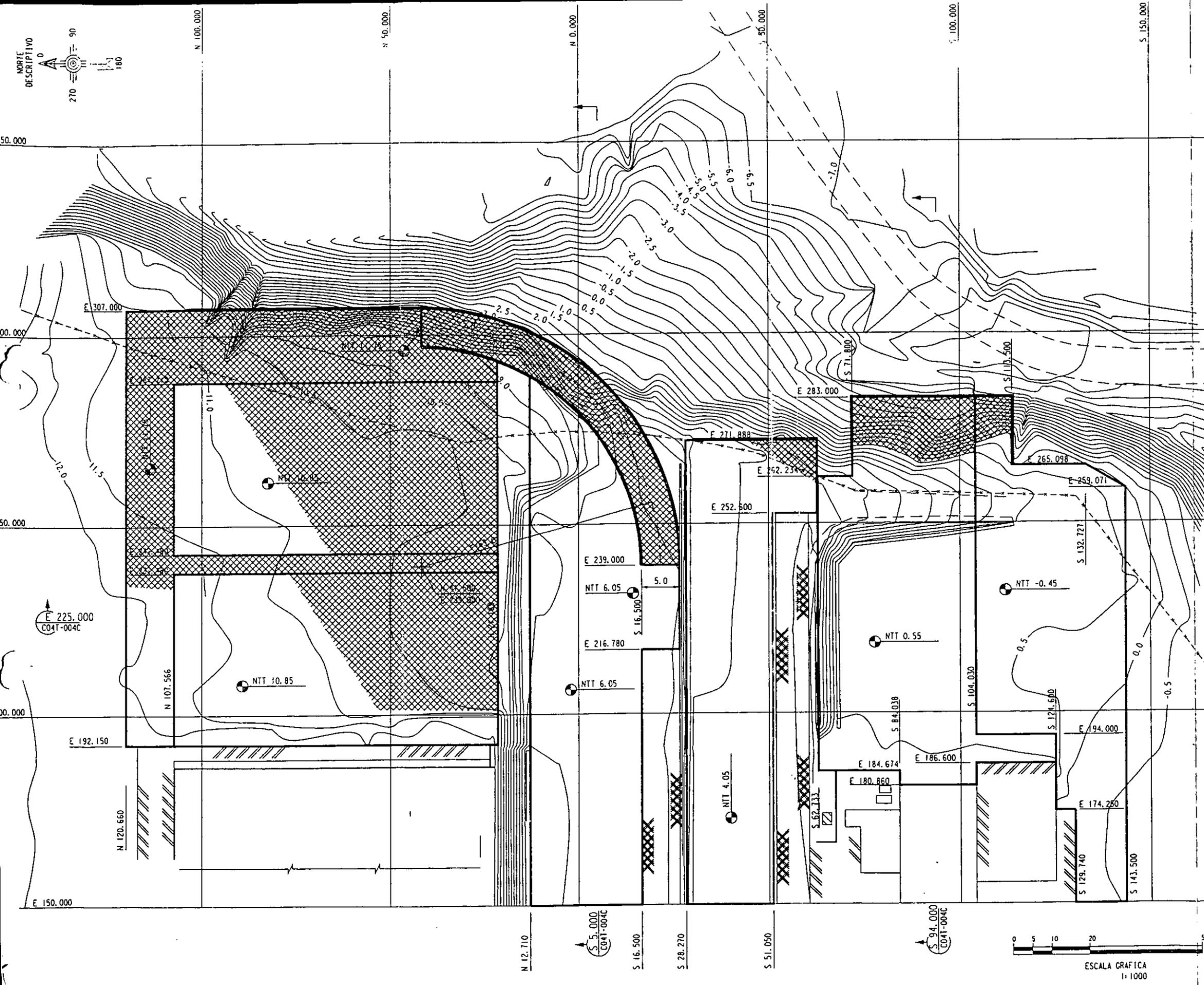
Miembros principales y secundarios con relación de esbeltez de 1 a 120

(K L/r ≤ 120)

L/r	TIPO DE ACERO		L/r	TIPO DE ACERO		L/r	TIPO DE ACERO	
	A-36	AH-55		A-36	AH-55		A-36	AH-55
1.0	1518.8	2319.8	41.0	1346.2	1968.8	81.0	1073.8	1395.2
2.0	1516.0	2314.3	42.0	1340.5	1956.9	82.0	1065.9	1378.2
3.0	1513.1	2308.7	43.0	1334.7	1944.9	83.0	1057.9	1361.2
4.0	1510.1	2302.9	44.0	1328.9	1932.8	84.0	1049.9	1344.0
5.0	1507.0	2296.9	45.0	1323.0	1920.5	85.0	1041.8	1326.7
6.0	1503.8	2290.7	46.0	1317.1	1908.1	86.0	1033.7	1309.1
7.0	1500.5	2284.3	47.0	1311.1	1895.6	87.0	1025.5	1291.7
8.0	1497.2	2277.7	48.0	1305.0	1883.0	88.0	1017.3	1274.0
9.0	1493.8	2271.0	49.0	1298.9	1870.2	89.0	1009.0	1256.1
10.0	1490.3	2264.1	50.0	1292.7	1857.3	90.0	1000.6	1238.1
11.0	1486.7	2256.9	51.0	1286.5	1844.3	91.0	992.2	1220.0
12.0	1483.1	2249.6	52.0	1280.2	1831.1	92.0	983.8	1201.7
13.0	1479.3	2242.2	53.0	1273.8	1817.8	93.0	975.3	1183.3
14.0	1475.5	2234.5	54.0	1267.4	1804.4	94.0	966.7	1164.8
15.0	1471.6	2226.7	55.0	1261.0	1790.9	95.0	958.1	1146.1
16.0	1467.7	2218.7	56.0	1254.5	1777.2	96.0	949.4	1127.2
17.0	1463.6	2210.6	57.0	1247.9	1763.4	97.0	940.7	1108.2
18.0	1459.5	2202.3	58.0	1241.3	1749.5	98.0	931.9	1089.1
19.0	1455.4	2193.8	59.0	1234.6	1735.5	99.0	923.1	1069.8
20.0	1451.1	2185.2	60.0	1227.8	1721.3	100.0	914.2	1050.4
21.0	1446.8	2176.4	61.0	1221.0	1707.0	101.0	905.3	1030.8
22.0	1442.4	2167.4	62.0	1214.2	1692.6	102.0	896.3	1011.1
23.0	1437.9	2158.3	63.0	1207.3	1678.1	103.0	887.2	991.7
24.0	1433.4	2149.0	64.0	1200.3	1663.4	104.0	878.1	972.0
25.0	1428.8	2139.6	65.0	1193.3	1648.6	105.0	868.9	952.4
26.0	1424.1	2130.0	66.0	1186.2	1633.7	106.0	859.7	933.5
27.0	1419.4	2120.2	67.0	1179.1	1618.7	107.0	850.4	914.1
28.0	1414.6	2110.3	68.0	1172.0	1603.5	108.0	841.1	894.2
29.0	1409.7	2100.3	69.0	1164.7	1588.3	109.0	831.7	874.8
30.0	1404.8	2090.1	70.0	1157.4	1572.9	110.0	822.2	854.8
31.0	1399.8	2079.8	71.0	1150.1	1557.3	111.0	812.7	834.2
32.0	1394.7	2069.3	72.0	1142.7	1541.7	112.0	803.1	813.1
33.0	1389.5	2058.7	73.0	1135.3	1525.9	113.0	793.5	792.3
34.0	1384.3	2048.0	74.0	1127.8	1510.0	114.0	783.8	770.9
35.0	1379.1	2037.1	75.0	1120.2	1494.0	115.0	774.0	749.1
36.0	1373.7	2026.0	76.0	1112.6	1477.8	116.0	764.2	726.1
37.0	1368.4	2014.8	77.0	1105.0	1461.6	117.0	754.4	702.1
38.0	1362.9	2003.5	78.0	1097.3	1445.2	118.0	744.4	677.1
39.0	1357.4	1992.1	79.0	1089.5	1428.6	119.0	734.4	651.2
40.0	1351.8	1980.5	80.0	1081.7	1412.0	120.0	724.3	624.2

ANEXO 3

- a) **PLANOS DE ARREGLOS**
- b) **PLANOS, ESTUCTURA DE CONCRETO**
- c) **PLANOS, ESTRUCRURA DE ACERO**
- d) **PLANOS DE LA TRABE CARRIL**
- e) **PLANOS TIPO**



SÍMBOLOGIA Y ABREVIATURAS

- CONSTRUCCION EXISTENTE
- NIVEL DE SISTEMASANTE
- CURVA DE NIVEL
- CAMINO DE TERRACERIA EXISTENTE
- LINEA DE EFLUENTES EXISTENTE
- CONTORNO DE PLATAFORMA
- MURO DE CONTENCION
- AREA EXISTENTE PAVIMENTADA DE CONCRETO
- AREA EXISTENTE PAVIMENTADA DE ASFALTO
- PI PUNTO DE INFLEXION
- NTT NIVEL DE TERRACERIA TERMINADA

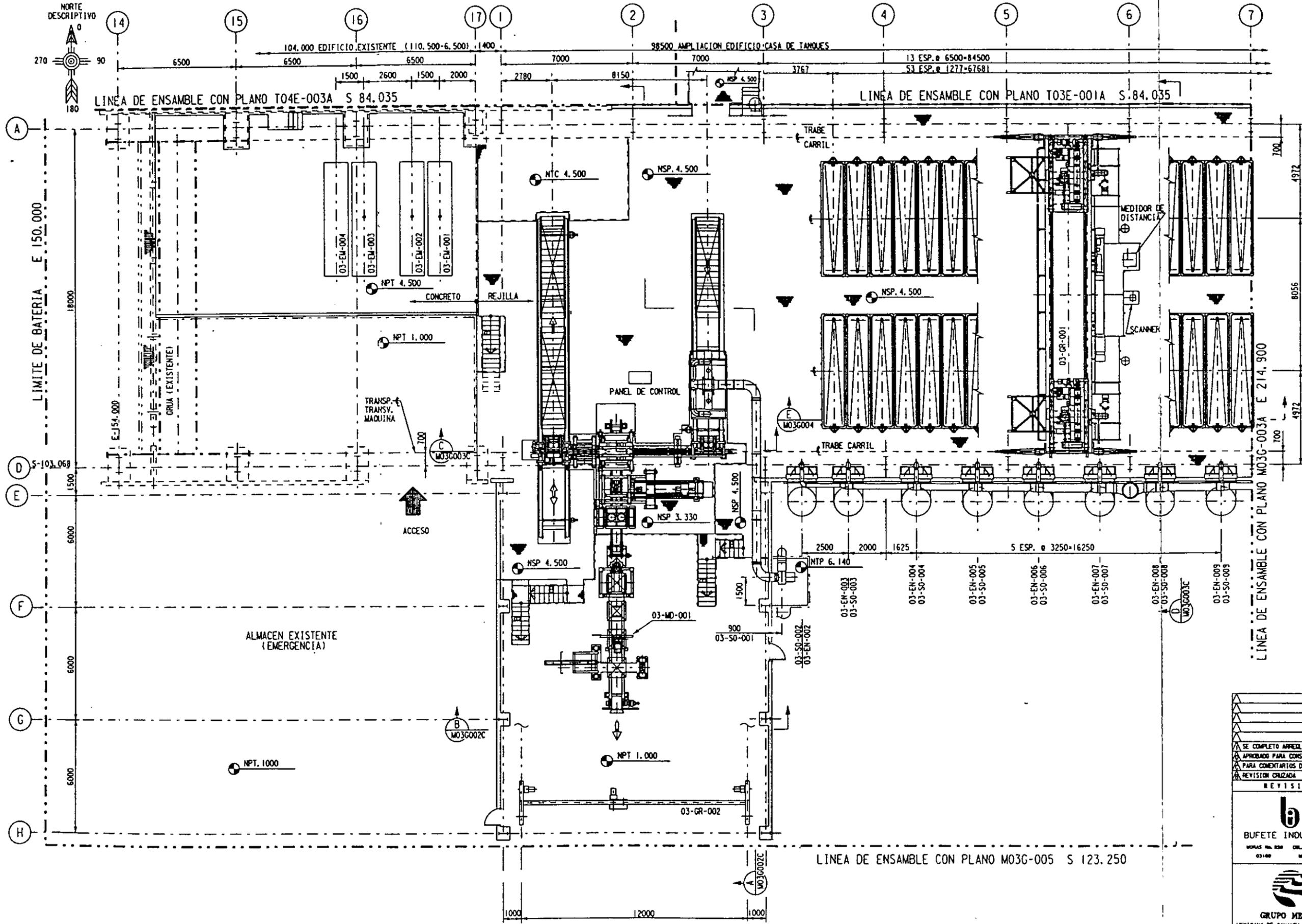
NOTAS

1. DIMENSIONES EN METROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRAS UNIDADES.
2. PARA INFORMACION DEL ORIGEN DEL SISTEMA DE COORDENADAS Y ELEVACIONES VER PLANO TOPOGRAFICO 6361-CO4T-001A.
3. LAS INSTALACIONES EXISTENTES QUE ESTAN EN OPERACION, LINEAS ENTERRADAS, REGISTROS, MUROS, ETC. DEBERAN SER PROTEGIDOS POR EL CONTRATISTA DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA.
4. PARA VOLUMENES DE OBRA VER PLANO 6361-CO4T-004C
5. PLANOS DE REFERENCIA:
6361-CO4T-002A LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO
6361-CO4T-004C TERRACERIAS SECCIONES Y DETALLES

NOTA IMPORTANTE:
UTILIZAR ESTE PLANO SOLO PARA
FINES DE INGENIERIA BASICA

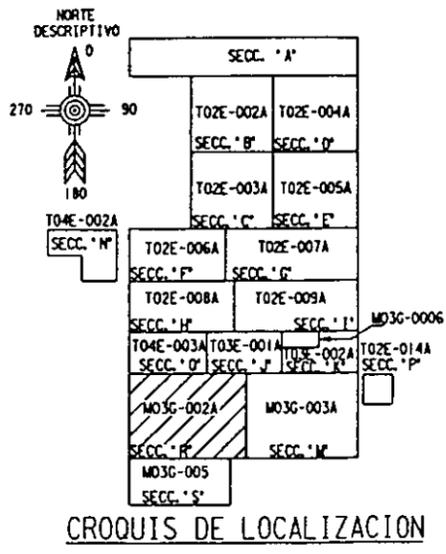
REVISIONES									
REVISION	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
PARA INFORMACION Y COMENTARIOS									
REVISION BASICA									
<p>BUFETE INDUSTRIAL MORAS No. 850 COL. DEL VALLE 63100 MEXICO, D.F.</p>					<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>				
<p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANAÑA, S.A. DE C.V.</p>					<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.</p> <p>PLANTA DE TERRACERIAS</p>				
DISENO/FECHA	AREA								
REVISO/FECHA	SECCION		PROYECTO	DEPTO.	AREA	ACT.	NUMERO	REV.	
APROBO/FECHA	APROBO/FECHA		6361-CO4T-004B				B		





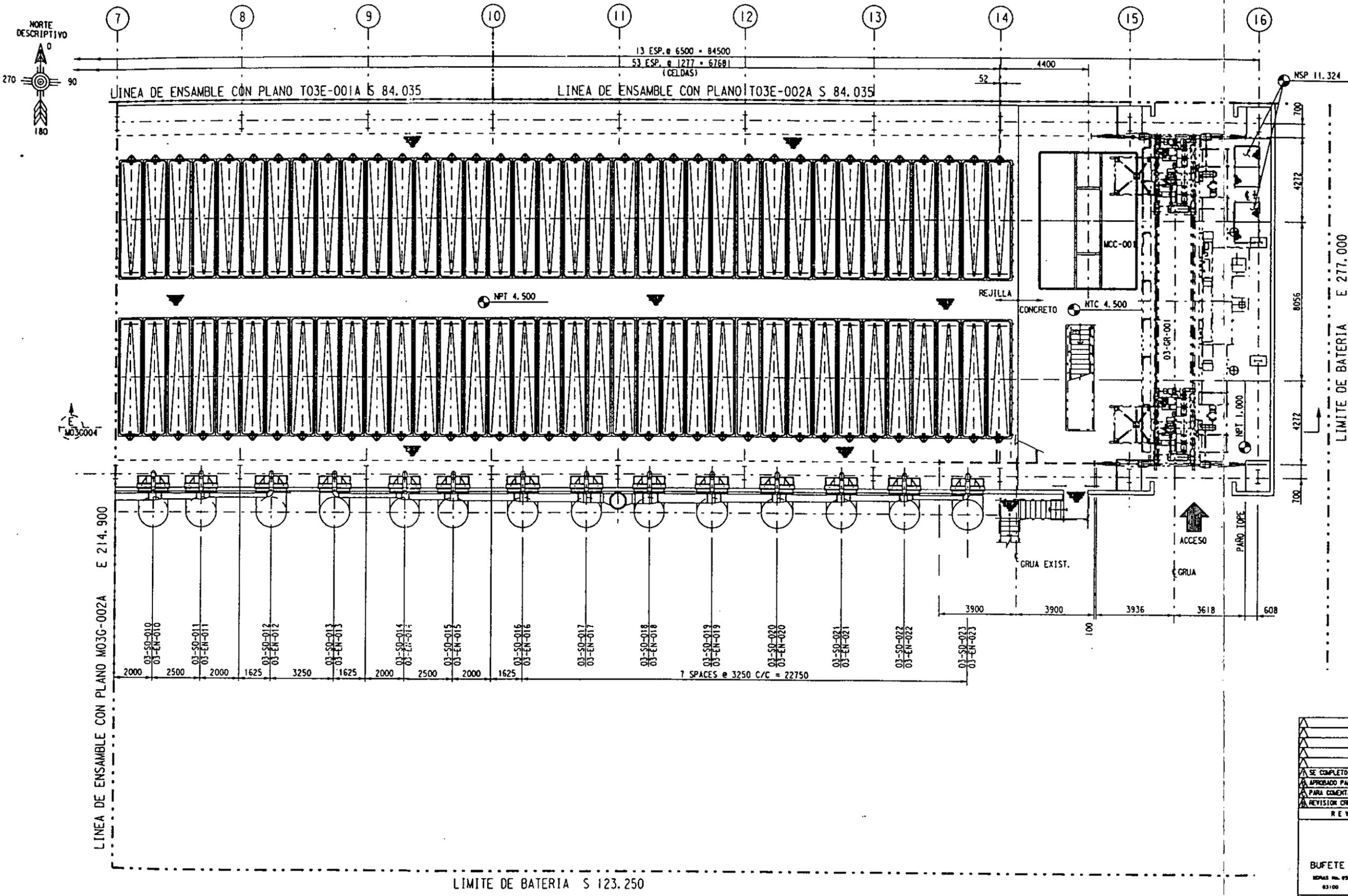
NOTAS:
 1. COORDENADAS Y ELEVACIONES EN METROS.
 2. ACOTACIONES EN MILIMETROS.

ABREVIATURAS
 NPT: NIVEL DE PISO TERMINADO.
 NSP: NIVEL SUPERIOR DE PLATAFORMA.
 NTC: NIVEL TOPE DE CONCRETO.
 NTP: NIVEL TOPE DE PERFIL.
 NHP: NIVEL HONGO DE RIEL.
 NIE: NIVEL INFERIOR DE ESTRUCTURA.

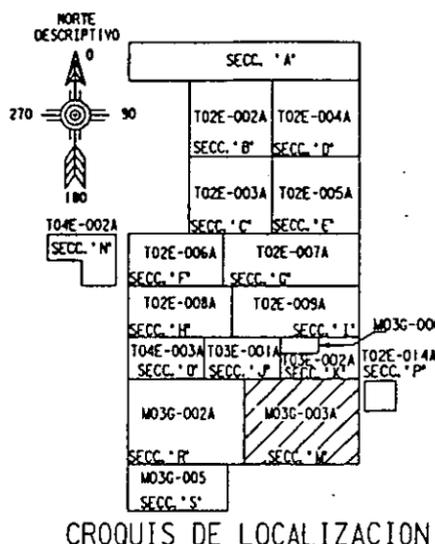


SE COMPLETO ARREGLO DE EQUIPO		APROBADO PARA CONSTRUCCION		PARA COMENTARIOS DE MECANICA		REVISION CRUZADA	
REVISIONES	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
 BUFETE INDUSTRIAL AV. DEL VALLE 1031 MEXICO, D.F.		APROBADO PARA CONSTRUCCION FECHA: _____ FIRMADO: <i>[Signature]</i> FECHA: _____ FIRMADO: <i>[Signature]</i> BUFETE INDUSTRIAL					
 GRUPO MEXICANO MEXICANA DE CANAEA S.A. DE C.V.		AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAEA, S.O.L. CASA DE CELDAS ARREGLO DE EQUIPO PLANTA 1 DE 2					
DISENÑO/FECHA	AREA	ELECTRODEPOSITACION					
REVISOR/FECHA	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.					
C.ESP./FECHA	R	7761-MO3G-002A					
APROB./FECHA	APROB./FECHA						





NOTAS:
I. VER NOTAS GENERALES EN PLANO No. M03G-002A



LINEA DE ENSAMBLE CON PLANO M03G-002A E 214.900

LIMITE DE BATERIA E 277.000

LIMITE DE BATERIA S 123.250

REVISIONES	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO	REVISADO	APROBADO

b
BUFETE INDUSTRIAL
EDIFICIO 100 COL. DEL VALLE
03100 MEXICO, D.F.

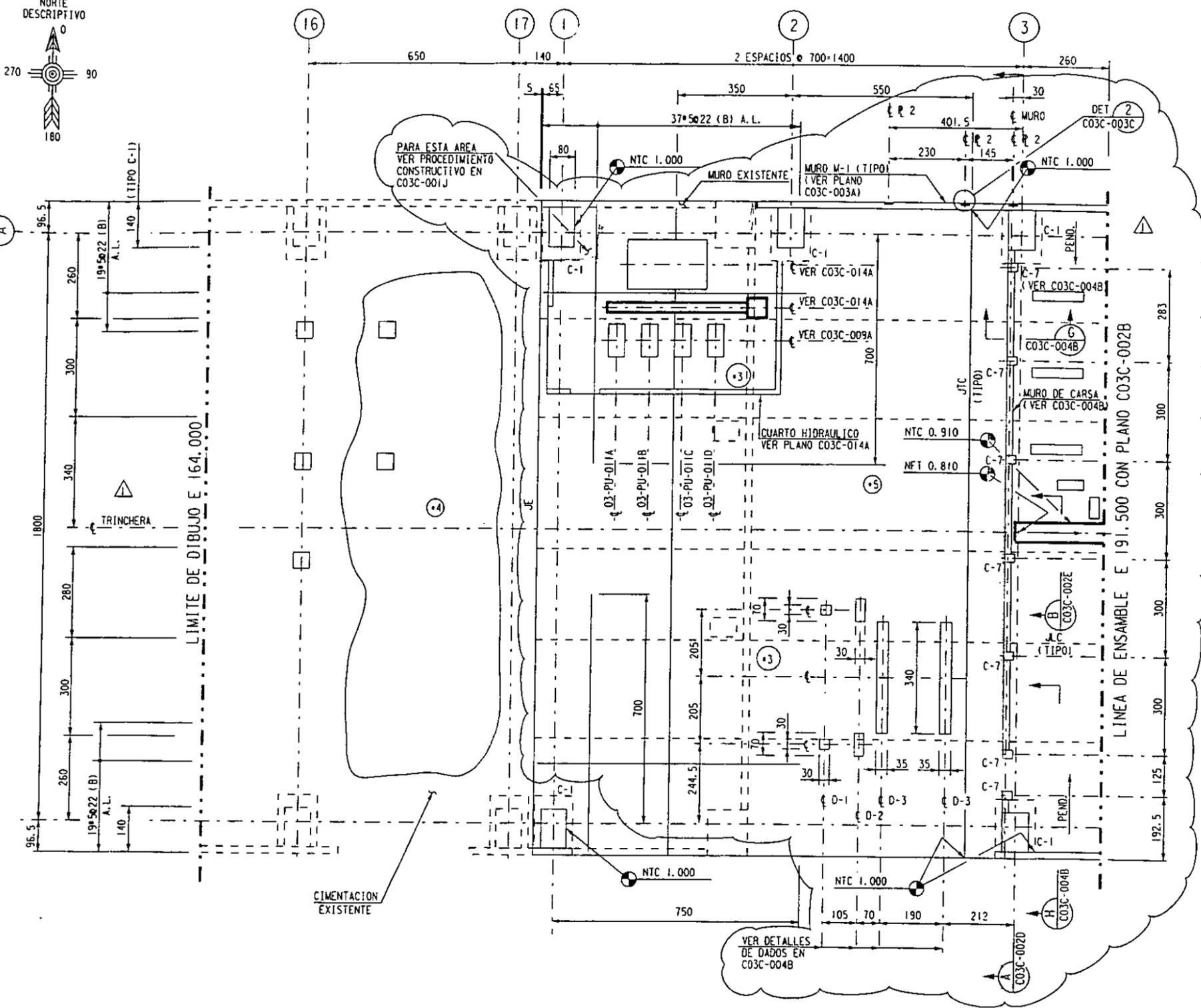
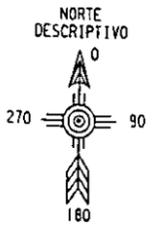
APROBADO PARA CONSTRUCCION
FECHA: _____ FIRMA: _____
FECHA: _____ FIRMA: _____

AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.
CASA DE CELDAS ARREGLO DE EQUIPO PLANTA 2 DE 2

GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANAÑA S.A. DE C.V.



DISEÑO/FECHA	AREA	ELECTRODEPOSITACION
REVISOR/FECHA	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.
APROBADO/FECHA	APROBADO/FECHA	



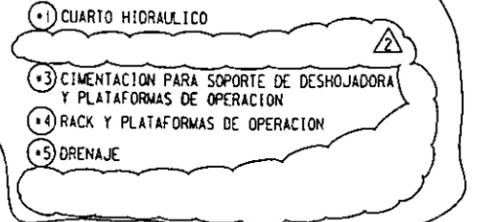
PLANTA LOSA DE CIMENTACION NTC 1.000 (NOMINAL)



LISTA DE MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	CONCEPTO	CANTIDAD
CONCRETO f'c=250 Kg/cm ²	1687 m ³	JUNTAS	
ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm ²		JLC	500 m
#3	0.68 ton	JTC	140 m
#4	14.80 ton	JE	35 m
#5	78.88 ton		
#8	43.61 ton		
GROUT	2034 lts		
ANCLAS TIPO DUP ø=3.81	248 Pzd		
ANCLAS TIPO DUP ø=1.9	8 Pzd		
CAMISAS DE PVC ø=5.08	184 Pzd		

PENDIENTES



NOTAS

- PARA NOTAS GENERALES, ABREVIATURAS Y SIMBOLOGIA VER PLANO 6361-C02C-001A.
- TODAS LAS DIMENSIONES SON SIMETRICAS CON RESPECTO A LAS LINEAS DE CENTRO EXCEPTO, QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
- PARA LOCALIZACION DE CIMENTACIONES VER PLANOS C03C-001D/E Y F.
- LA DISTRIBUCION DE JUNTAS CONSTRUCTIVAS PODRA SER MODIFICADA POR EL CONSTRUCTOR DE ACUERDO A SU CAPACIDAD INSTALADA.
- PARA DETALLES DE JLC Y JTC VER PLANO C03C-002E.
- VER DIMENSIONES DE COLUMNAS EN PLANO C03C-002E.
- PLANOS DE REFERENCIA:
 6361-C03C-002B PLANTA, LOSA DE CIMENTACION 2/3
 6361-C03C-002C PLANTA, LOSA DE CIMENTACION 3/3
 6361-C03C-002D CIMENTACION, SECCIONES Y DETALLES
 6361-C03C-002E CIMENTACION, SECCIONES Y DETALLES
 6361-C03C-002F CIMENTACION, SECCIONES Y DETALLES
 6361-C03C-003A MURO PERIMETRAL
 6361-C03E-006A ESTRUCTURA SOPORTE DE CELDAS
 6361-C03H-003A MARCOS LONGITUDINALES EJE 'A'
 6361-C03H-003B MARCOS LONGITUDINALES EJE 'D'
 6361-C03H-003C MARCOS TRANSVERSALES
 6361-C03E-007B SOPORTE MARCO CORTOCIRCUITADOR
 6361-C03E-004B MUROS DIVISORIOS
 6361-C03C-014A CUARTO HIDRAULICO
 6361-C03C-014C CIMENTACION CUARTO HIDRAULICO
 6361-C03C-009A CIMENTACION BOMBAS
 B. PARA RECUBRIMIENTO ANTIACIDO EN LOSA VER PLANO C03E-004A

SIMBOLOGIA

JTC JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION
 JLC JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCION

REVISIONES	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA

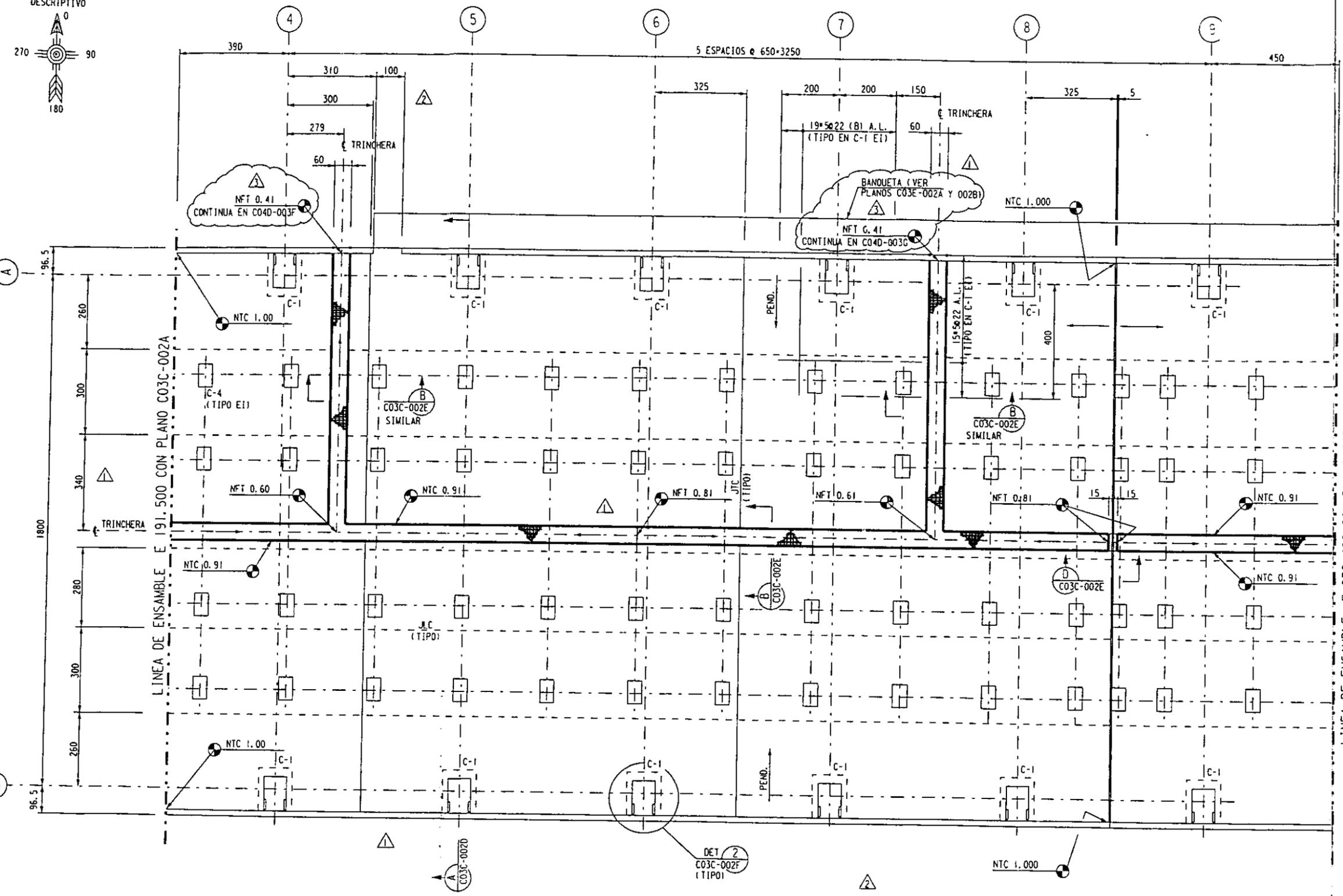
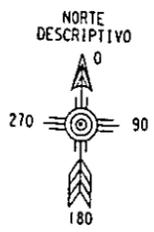
APROBADO PARA CONSTRUCCION

BUFETE INDUSTRIAL
 HORAS NO. 850 COL. DEL VALLE 63100 MEXICO, D.F.

GRUPO MEXICO
 MEXICANA DE CANANEA, S.A. DE C.V.

AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON.
 CASA DE CELDAS
 PLANTA LOSA DE CIMENTACION
 HOJA 1 DE 3

DISENO/FECHA	AREA	ELECTRODEPOSITACION
L. MEZA / 11 MARZO	C3	
REVISOR/FECHA	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.



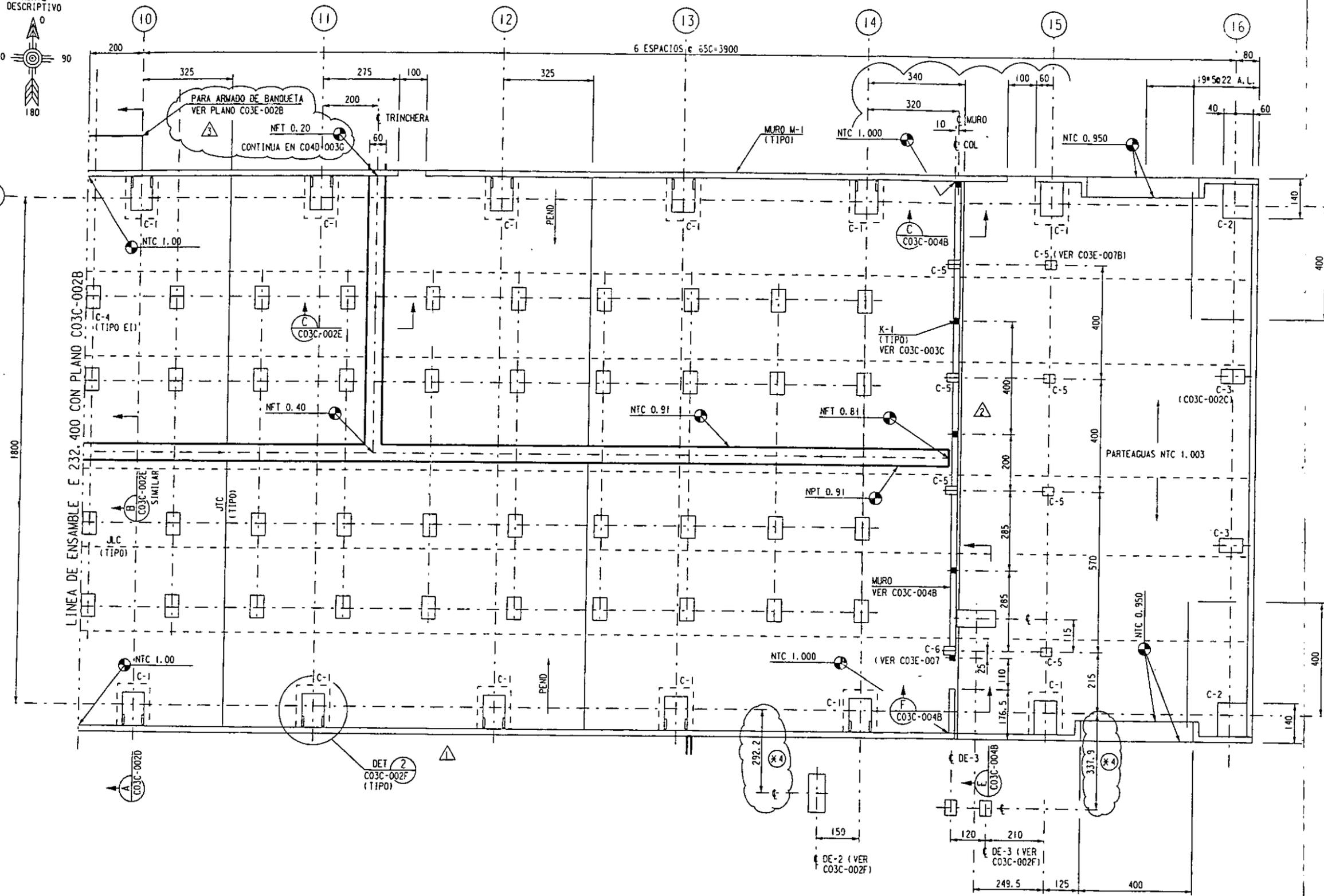
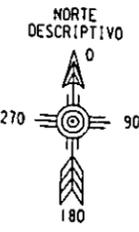
PLANTA LOSA DE CIMENTACION NTC 1.000 (NOMINAL)

NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO CO3C-002A.

MODIFICACION NO. 1 SE AGREGA PUNTO EN E.L. 1 SE AGREGA PUNTO EN E.L. 2 MODIFICA DISTRIBUCION DE LAS ARMAS DE EN PUNTO A NIVEL EN LOSA DE CIMENTACION DE ADICIONAR BARRAS EN LAS ARMAS EN COLUMNAS Y TRINCHERAS		JUN	JUN	MCC	ASS	FFD	19ABR00
APROBADO PARA CONSTRUCCION		JUN	JUN	MCC	ASS	FFD	19ABR00
REVISION CRUZADA		JUN	JUN	MCC	ASS	FFD	19ABR00
REVISIONES							
RECIBIDA	CIVIL	ELECT.	PLUMBAS	ING.	PROYECT.	INSTAL.	COORD.
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
b BUFETE INDUSTRIAL MORAS NO. 150 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.				APROBADO PARA CONSTRUCCION FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE FECHA: 19ABR00 FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL			
gr GRUPO MEXICO MEXICANA DE CAÑANA, S.A. DE C.V.				AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON. CASA DE CELDAS PLANTA LOSA DE CIMENTACION HOJA 2 DE 3			

DISEÑO/FECHA MEZA / 19ABR00	AREA 03	ELECTRODEPOSITACION
REVISOR/FECHA / 19ABR00	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.
APROBADO/FECHA APROBADO/FECHA	APROBADO/FECHA	CO3C-002A CO3C-002B CO3C-002C



PENDIENTES
 (*) PENDIENTE POR FALTA DE DEFINICION DE CIMENTACION PARA VENTILADOR

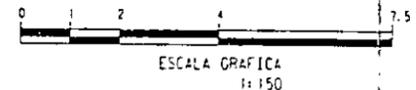
NOTAS
 1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-CO3C-002A

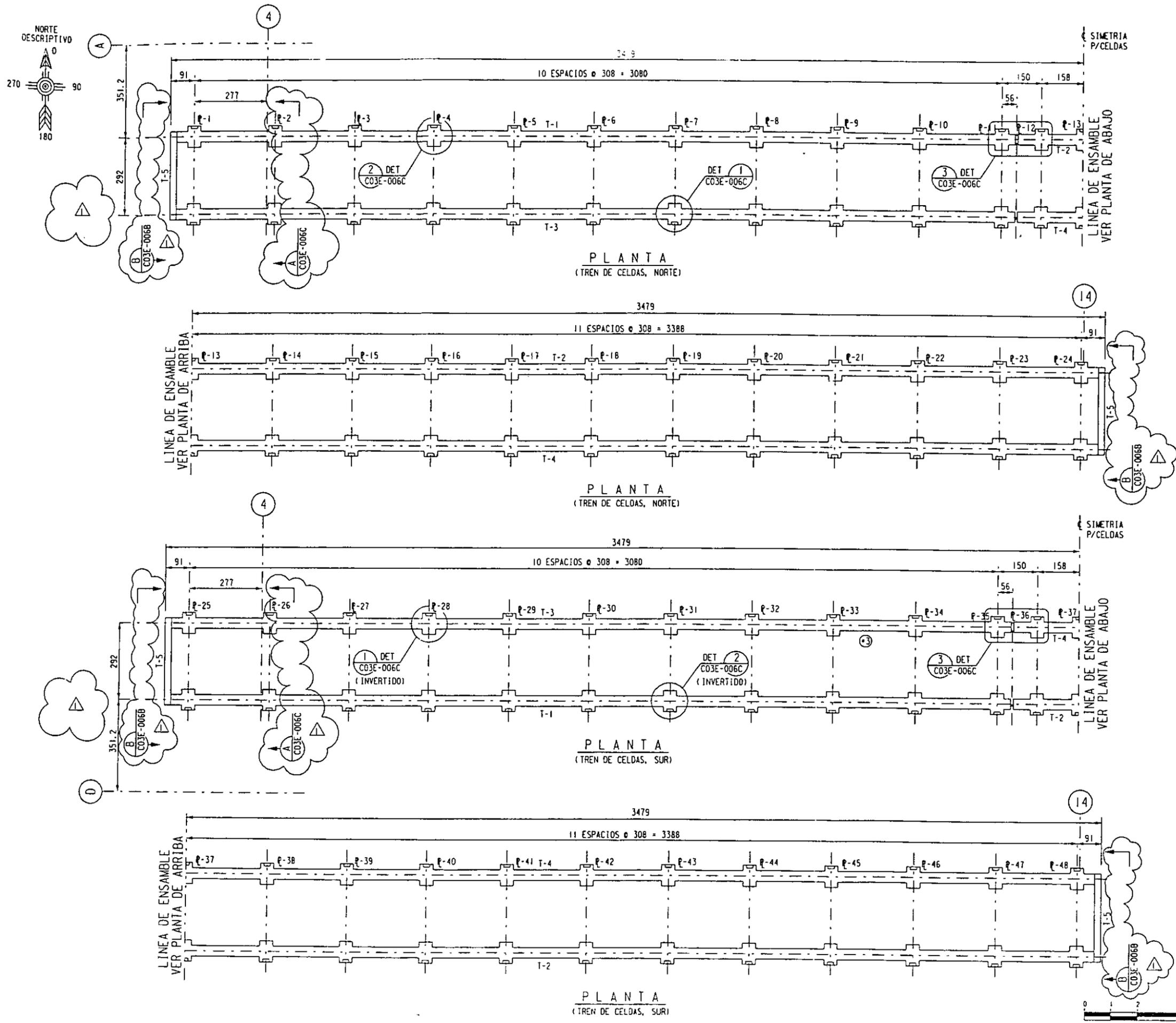
REVISIONES									
NO.	FECHA	ELAB.	REVISOR	PROJ.	COORD.	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA

APROBADO PARA CONSTRUCCION
 FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____
 FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL

AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON.
CASA DE CELDAS PLANTA LOSA DE CIMENTACION HOJA 3 DE 3

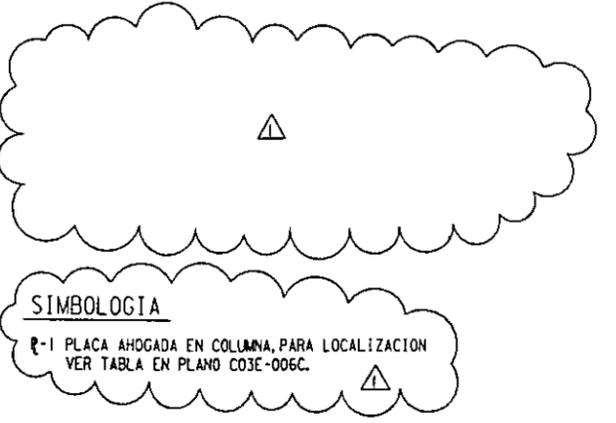
DISEÑO/FECHA	AREA	ELECTRODEPOSITACION
REVISOR/FECHA	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO
APROBADO/FECHA	APROBADO/FECHA	





LISTA DE MATERIALES			
CONCEPTO	CANTIDAD	CONCEPTO	CANTIDAD
CONCRETO f'c=250 Kg/cm ²	58.0 m ³		
ACERO DE REFUERZO			
F _y =4200 Kg/cm ²			
*3	1.32 ton		
*4	0.20 ton		
*5	4.30 ton		
PLACA e=1.3	1.06 ton		

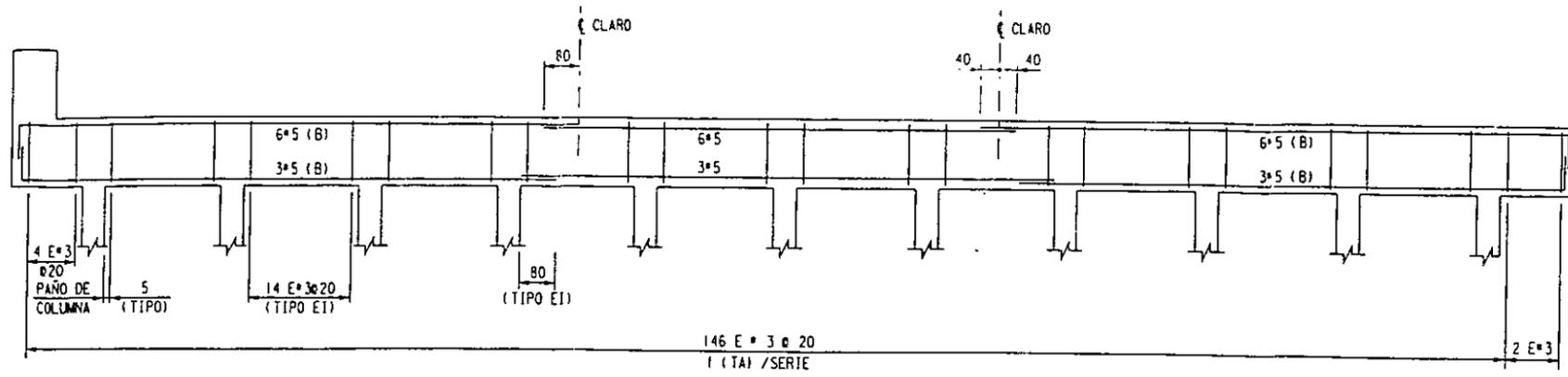
ESTA LISTA DE MATERIALES SOLO INCLUYE A LAS TRABES Y PLACAS AHOGADAS EN COLUMNAS.



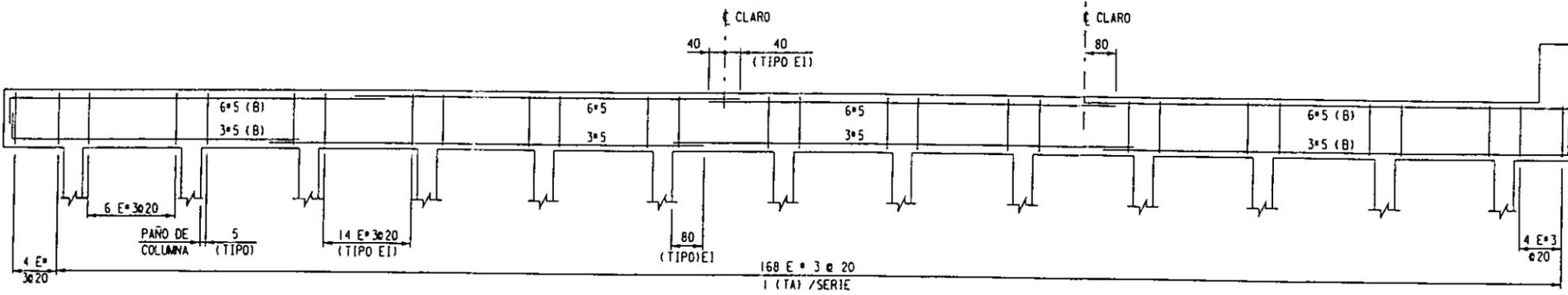
- NOTAS**
1. PARA NOTAS GENERALES, ABREVIATURAS Y SIMBOLOGIA VER PLANO 6361-C02C-001A.
 2. TODAS LAS DIMENSIONES SON SIMETRICAS CON RESPECTO A LAS LINEAS DE CENTRO EXCEPTO, QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
 3. PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE COLUMNAS VER PLANO 6361-C03C-002E.
 4. EN TODA LA SUPERFICIE DE CONCRETO DE COLUMNAS Y TRABES QUE ESTEN SOBRE LA LOSA DE PISO, SE APLICARA PROTECCION ANTICORROSIVA VINYLESTER DE ACUERDO CON LA ESPECIFICACION NO. 38-EEQ-010/1618/6361 EXCEPTO EN AREAS DE TRABES, DONDE SE COLOCARAN LOS/BLOQUES SOPORTE DE LAS CELDAS VER PLANO DE TECNOMET NO. P107/6361/0005.
 5. PLANOS DE REFERENCIA:
 6361-C03E-006B ESTRUCTURA SOP. CELDAS ELEVACIONES
 6361-C03E-006C ESTRUCTURA SOP. CELDAS DETALLES
 6361-C03C-001E LOCALIZACION DE CIMENTACIONES
 6361-C03C-002B PLANTA LOSA CIMENTACION
 6361-C03C-002C PLANTA LOSA CIMENTACION
 6361-C03C-002E CIMENTACION SECCIONES Y DETALLES

REVISIONES									
NO.	FECHA	DESCRIPCION	ELABORADO	REVISADO	PROYECTO	INSTRUMENTADO	COORDINADO	FECHA	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>BUFETE INDUSTRIAL MORAN No. 850 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p> </div> </div>									
<p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANAÑA, S.A. DE C.V.</p> <p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.</p> <p>CASA DE CELDAS ESTRUCTURA SOPORTE DE CELDAS PLANTA</p>									
DISEÑO/FECHA		AREA		ELECTRODEPOSITACION					
C. GARCIA / 18ABR00		03							
REVISOR/FECHA		SECCION		PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO: REV.					
L. MEZA / 18ABR00									
APROBADO/FECHA		APROBADO/FECHA		6361-C03E-006A					

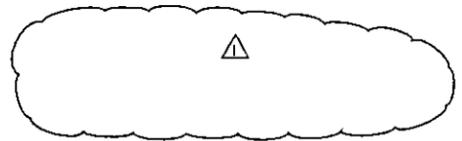
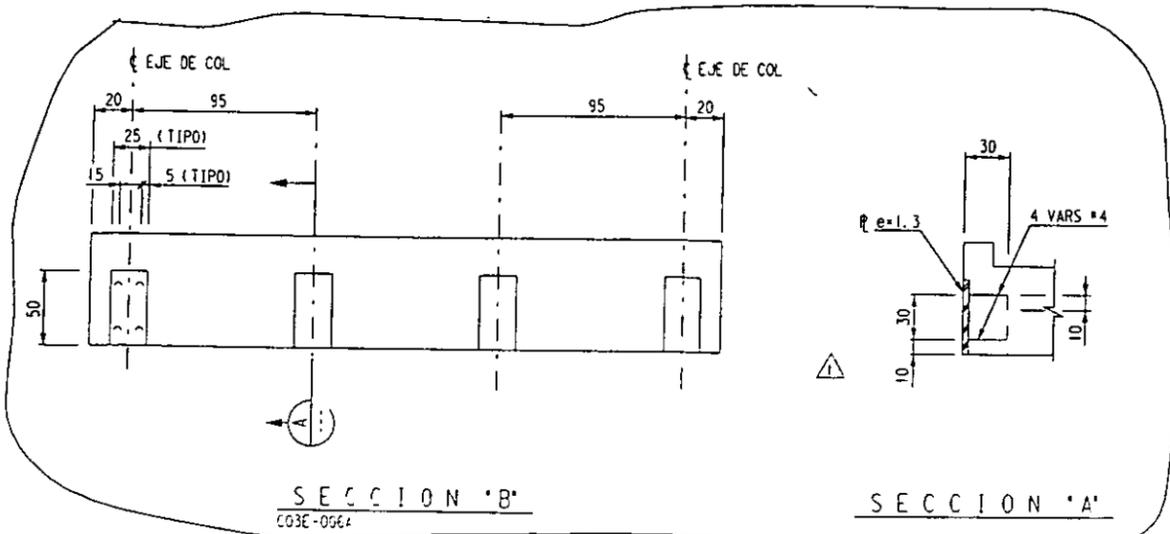
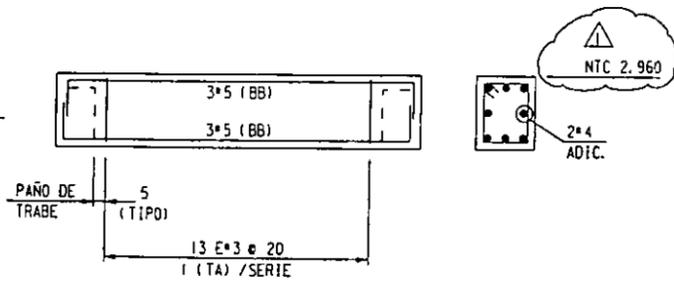
T-1, T-3
40x50



T-2, T-4
40



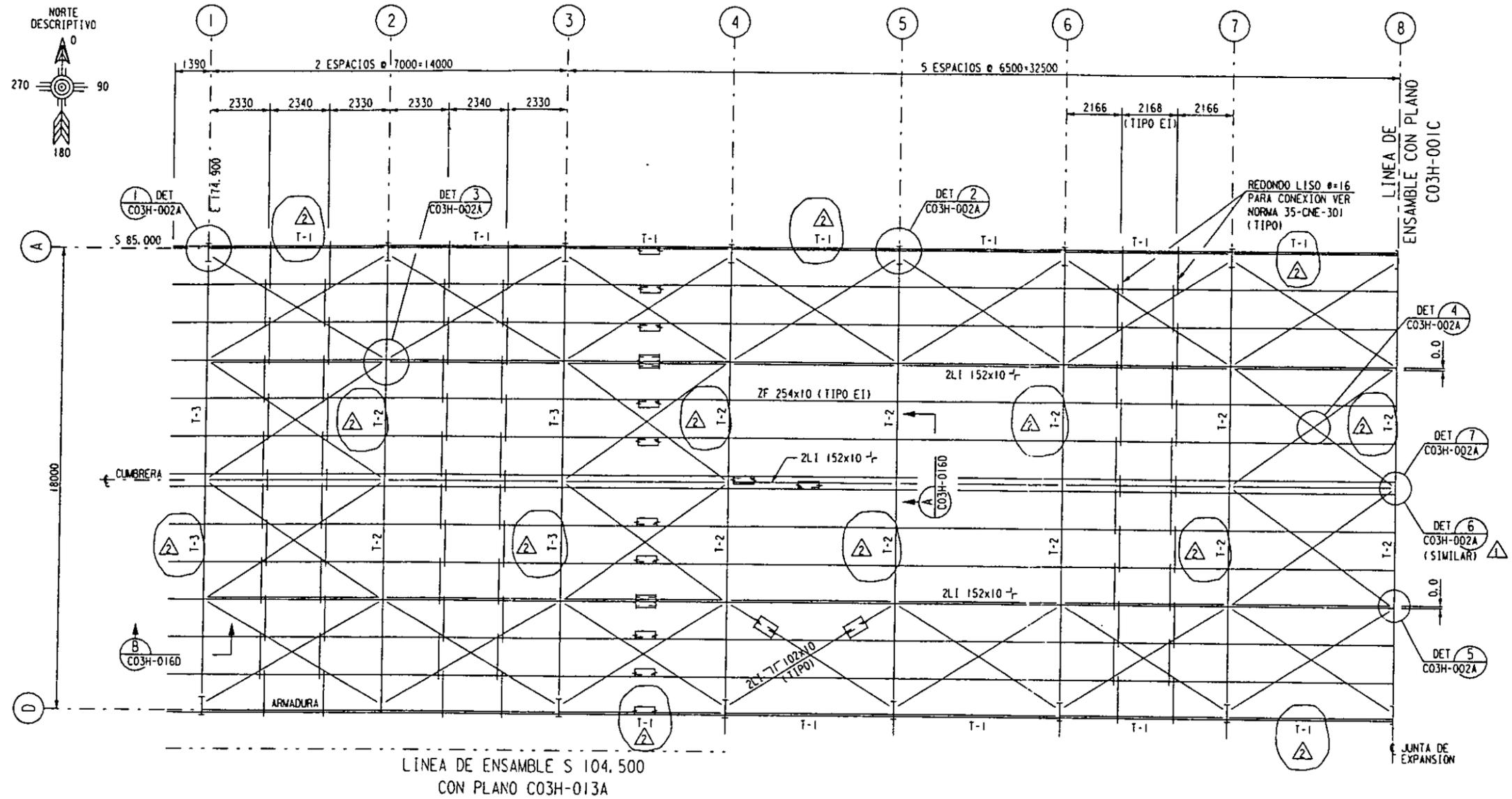
T-5
25x76



NOTAS

1. PARA NOTAS, LISTA DE MATERIALES Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-C03E-006A.

REVISIONES		MECANICO	CIVIL	ELECT.	PLUMBAS	ANC.	PROCESO	INSTAL.	COORD.	FECHA
<p>BUFETE INDUSTRIAL MORAS No. 150 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p> <p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CAÑANA, S.A. DE C.V.</p>										
APROBADO PARA CONSTRUCCION		<p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>								
AMPLIACION PLANTA ESDE II		CANANEA, SON.								
ESTRUCTURA SOPORTE DE CELDAS		SECCIONES Y DETALLES								
DISENO/FECHA	AREA	ELECTRODEPOSICION								
G. GRACIA /18ABR00	03									
REVISOR/FECHA	SECCION	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.								
L. MEZA /18ABR00										
APROBADO/FECHA	APROBADO/FECHA	6361-C03E-006A								



PLANTA DE CUBIERTA

LISTA DE PERFILES	
PERFIL	CANTIDAD
C-1	32.20 ton
C-2	18.54 ton
C-3	2.93 ton
T-1	9.88 ton
T-2	35.84 ton
T-3	6.37 ton
IR 305x66.9	1.90 ton
IR 254x38.5	0.69 ton
IR 203x26.6	9.90 ton
TR 152x29.8	7.50 ton
LI 152x13	1.63 ton
LI 152x10	18.78 ton
LI 102x10	18.81 ton
LI 76x13	0.91 ton
ZF 254x10	17.36 ton
R-38	12.09 ton
R-35	5.16 ton
R-22	1.34 ton
R-19	5.10 ton
R-16	0.03 ton
R-10	2.14 ton
REDONDO LISO #=16	0.56 ton

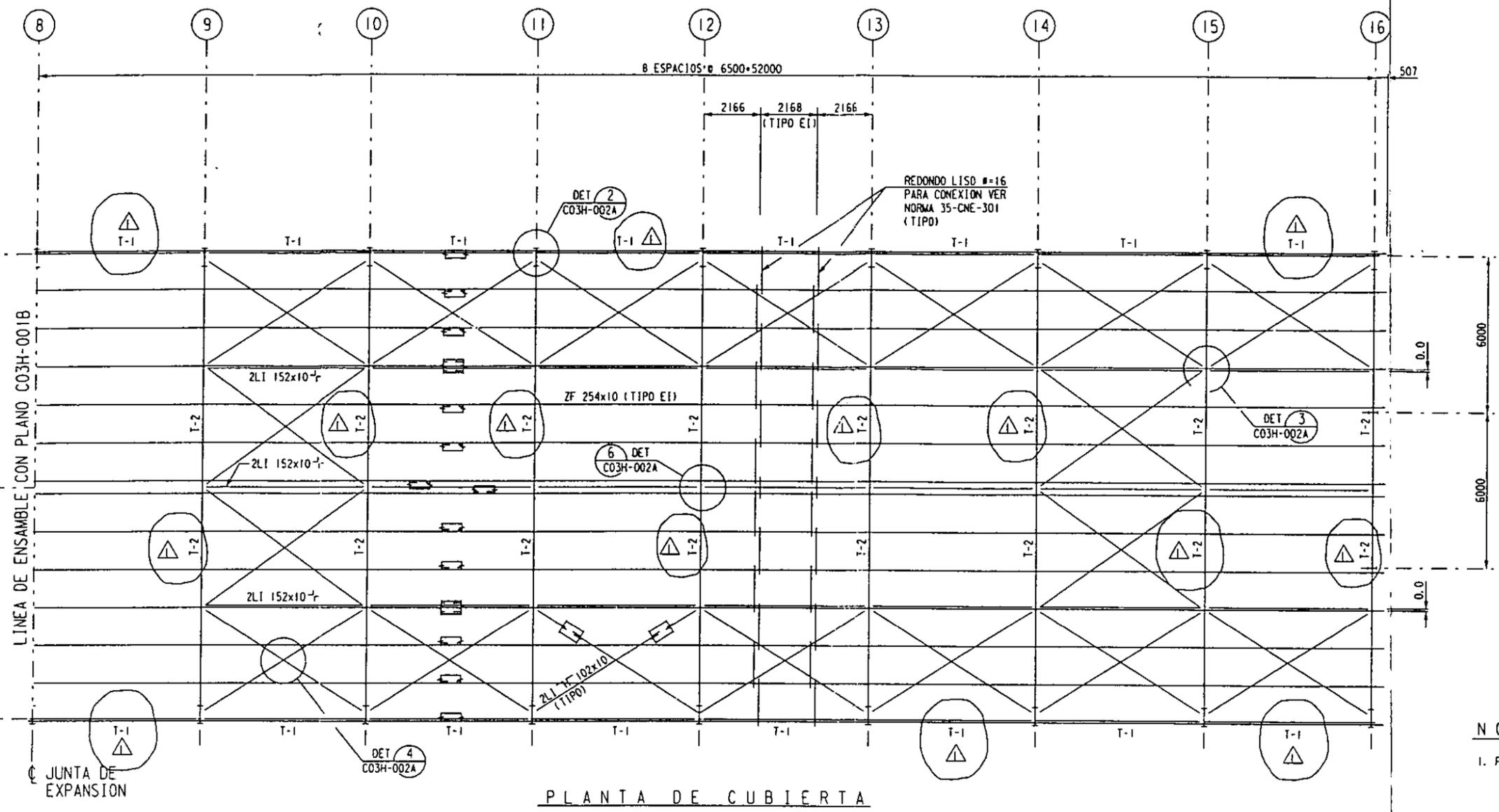
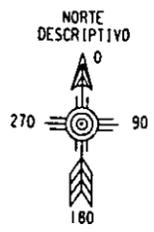
NOTA: ESTA LISTA DE PERFILES INCLUYE A LOS SIGUIENTES PLANOS CO3H-001B/C/003A/B/C/D 004A Y B.

NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-CO3H-001A.
2. VER TABLA DE PERFILES EN EL PLANO 6361-CO3H-004B.

SE MODIFICAN PERFILES		JUN	JUN	MAR	AGO	NOV	NOV	NOV	NOV
APROBADO PARA CONSTRUCCION		JUN	JUN	MAR	AGO	NOV	NOV	NOV	NOV
REVISION CRUZADA		JUN	JUN	MAR	AGO	NOV	NOV	NOV	NOV
REVISIONES		MECANICA	CIVIL	ELECT.	PLUMBERIA	ANL.	PROCESO	INSTRUM.	COORD.
FECHA		FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
<p>BUFETE INDUSTRIAL MORAS NO. 450 COL. DEL VALLE MEXICO, D.F.</p>		<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE</p> <p>FECHA: 23/02/2000 FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>							
<p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CAÑAMER, S.A. DE C.V.</p>		<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAMER, SON.</p> <p>CASA DE TANQUES CUBIERTA LOCALIZACION I DE 2</p>							
<p>DISEÑO/FECHA</p> <p>LEZA /11FEB00</p>	<p>AREA</p> <p>03</p>	<p>ELECTRODEPOSITACION</p>							
<p>REVISOR/FECHA</p> <p>/11FEB00</p>	<p>SECCION</p> <p></p>	<p>PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.</p>							



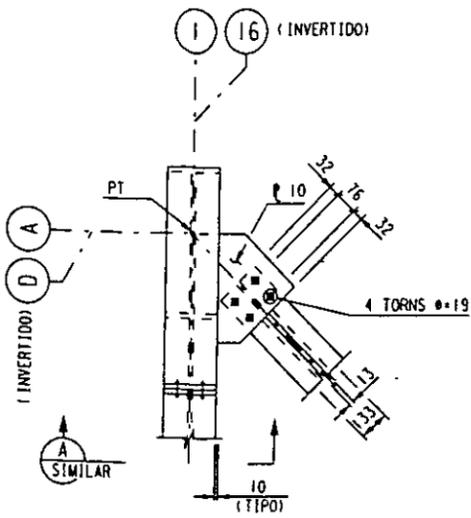


NOTAS

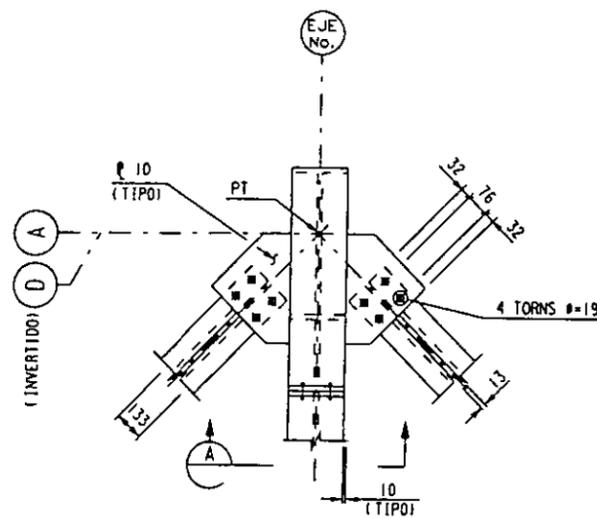
1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-C03H-001A.

<p>SE MODIFICAN PERFILES</p> <p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>REVISION CRUZADA</p>																																			
<p>REVISIONES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>NO.</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td><td> </td> </tr> </tbody> </table>												NO.	FECHA																						
NO.	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA																								
<p>BUFETE INDUSTRIAL NORIAS No. 850 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p>						<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>																													
<p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANAÑA, S.A. DE C.V.</p>						<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.</p> <p>CASA DE TANQUES CUBIERTA LOCALIZACION 2 DE 2</p>																													
DISEÑO/FECHA L. MEZA /11FEB03			AREA 03			ELECTRODEPOSITACION			REVISOR/FECHA /11FEB03			PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.																							

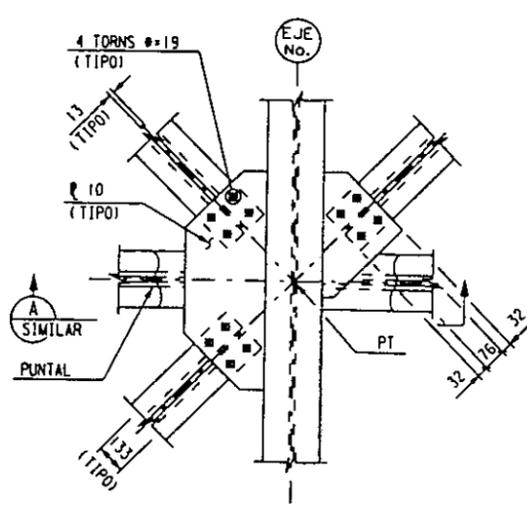




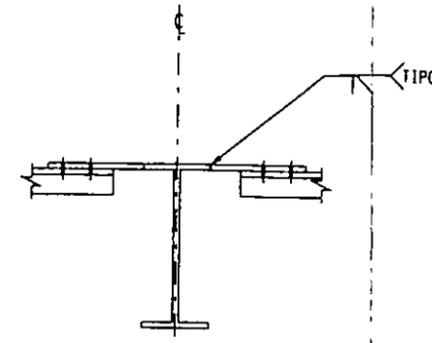
DETALLE '1'
C03H-001B



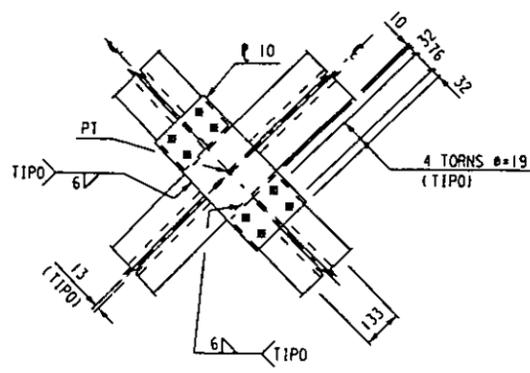
DETALLE '2'
C03H-001B/C



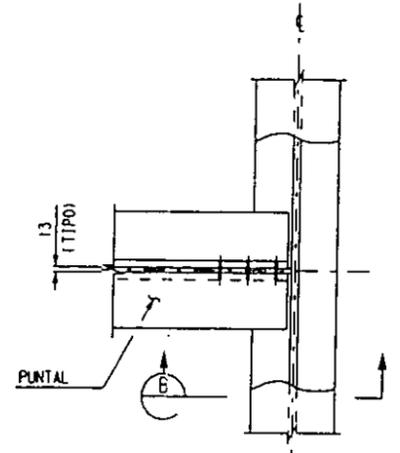
DETALLE '3'
C03H-001B/C



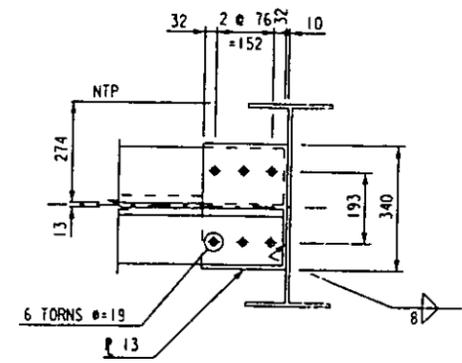
SECCION 'A'



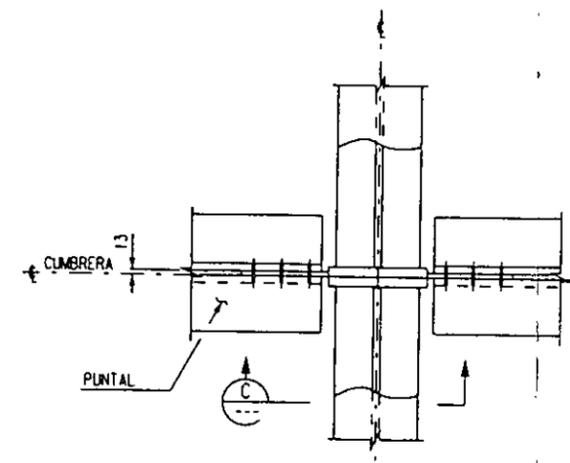
DETALLE '4'
C03H-001B/C



DETALLE '5'
C03H-001B



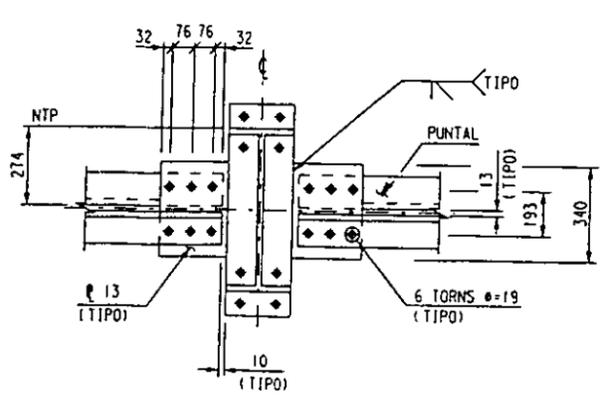
SECCION 'B'



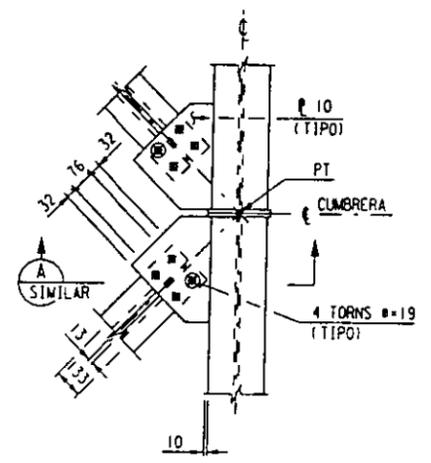
DETALLE '6'
C03H-001C

NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-C03H-001A.

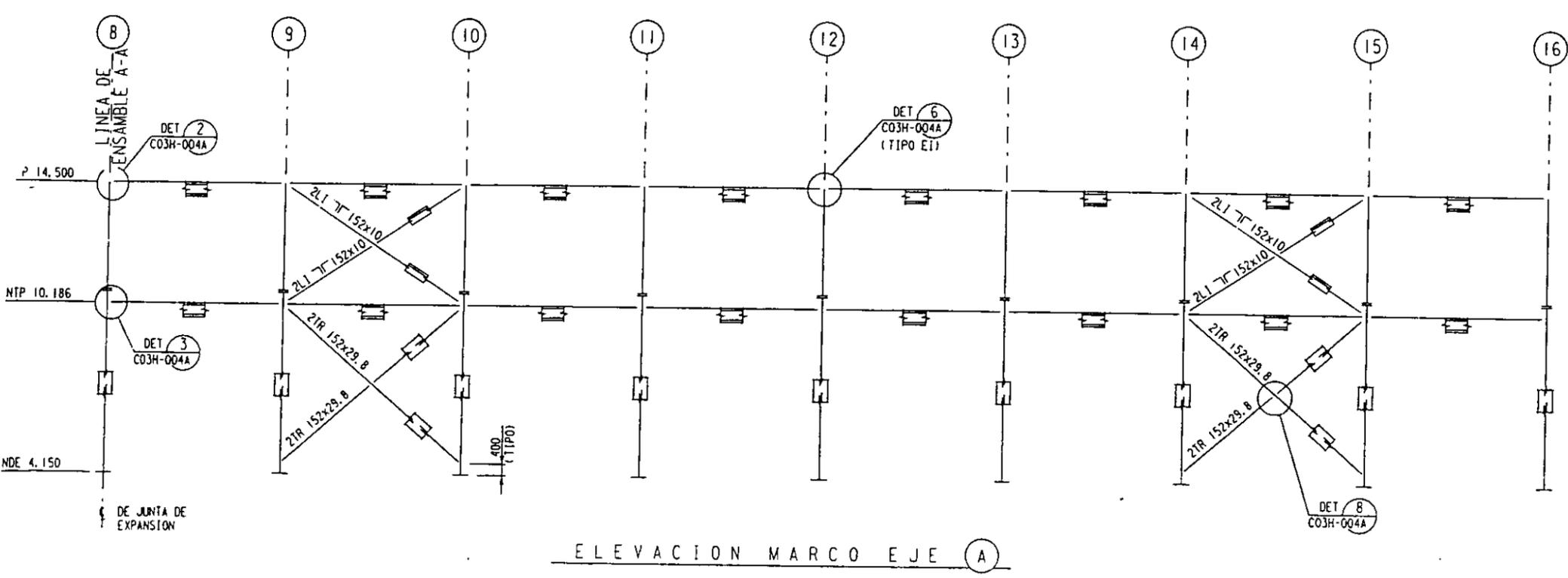
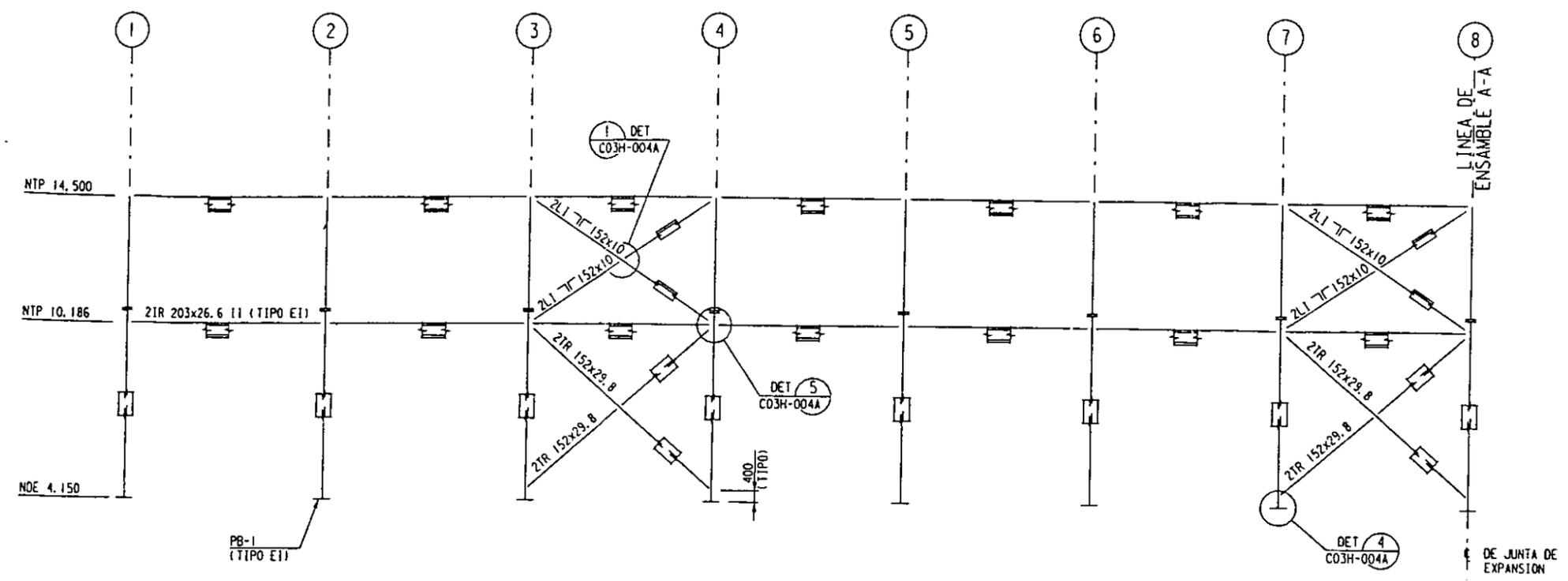


SECCION 'C'



DETALLE '7'
C03H-001B

APROBADO PARA CONSTRUCCION									
REVISIONES									
NO.	FECHA	REVISION	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FINAL: _____</p> <p>FECHA: _____ FINAL: _____</p> <p>CLIENTE: _____</p> <p>BUFETE INDUSTRIAL</p>									
<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON.</p> <p>CASA DE TANQUES CUBIERTA CONEXIONES</p>									
DISEÑO/FECHA		AREA		ELECTRODEPOSICION					
REVISÓ/FECHA		SECCION		PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NÚMERO REV.					
APROBÓ/FECHA		APROBÓ/FECHA							

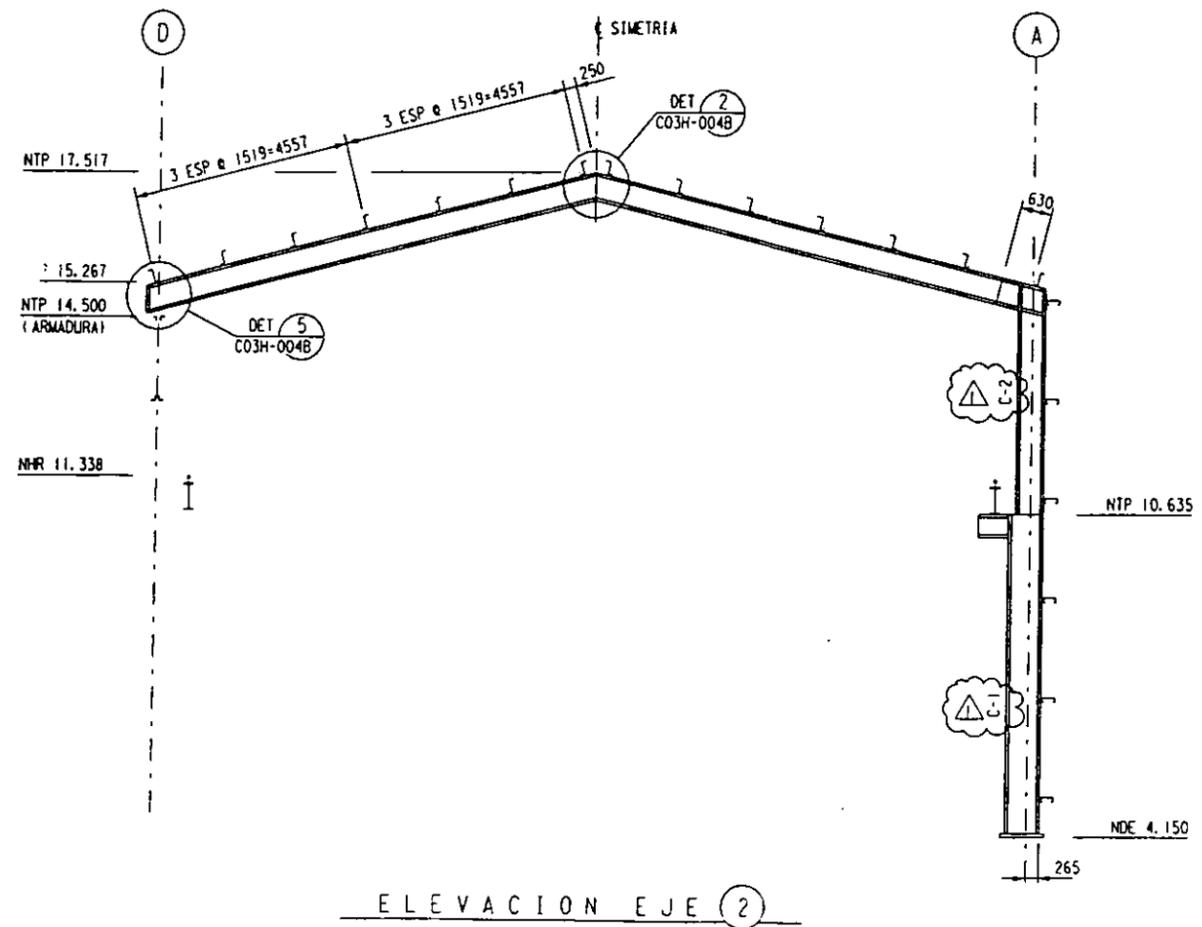
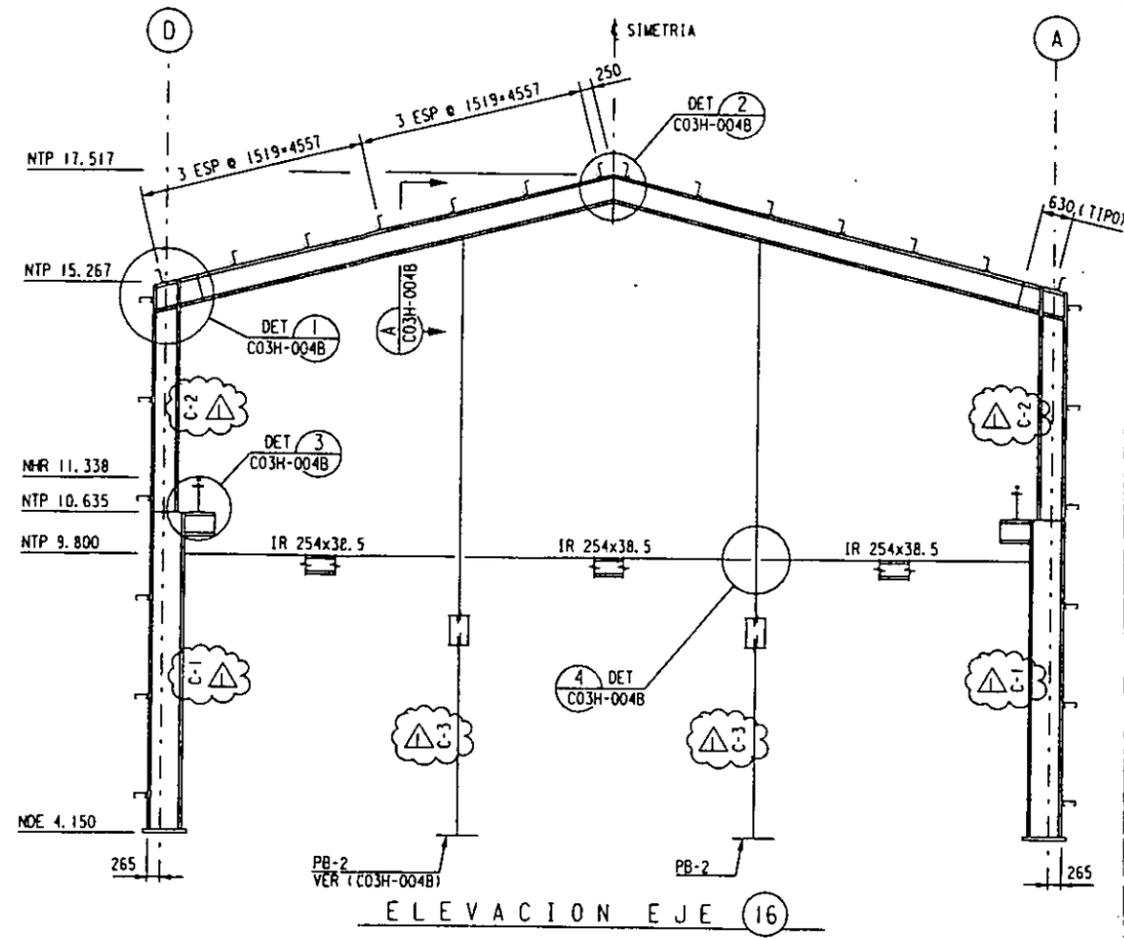
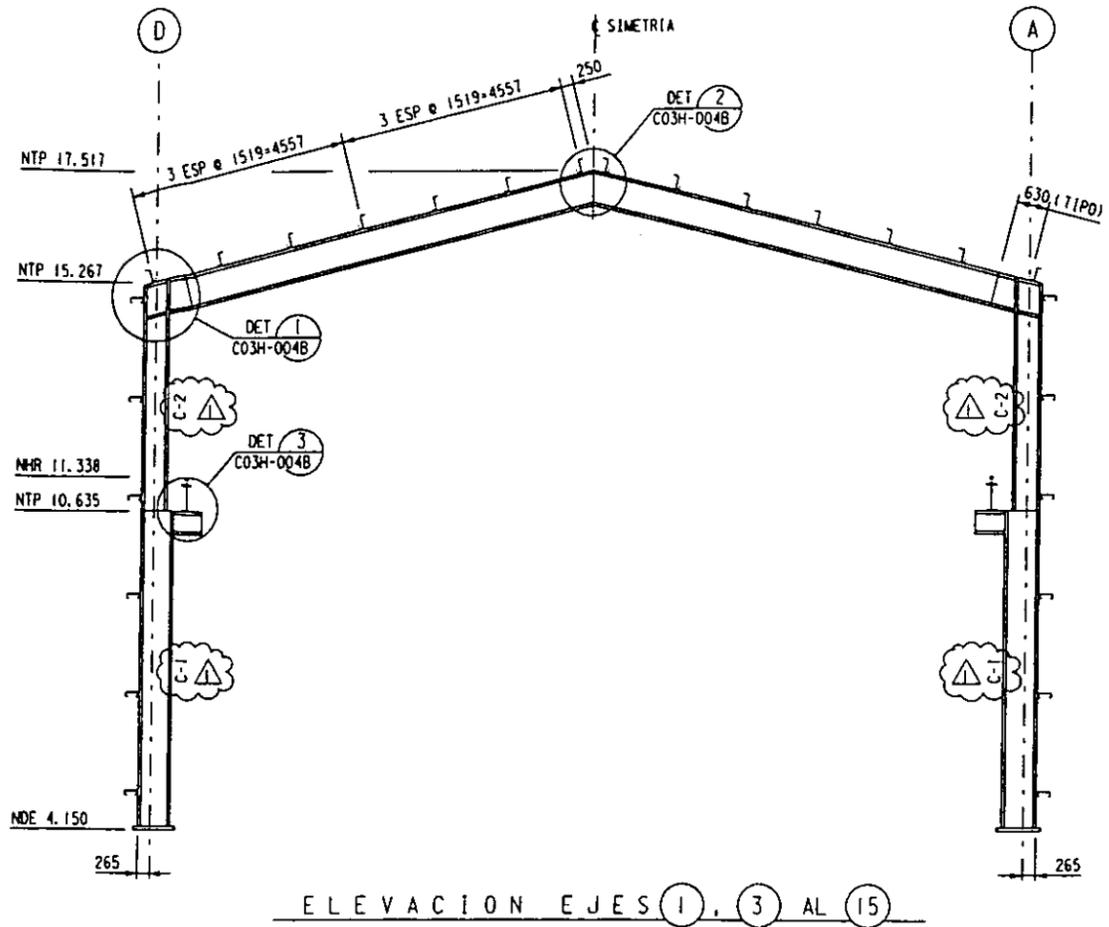


ELEVACION MARCO EJE (A)

NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-CO3H-001A.

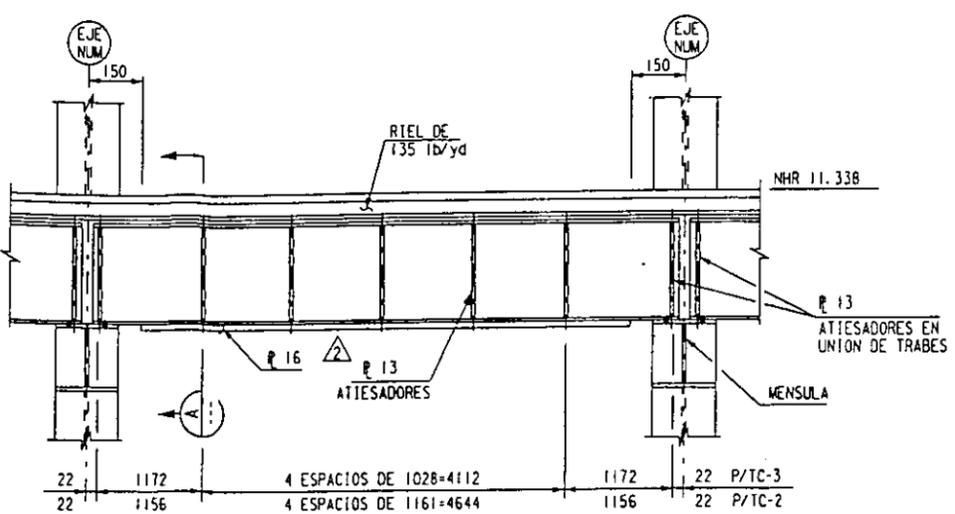
REVISIONES		MECANIC	CIVIL	ELECT.	PLUMBAS	APL.	PROCESO	INSTALAC	COORD.	FECHA
<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>BUFETE INDUSTRIAL HORAS No. 850 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p> <p>GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANAÑA, S.A. DE C.V.</p> <p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.</p> <p>CASA DE TANQUES MARCOS LONGITUDINALES EJE "A"</p>										
AREA	03	ELECTRODEPOSITACION								
SECCION		PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.								



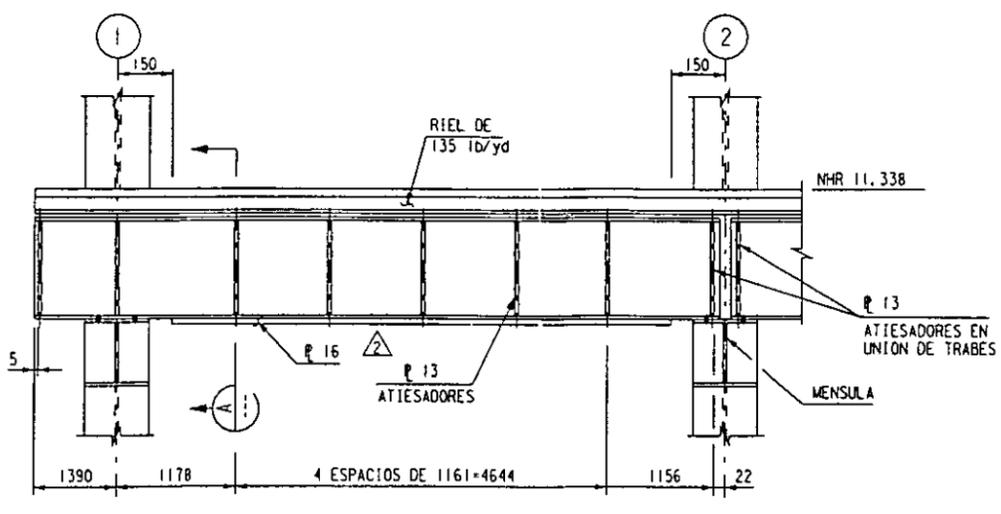
NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-CO3H-001A.

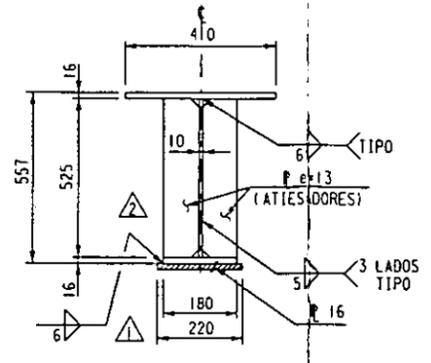
<p>SE MODIFICA PERFILES</p> <p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>REVISION CRUZADA</p>																													
<p>REVISIONES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>REVISOR</th> <th>FECHA</th> <th>REVISOR</th> <th>FECHA</th> <th>REVISOR</th> <th>FECHA</th> <th>REVISOR</th> <th>FECHA</th> <th>REVISOR</th> <th>FECHA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td> </tr> </tbody> </table>										REVISOR	FECHA																		
REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA	REVISOR	FECHA																				
<p>b</p> <p>BUFETE INDUSTRIAL</p> <p>MORAS NO. 650 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p>					<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: 15/02/2003 FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>																								
<p>GRUPO MEXICO</p> <p>MEXICANA DE CANAÑA, S.A. DE C.V.</p>					<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANAÑA, SON.</p> <p>CASA DE TANQUES MARCOS TRANSVERSALES ELEVACIONES</p>																								
DISEÑO/FECHA		AREA		ELECTRODEPOSITACION																									
L. MEZA / 11/02/00		03																											
REVISOR/FECHA		SECCION		PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.																									
APROBÓ/FECHA		APROBÓ/FECHA		6361-CO3H-0030																									



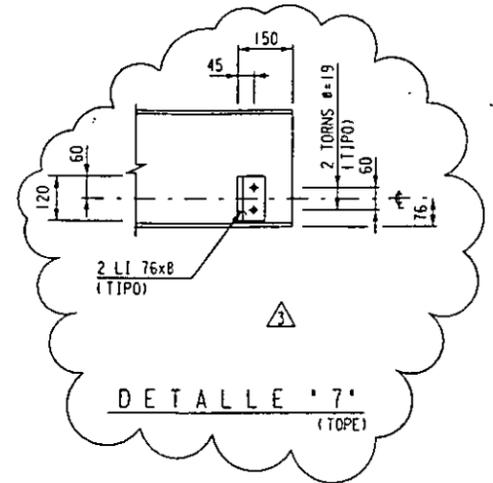
DETALLE '1'
C03H-006A (TC-2 Y TC-3)



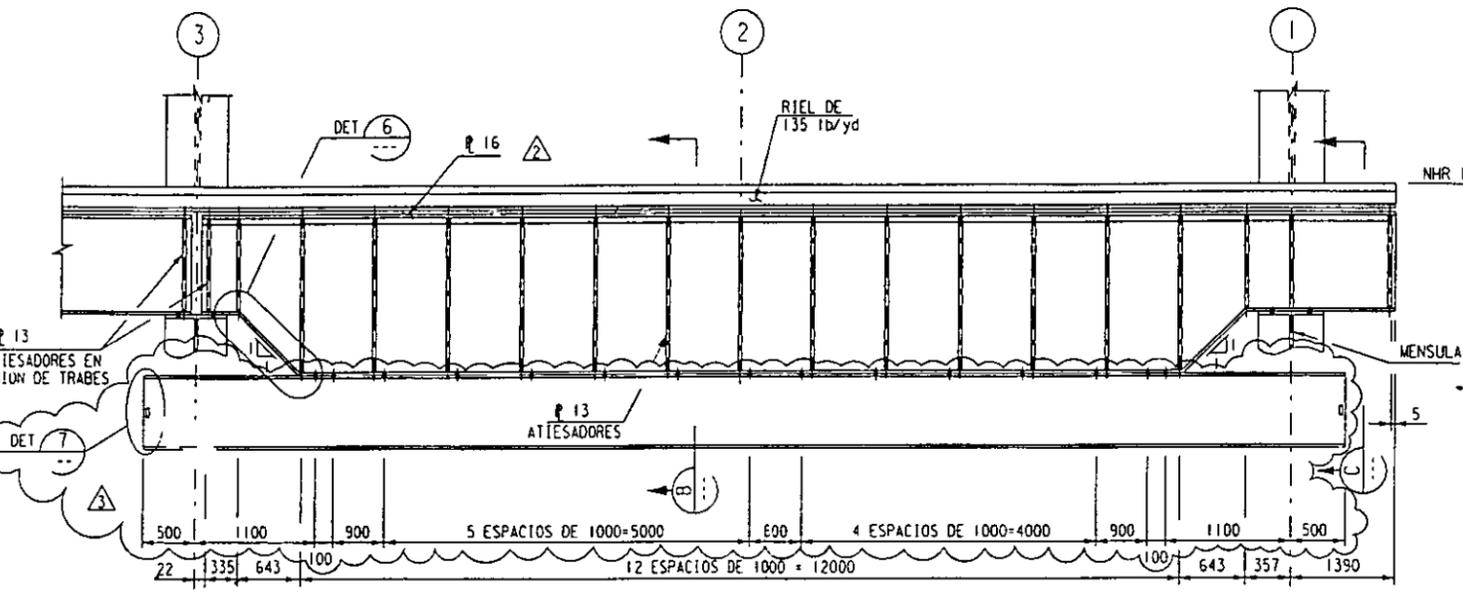
DETALLE '2'
C03H-006A (TC-1)



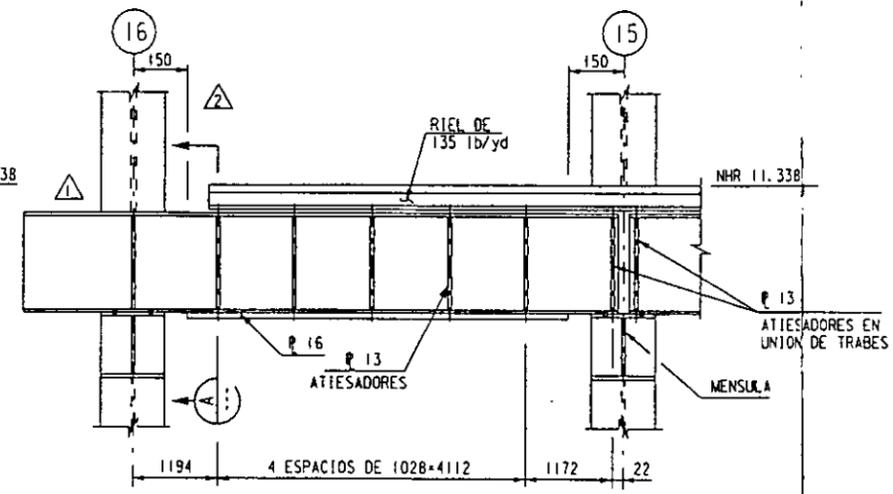
SECCION 'A'



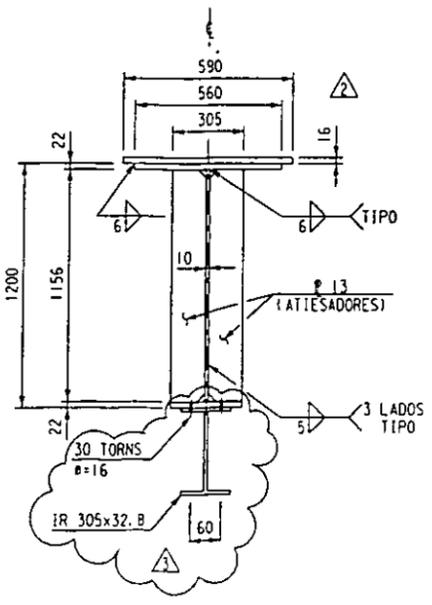
DETALLE '7'
(TOPE)



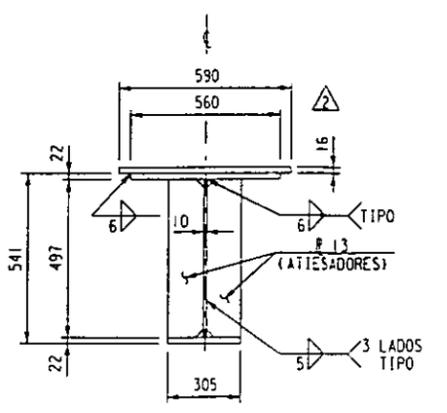
DETALLE '3'
C03H-006A (TC-5)



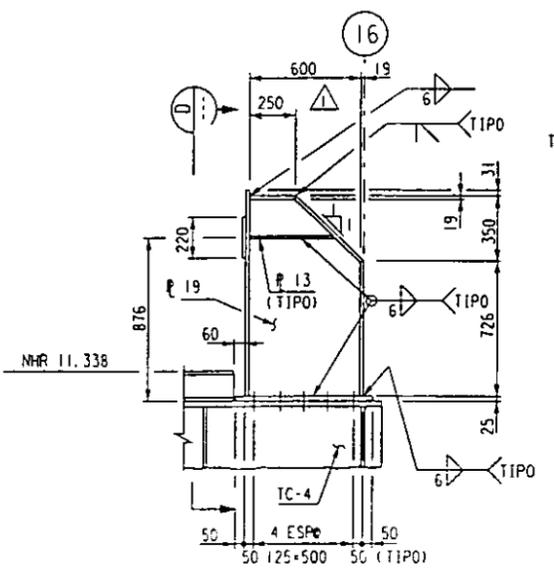
DETALLE '4'
C03H-006A (TC-4)



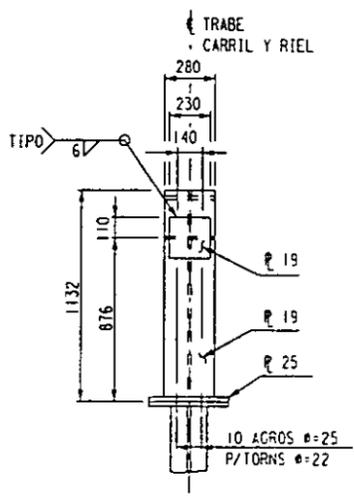
SECCION 'B'



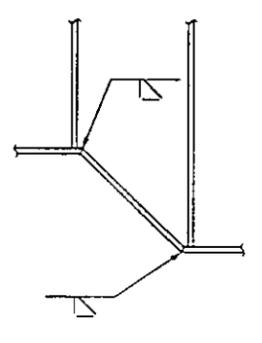
SECCION 'C'



DETALLE '5'
C03H-006A (TC-4)



SECCION 'D'

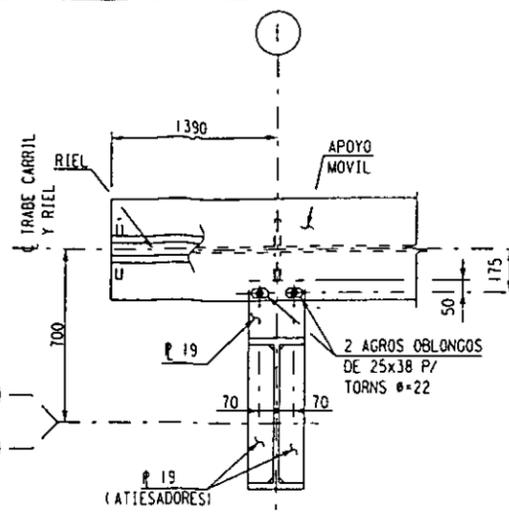


DETALLE '6'

NOTAS

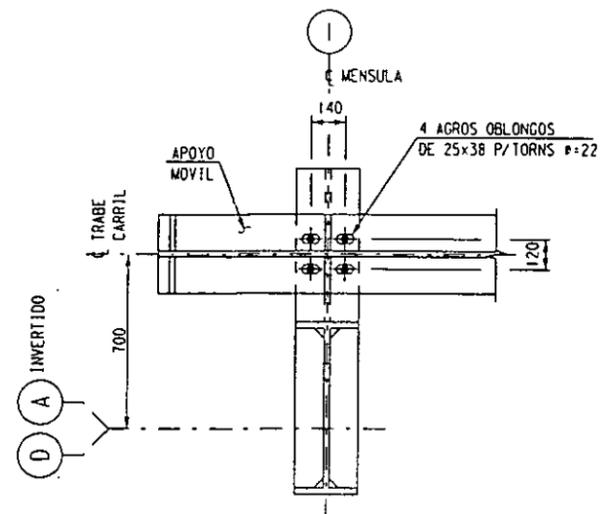
1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-C03H-001A.

REVISIONES		HECHADO	FECHA	ELECT.	FECHA							
<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>												
<p>AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON.</p> <p>CASA DE CELDAS</p> <p>TRABE CARRIL</p> <p>SECCIONES Y DETALLES</p>												
DISEÑO/FECHA		AREA		ELECTRODEPOSITACION								
REVISOR/FECHA		SECCION		PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.								
APROBADO/FECHA		APROBADO/FECHA										

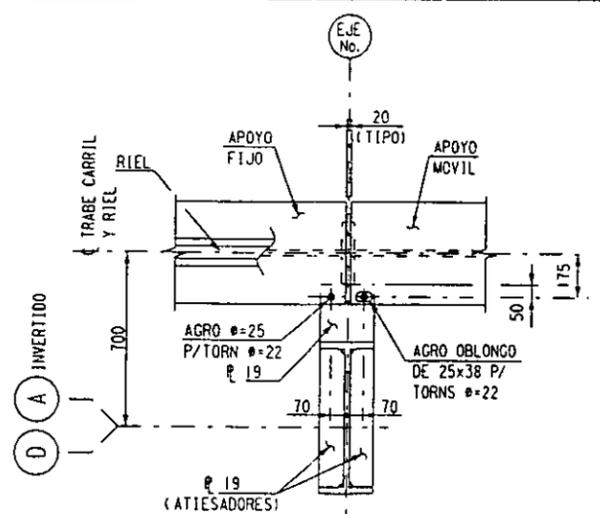


PATIN SUPERIOR

DETALLE '6'
C03H-006A P/EJE ①

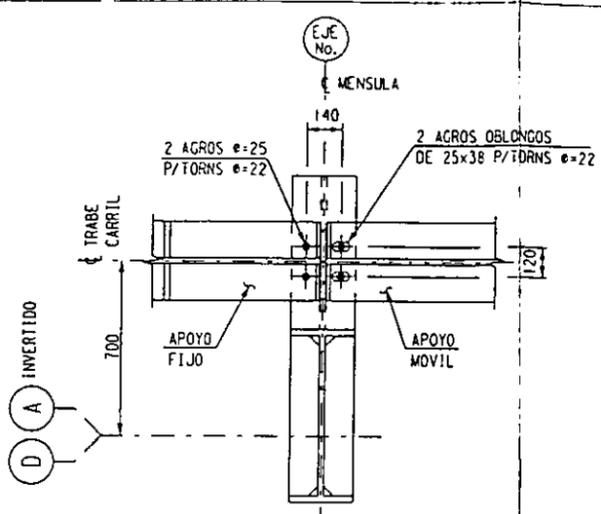


PATIN INFERIOR

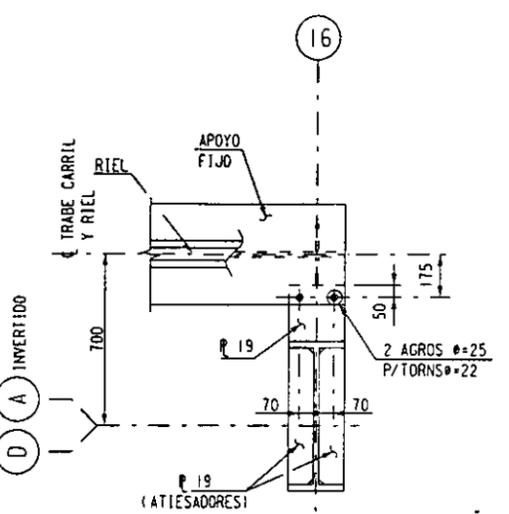


PATIN SUPERIOR

DETALLE '7'
C03H-006A P/EJES ②A ⑤

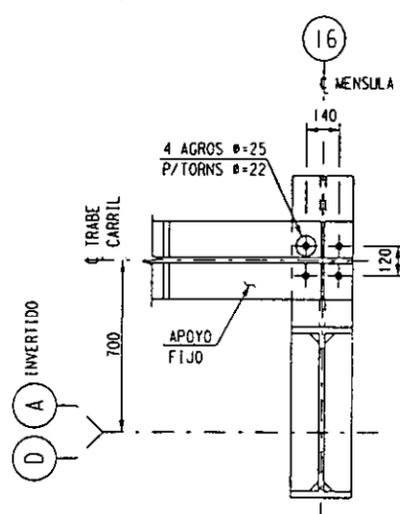


PATIN INFERIOR

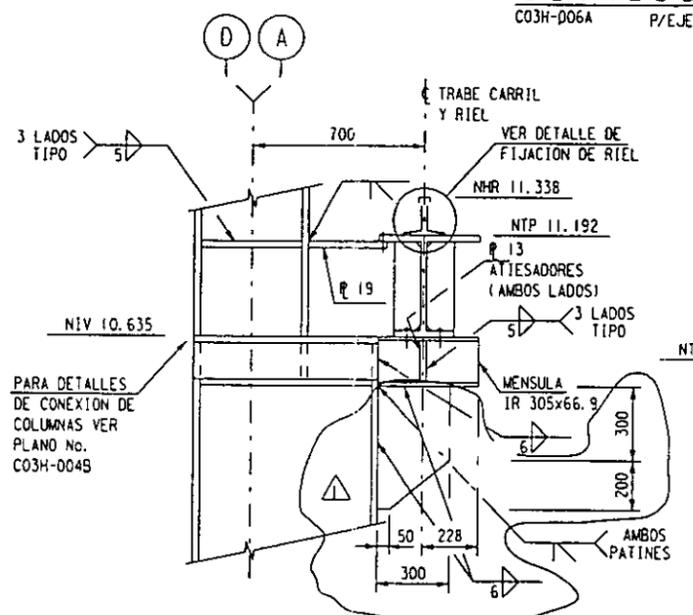


PATIN SUPERIOR

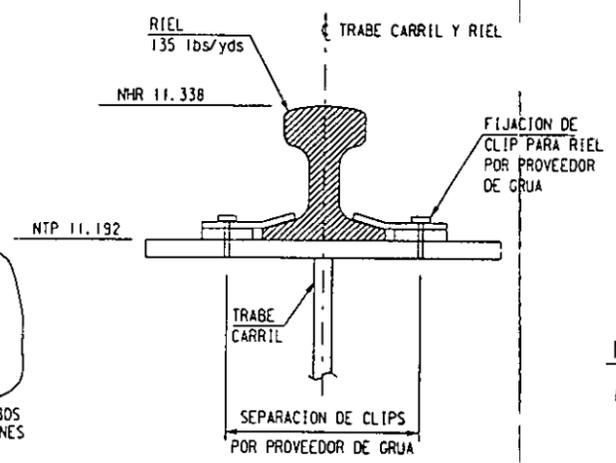
DETALLE '8'
C03H-006A P/EJE ①⑥



PATIN INFERIOR



SECCION 'A'
C03H-006A



DETALLE FIJACION DE RIEL

NOTAS

1. PARA NOTAS Y REFERENCIAS VER PLANO 6361-C03H-001A.

REVISIONES		REVISOR	FECHA	PROYECTO	FECHA	COORD.	FECHA
APROBADO PARA CONSTRUCCION							
 BUFETE INDUSTRIAL NORIAS No. 850 COL. DEL VALLE MEXICO, C.F.		APROBADO PARA CONSTRUCCION FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL		AMPLIACION PLANTA ESDE II CANANEA, SON.			
 GRUPO MEXICO MEXICANA DE CANANEA, S.A. DE C.V.		CASA DE TANQUES TRABE CARRIL DETALLES		ELECTRODEPOSITACION			
DISEÑO/FECHA L. MEZA /11FEB03	AREA 03	PROYECTO DEPTO. AREA ACT. NUMERO REV.					
REVISOR/FECHA /11FEB03	SECCION	APROBADO/FECHA 6361-C03H-006A					

- A. GENERAL**
- DEBERA CUMPLIRSE CON TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE LAS ESPECIFICACIONES Y ESTANDARES INDICADOS EN ESTE DIBUJO.
 - EL METODO Y EXTENSION DEL SISTEMA DE TIERRAS SERA COMO SE INDIQUE EN LOS DIBUJOS DE REFERENCIA DEL SISTEMA DE TIERRAS DEL DEPARTAMENTO ELECTRICO.
- B. MATERIALES Y FABRICACION**
- A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO, SE USARAN LOS SIGUIENTES MATERIALES PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
- | | |
|---|---|
| CEMENTO | TIPO I DE ACUERDO A ASTM C-150 |
| ACERO DE REFUERZO | ASTM A-615 GRADO 60 (CON ESFUERZO DE FLUENCIA MINIMO $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) |
| ACERO DE REFUERZO SOLDADO | |
| A PLACAS DE ACERO | ASTM A-706 GRADO 60 |
| MALLA ELECTROSOLDADA | ASTM A-185 |
| PERFILES, REJILLA Y PLACAS | ASTM A-36 |
| ANCLAS DE ALTA RESISTENCIA | ASTM A-193 B-7 |
| ANCLAS ESTRUCTURALES | ASTM A-36 |
| TUERCAS | ANSI B18.2 |
| ROLDANAS PLANAS | ANSI B18.22 |
| ROLDANAS DE ACERO ENDURECIDO | ASTM F-436 |
| TORNILLOS, TUERCAS Y ROLDANAS ESTRUCTURALES | ASTM A-307 |
- CONCRETO $f'c = \text{kg/cm}^2$ A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO.
 - EL CONCRETO DEBE CUMPLIR CON LOS REQUERIMIENTOS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA CONCRETO REFORZADO ACI 318.
 - LA FABRICACION E IDENTIFICACION DE ANCLAS SERA DE ACUERDO CON LOS ESTANDARES DE INGENIERIA DE BUFETE INDUSTRIAL.
 - TODAS LAS CIMENTACIONES SE DESPLANTARAN DIRECTAMENTE SOBRE EL SUELO, A MENOS QUE EN LOS PLANOS DE DISEÑO SE INDIQUE EL USO DE PLANTILLA, EN CUYO CASO ESTA SERA DE CONCRETO $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ DE 5 cm DE ESPESOR, EXTENDIENDOSE 5 cm DEL PAÑO DE LA CIMENTACION.
- C. INTERPRETACION DE DIBUJOS**
- COORDENADAS Y NIVELES EN METROS REFERIDOS AL SISTEMA GENERAL DE LA PLANTA.
 - DIMENSIONES EN CENTIMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO.
 - TANTO LAS CIMENTACIONES INDIVIDUALES COMO LOS PILOTES, SE LOCALIZAN A PARTIR DE LAS LINEAS DE REFERENCIA MOSTRADAS EN LOS PLANOS DE LOCALIZACION DE CIMENTACIONES Y PILOTES. LA LOCALIZACION DE LAS LINEAS DE REFERENCIA SE DEFINE EN LOS ARREGLOS GENERALES Y SECCIONALES.
 - LAS ANCLAS DE EQUIPOS SE LOCALIZAN CON RESPECTO A LAS LINEAS NORTE-SUR Y ESTE-OESTE Y SON SIMETRICAS CON RESPECTO A LAS LINEAS DE CENTRO A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS DE DISEÑO.
 - LA SEPARACION ENTRE VARILLAS INDICADA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO, SE TOMARA COMO LA MAXIMA REQUERIDA POR DISEÑO. ESTE ESPACIAMIENTO PODRA AJUSTARSE EN CAMPO DISMINUYENDOLO LIGERAMENTE SI ES NECESARIO, PARA PROPORCIONAR UN ESPACIAMIENTO UNIFORME A TODO LO ANCHO TOMANDO EN CUENTA LOS REQUERIMIENTOS DE DISTANCIA MINIMA AL BORDE.
 - EL NUMERO QUE FORMA PARTE DE LA IDENTIFICACION DE SECCIONES O DETALLES, INDICA EL NUMERO DE DIBUJO DE LA MISMA SERIE EN EL CUAL SE MUESTRA LA SECCION O DETALLE O EL NUMERO DE DIBUJO DEL CUAL ES REFERIDO.
 - LOS SIMBOLOS DE SOLDADURA USADOS EN LOS DIBUJOS ESTAN DE ACUERDO CON LA SIMBOLOGIA PARA SOLDADURA DE LA AMERICAN WELDING SOCIETY AZ.4-86 (AWS).
 - LAS CANTIDADES DE MATERIAL DE GROUT CEMENTADO ASI COMO LAS DE GROUT ESPECIAL, DEBERAN INCLUIRSE COMO PARTE DE LAS LISTAS DE MATERIALES MISCELANEOS.
 - TODAS LAS VARILLAS DE REFUERZO SERAN RECTAS TIPO (ST) A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA, LAS LETRAS ANOTADAS ENTRE PARENTESIS () INDICAN EL TIPO DE VARILLA A USARSE DE ACUERDO CON LA NORMA 35.CNE-150, DOBLECES DE VARILLA DE BUFETE INDUSTRIAL.
 - NO DEBERA TRASLAPARSE MAS DEL 50% DEL ACERO DE REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 - EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO EN CIMENTACIONES SERA 3.8 cm Y EN ESTRUCTURAS 1.9 cm
 - LOS RECUBRIMIENTOS DEL CONCRETO AL ACERO DE REFUERZO SERAN COMO SE INDICA A CONTINUACION:
 - EN ZAPATAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES COLADOS EN CONTACTO CON EL SUELO 7.5cm
 - EN ZAPATAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES COLADOS SOBRE PLANTILLA Y EXPUESTOS A CONTACTO CON EL SUELO 5.0cm
 - EN LOSAS, MUROS Y NERVADURAS 3cm
 - EN VIGAS Y COLUMNAS 4cm
- D. CONSTRUCCION**
- TODAS LAS CIMENTACIONES NO APOYADAS SOBRE PILOTES, SE DESPLANTARAN SOBRE SUELO SANO DE BUENA CAPACIDAD Y A LA MINIMA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE INDICADA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO. CAMPO DEBERA REEMPLAZAR CUALQUIER MATERIAL BLANDO CON UN RELLENO DE MATERIAL SANO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE BUFETE INDUSTRIAL. SI OCURRE UNA SOBRE-EXCAVACION, DEBERA CUMPLIRSE CON LO SIGUIENTE:
 - VARIACIONES MENORES SE CORREGIRAN CON EL USO DE CONCRETO POBRE $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - VARIACIONES MAYORES DEBERAN REPORTARSE AL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL DE BUFETE INDUSTRIAL, PARA SU SOLUCION.
 - LA TUBERIA SUBTERRANEA CUYA LOCALIZACION PUEDA SER AFECTADA POR EL CONCRETO, DEBE SER INSTALADA PREVIAMENTE A LA COLOCACION DEL CONCRETO A MENOS QUE SE TOMEN LAS PREVISIONES NECESARIAS PARA SU INSTALACION.
 - CUANDO POR RAZONES DE INGENIERIA, SE REQUIERA DE UNA SECUENCIA ESPECIFICA DE COLADO, ESTA DEBERA INDICARSE EN LOS PLANOS DE DISEÑO.
 - EN LOSAS RECTANGULARES DE CIMENTACION, LAS VARILLAS LONGITUDINALES DEBERAN COLOCARSE EN PRIMER LUGAR EN EL LECHO INFERIOR Y AL FINAL EN EL LECHO SUPERIOR, A MENOS QUE SE INDIQUE ESPECIFICAMENTE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS DE DISEÑO.
 - LA UNION DE VARILLAS VERTICALES U HORIZONTALES DEL #3 AL #5 SE HARA POR MEDIO DE TRASLAPE DE LAS MISMAS. LA LONGITUD MINIMA DE TRASLAPE SERA 40 VECES SU DIAMETRO. VARILLAS MAYORES SE UNIRAN COMO SE INDIQUE EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO.
 - EL TOPE DE LAS CIMENTACIONES DE ANILLO SERAN NIVELADAS A $\pm 0.3 \text{ cm}$ ($1/4"$) (0.6 cm ($1/4"$) DE DIFERENCIAL MAXIMO) DENTRO DE CUALQUIER ARCO DE 30° Y A ± 0.6 ($1/4"$) (1.3 ($1/2"$) DE DIFERENCIAL MAXIMO) EN TODO EL PERIMETRO DEL ANILLO.
 - EL RELLENO ALREDEDOR DE LAS CIMENTACIONES, SERA CON MATERIAL PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES Y DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS DE BUFETE INDUSTRIAL A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS DIBUJOS DE DISEÑO.
 - SALVO PARA ANCLAS DE CAMBIADORES PARA LAS CUALES SE REQUIERE DE APRIETE MANUAL EN TUERCAS, LAS TUERCAS EN ANCLAS DE ACERO ESPECIFICACION ASTM A-36 Y ASTM A-307, DEBEN SER APRETADAS MEDIANTE EL USO DE UNA LLAVE DE IMPACTO O UNA LLAVE DE COLA, HASTA LA CONDICION DE APRIETE BAJO LA CUAL EXISTE UN CONTACTO FIRME Y TOTAL ENTRE TODOS LOS ELEMENTOS (PLACA BASE, ROLDANA Y TUERCA). ESTA CONDICION (SNUG TIGHT CONDITION) ES ALCANZADA CUANDO LOS ELEMENTOS MOVILES DEJAN DE GIRAR LIBREMENTE Y ES NECESARIO QUE LAS LLAVES DE IMPACTO EMPIECEN A SER IMPACTADAS O CUANDO SE ALCANZA EL APRIETE MAXIMO DE ESFUERZO HUMANO PARA EL CASO DE LLAVES DE COLA. SI SE USAN ANCLAS DE MATERIAL ASTM A-193 Y SE ESPECIFICO PRETENSADO, ESTE DEBE EFECTUARSE COMO SE INDICA EN EL PROCEDIMIENTO 35.CPE-305 PRETENSADO DE ANCLAS.
- E. PAVIMENTOS**
- EL LIMITE ASI COMO EL TIPO DE PAVIMENTO, SERA COMO SE INDICA EN LOS ARREGLOS PARTICULARES DE CADA AREA.
 - PARA LOCALIZACION DE DRENAJES EN PAVIMENTOS, DIMENSIONES, ELEVACIONES Y ABERTURAS EN TAPAS DE LAS TRINCHERAS, ASI COMO PENDIENTES EN PAVIMENTOS REFERIRSE A LOS DIBUJOS DE AREAS PAVIMENTADAS.
 - LOS DETALLES TÍPICOS Y VOLUMENES DE MATERIALES DE PAVIMENTOS, DRENAJES, TRINCHERAS, ETC. SE INDICARAN EN LOS PLANOS DE AREAS PAVIMENTADAS.
 - PREVIO AL COLADO DE PAVIMENTOS, DEBERA PREVERSE LA INSTALACION DE TUBERIAS E INSTALACIONES ELECTRICAS ENTERRADAS.
 - EL RELLENO BAJO PAVIMENTOS, SE COLOCARA Y COMPACTARA DE ACUERDO CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS ESPECIFICACIONES RESPECTIVAS DE BUFETE INDUSTRIAL.
 - DEBERA TEMERSE ESPECIAL CUIDADO, AL PROPORCIONAR EL ENGROSAMIENTO DE PAVIMENTOS REQUERIDO PARA EL APOYO DE EQUIPO MENOR, SOPORTES DE TUBERIA, PLATAFORMAS, ETC., YA QUE EL REFUERZO Y LAS ANCLAS QUE SE EXTIENDEN DENTRO DEL PAVIMENTO, DEBEN ESTAR COLOCADAS PREVIO A EFECTUAR EL COLADO.
 - LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO DEBERAN PROTEGERSE DURANTE LAS PRIMERAS ETAPAS DE FRAGUADO PARA EVITAR DAÑOS DEBIDOS A LAS ACTIVIDADES DE CONSTRUCCION.

ESPECIFICACIONES

CSE-004	TRAZO Y NIVELACION	CSE-153	COLOCACION DE CONCRETO
CSE-005	EXCAVACIONES Y NIVELACION DE TERRACERIAS	CSE-154	CURADO DE CONCRETO
CSE-006	TERRAPLENES Y RELLENOS DE TERRACERIAS	CSE-155	RESAMES Y REPARACIONES EN EL CONCRETO
CSE-007	BASES PARA PAVIMENTOS	CSE-156	CONTROL Y PRUEBAS PARA CONCRETO
CSE-008	CONTROL Y PRUEBAS PARA TERRACERIAS	CSE-157	CONCRETO MASTYO
CSE-009	DRENAJES	CSE-159	CONCRETO CICLOPEO
CSE-010	REGISTROS Y DETALLES DE DRENAJES	CSE-160	CIMBRA Y OBRA FALSA
CSE-011	TUBERIA DE CONCRETO ARMADO PARA DRENAJE	CSE-162	ACERO DE REFUERZO
CSE-012	TUBERIA DE FIERRO FUNDIDO PARA DRENAJE	CSE-163	INSERTOS CONECTORES Y ANCLAS
CSE-014	PAVIMENTOS DE CONCRETO	CSE-169	MORTERO SIN CONTRACCIONES PARA RELLENO EN BASES (GROUT)
CSE-018	BANQUETAS Y GUARNICIONES	CSE-170	FABRICACION DE ANCLAS
CSE-150	MATERIALES PARA CONCRETO	CSE-450	CIMENTACIONES SUPERFICIALES
CSE-022	IMPERMEABILIZACION DE DUCTOS, REGISTROS Y TUNELES	CSE-451	CIMENTACIONES DE TANQUES ATMOSFERICOS
CSE-152	ELABORACION DE CONCRETO	35.CPE-305	PRETENSADO DE ANCLAS

NORMAS

35.CNE-150	DOBLECES TIPO DE VARILLA
35.CNE-153	REFUERZO DE MUROS ESTRUCTURACION
35.CNE-225	MUECOS EN LOSAS Y MUROS
35.CNE-450	LOSAS DE PISO DE CONCRETO HIDRAULICO, DISTRIBUCION Y TIPO DE JUNTAS
35.CNE-452	CIMENTACIONES ANCLAS

CODIGOS

ACI	AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
ANSI	AMERICAN NATIONAL STANDARD INSTITUTE
ASTM	AMERICAN STANDARD FOR TESTING AND MATERIAL
AWS	AMERICAN WELDING SOCIETY

ABREVIATURAS

A.C.	ACERO AL CARBON	LONG	LONGITUD
A.CRS	AMBAS CARAS	LS	LECHO SUPERIOR
ADIC	ADICIONAL	M	METROS
A.L.	AMBOS LECHOS	MAX	MAXIMO
APROX	APROXIMADO	ME	MALLA ELECTROSOLDADA
ALT	ALTERNADAS	MIN	MINIMO
AR	ALTA RESISTENCIA	MISC	MISCELANEO
BN	BANCO DE NIVEL	MM	MILIMETROS
C/C	CENTRO A CENTRO	MOD	MODULO
CD	CECULA	N	NORTE
CIMENT	CIMENTACION	NB	NIVEL BANQUETA
CM	CENTIMETROS	NCP	NIVEL CORTE DE PILOTE
COL	COLUMNA	NDC	NIVEL DESPLANTE DE CIMENTACION
CONC	CONCRETO	NDE	NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA
CONEX	CONEXION	NDP	NIVEL DESPLANTE DE PILA O PILOTE
CT	CONTRABE	NFC	NIVEL FONDO DE CUNETA
D	DADO	NFR	NIVEL FONDO DE REGISTRO
DCA	DIAMETRO A CENTRO DE ANCLAS	NFT	NIVEL FONDO DE TRINCHERA
DE	DIAMETRO EXTERIOR	NIL	NIVEL INFERIOR DE LOSA
DET	DETALLE	NIT	NIVEL INVERTIDO DE TURBO
DI	DIAMETRO INTERIOR	NIY	NIVEL
DIM	DIMENSION	No.	NUMERO
E	ESTE	NPT	NIVEL DE PISO TERMINADO
EI	EXCEPTO INDICADO	NR	NIVEL RASANTE
EL	ELEVACION	NSC	NIVEL SUPERIOR DE COLADERA
ESP	ESPEJOR	NSG	NIVEL SUPERIOR DE GUARNICION
ESPEC	ESPECIFICACION	NSL	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
ESTD	ESTANDAR	NSP	NIVEL SUPERIOR DE PRETIL
ESTR	ESTRUCTURA	NSR	NIVEL DE SUBRASANTE
EXIST	EXISTENTE	NT	NIVEL DE TERRENO
EXP	EXPANSION	NTE	NIVEL TOPE DE ESTRUCTURA
EXT	EXTERIOR	NTC	NIVEL TOPE DE CONCRETO
GALV	GALVANIZADO	NTN	NIVEL TERRENO NATURAL
Gr	GRADO	NTR	NIVEL TAPA DE REGISTRO
HOR	HORIZONTAL	NTT	NIVEL TAPA DE TRINCHERA
IDEM	IDENTICO	P	PILA O PILOTE
INCL	INCLUYE	P.A.	PUNTO ALTO
INF	INFERIOR	P.B.	PUNTO BAJO
INT	INTERIOR	PO	PUNTO DE DESCARGA
INTM	INTERMEDIO	PEN	PENDIENTE
JE	JUNTA DE EXPANSION	P	PLACA
JEP	JUNTA DE EXPANSION CON PASAJUNTAS	PROY	PROYECCION
J.LC	JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION	PT	PUNTO DE TRABAJO
JTC	JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION	PVC	CLORURO DE POLIVINILO
K	CASTILLO DE CONCRETO	PZA	PIEZA
kg	KILOGRAMOS	q	LONGITUD DE ROSCA DE ANCLAS
km	KILOMETROS	r	RADIO
l	LITRO	RC	REGISTRO COLADERA
LI	LECHO INFERIOR	RE	REGISTRO ELECTRICO
LOC	LOCALIZACION	REF	REFERENCIA

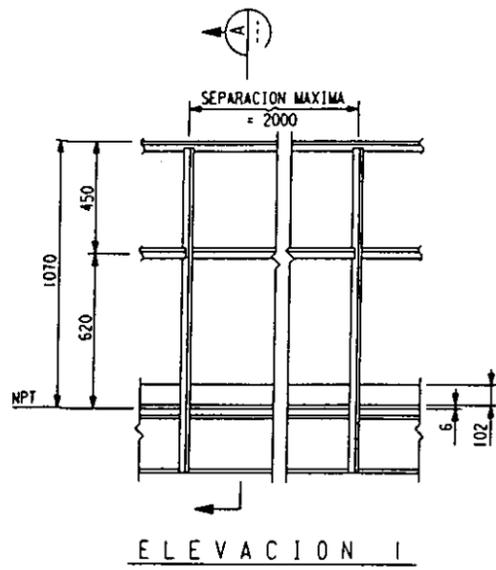
SIMBOLOGIA

- A CADA
- LINEA DE CENTRO
- ▣ PISO DE REJILLA
- ▤ PISO DE PLACA ANTIDERRAPANTE
- ORIENTACION DE SOLERAS DE CARGA DE REJILLA
- (NF) NO SUMINISTRADO POR EL CONTRATISTA DE CONCRETO
- CIMENTACION EXISTENTE
- DIAMETRO DEL ANCLA
- NUMERO (DIAMETRO) DE VARILLAS

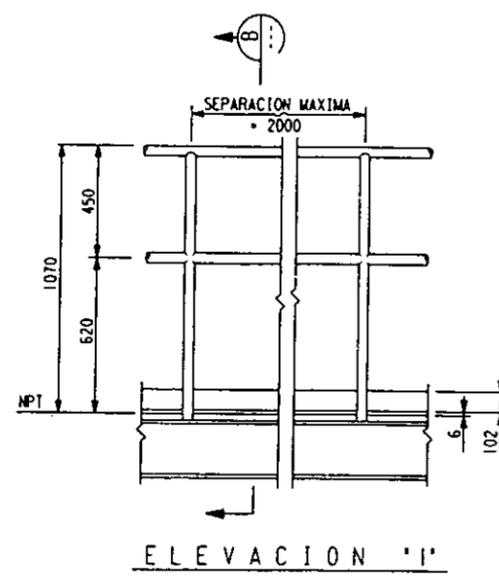
REFZO	REFUERZO
REQO	REQUERIDO
SECC	SECCION
SEP	SEPARACION
STM	SIMETRICO
SUP	SUPERIOR
T-○	TRABE EJE
TFE	PLACAS DE TETRAFLUOROETILENO (TEFLON)
TIP	TIPO
TL	TRABE DE LIGA
ton	TONELADAS
TR	TRABE
V--	VIGA
VAR	VARIABLE
VARS	VARILLAS
VOL	VOLUMEN
VERT	VERTICAL
W	OESTE
Z	ZAPATA
ZC	ZAPATA COPRIDA

REVISIONES		FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
		APROBADO PARA CONSTRUCCION FECHA: _____ FIRMA: _____ FECHA: _____ FIRMA: _____							
		NOTAS GENERALES PARA CONCRETO							
DISENO/FECHA	AREA	PROYECTO		DEPTO.	AREA	ACT.	NUMERO	REV.	
REVISO/FECHA	SECCION								
APROBO/FECHA	APROBO/FECHA								

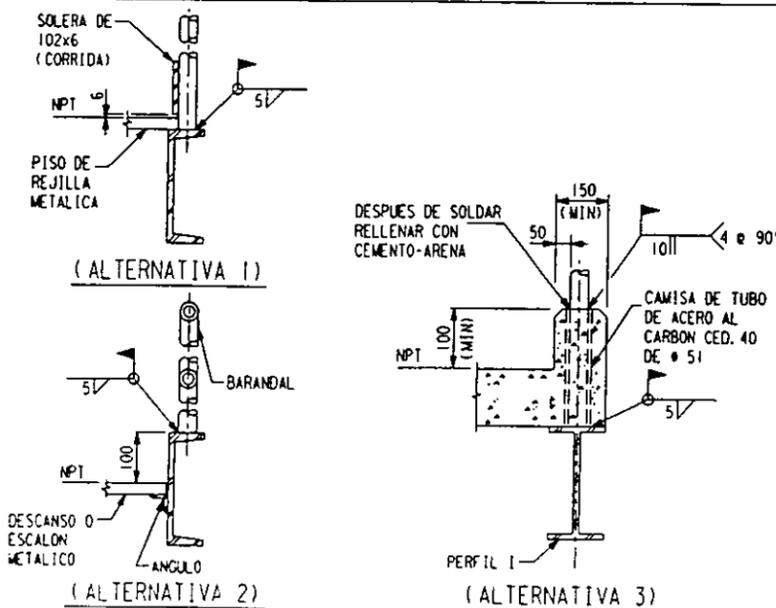
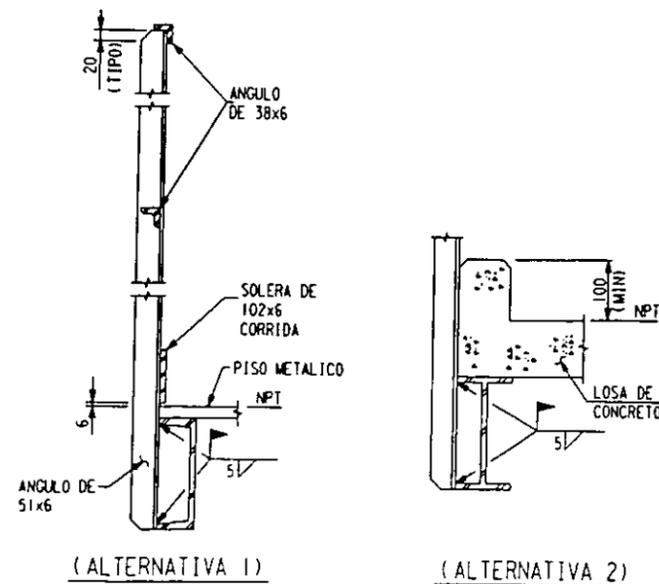
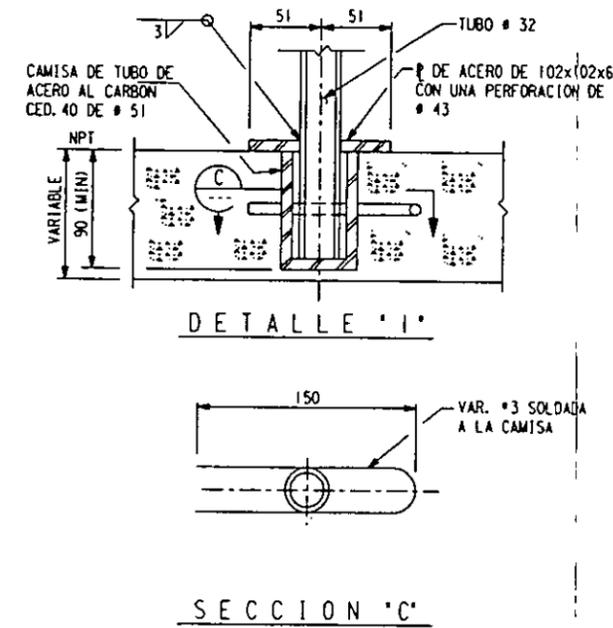
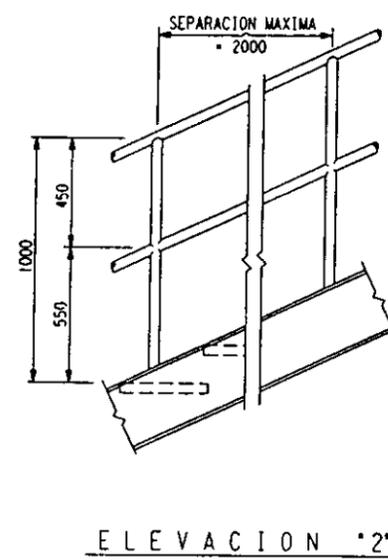
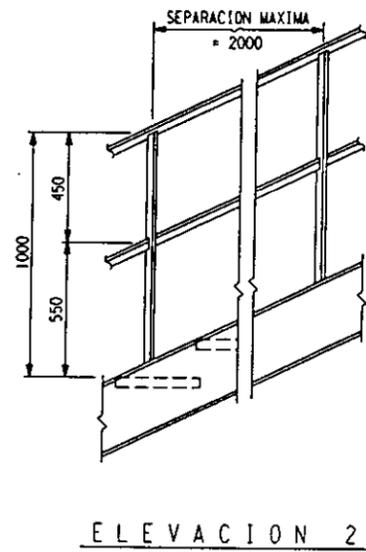
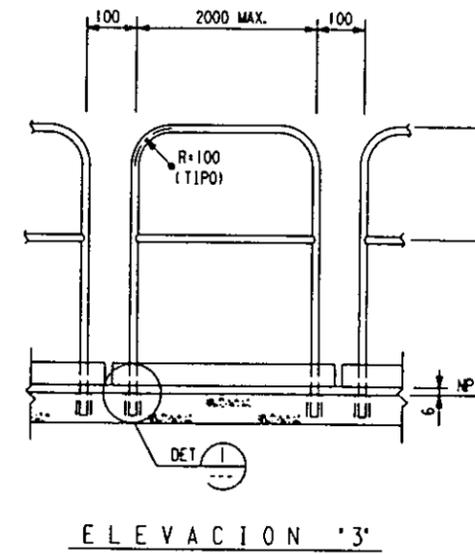
I. BARANDALES DE ANGULO.



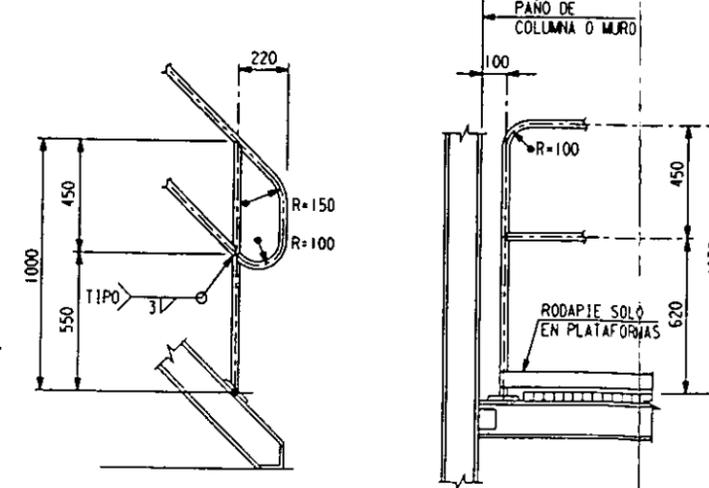
II. BARANDALES TUBULARES FIJOS.



III. BARANDALES TUBULARES REMOVIBLES.



IV. DETALLES DE REMATE DE BARANDAL



NOTAS

1. DIMENSIONES EN MILIMETROS.
2. PARA BARANDALES CON ANGULOS SE EMPLEARAN ANGULOS DE 51x6 PARA POSTES Y DE 38x6 PARA PASAMANOS Y PROTECCION.
3. PARA BARANDALES TUBULARES SE EMPLEARA TUBO DE ACERO AL CARBON CON COSTURA CED. 40 Y # 32 FABRICADO DE ACUERDO AL ASTM A-120.
4. TODAS LAS UNIONES SERAN SOLDADAS (SOLDADURA CONTINUA DE 5) ESMERILADAS Y PULIDAS.
5. EL ACABADO SERA CON PINTURA DE ESMALTE MATE O BRILLANTE SOBRE FONDO ANTICORROSIVO O LO INDICADO EN PLANOS.

REVISIONES		REVISION	FECHA						
<p>BUFETE INDUSTRIAL MORAS No. 850 COL. DEL VALLE 03100 MEXICO, D.F.</p>		<p>APROBADO PARA CONSTRUCCION</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ CLIENTE: _____</p> <p>FECHA: _____ FIRMA: _____ BUFETE INDUSTRIAL</p>							
BARANDALES									
DISEÑO/FECHA		AREA							

