



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METALICA, UTILIZANDO LOS CRITERIOS DE ESFUERZOS PERMISIBLES Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

NICOLAS HERNANDEZ YNURRETA MANCERA

DIRECCION:

ING. ALFREDO CARLOS ARROYO VEGA

CD. UNIVERSITARIA

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

INDICE.

INTRODUCCION

I.- ANTECEDENTES	2
1.1.- CRITERIOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES Y POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA	2
1.2.- DESCRIPCION DEL PROYECTO	7
II.- ANALISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO	11
2.1.- DESCRIPCION DE LA CIMENTACION	12
2.2.- CRITERIOS DE ANALISIS DE LA CIMENTACION	22
2.3.- CRITERIOS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	51
2.4.- CRITERIOS DE ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA	57
2.5.- CITERIOS DE DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	62
2.6.- FOTOGRAFIAS	65
III.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA	73
3.1.- CRITERIOS DE ANALISIS	74
3.2.- CRITERIOS DE DISEÑO	83
3.3.- DISEÑO DE LAS ARMADURAS	131
3.4.- FOTOGRAFIAS	175
IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	179
REFERENCIAS	186

INTRODUCCION.

En este trabajo se expone de manera sencilla un tema que ha trascendido en el ámbito del diseño estructural; los factores de carga y resistencia, obtenidos mediante métodos estadísticos y de probabilidad, han sido incorporados al diseño estructural, sin cambiar en lo esencial la forma de predicción del comportamiento de los elementos estructurales.

El objetivo principal es establecer una comparación cualitativa y cuantitativa del empleo, en estructuras metálicas, del criterio de diseño por Esfuerzos Permisibles y el criterio de Factores de Carga y Resistencia. Para el cumplimiento de tal objetivo se escogió de base un edificio que aloja las instalaciones de un hotel de lujo ubicado en Av. Paseo de la Reforma, deseando exponer los puntos sobresalientes del diseño estructural, sin pretender abarcar todos los rubros de éste, donde fueron utilizadas Armaduras Metálicas para soportar el sistema de piso, así como para proporcionar resistencia ante cargas laterales a dos de los marcos del edificio.

Los Factores de Carga y Resistencia han incorporado al diseño estructural mayor confiabilidad, ya que la media estadística de estos ha sido el resultado de numerosos experimentos controlados. Su aplicación para el diseño de estructuras metálicas en nuestro país cobró impulso a raíz de la publicación del Manual para la Construcción en Acero del AISC en 1986 y de la adopción de éstos en el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal en 1987.

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 CRITERIOS DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES Y POR FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA.

1.1.1 Criterio de diseño por Esfuerzos Permisibles.

El criterio de diseño de los esfuerzos permisibles se ha empleado desde principios del siglo XIX y sigue siendo el más utilizado en la actualidad. Consiste en calcular, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las sollicitaciones, de servicio o de trabajo, en los diversos elementos estructurales y comparar los esfuerzos máximos ocasionados por esas acciones con los permisibles, que son una fracción de los esfuerzos de fluencia.

La magnitud del esfuerzo permisible, en el acero estructural, es una fracción del esfuerzo de fluencia y la relación esfuerzo de fluencia entre esfuerzo permisible se llama factor de seguridad; este concepto de seguridad se basa en la suposición de que la iniciación del flujo plástico marca el límite de utilidad de la estructura y que la carga permisible debe ser igual o mayor que la carga de diseño calculada para obtener un factor de seguridad adecuado; cabe señalar que el factor de seguridad no indica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de una estructura, ya que este ha sido fijado en función de un esfuerzo que no lo implica.

Es un criterio basado en cargas de servicio, comportamiento elástico y esfuerzos permisibles; es aceptado porque se desarrolló como parte integral del análisis racional de esfuerzos y está respaldado por las múltiples experiencias de su utilización. La aplicación de la teoría elástica, esto es, la hipótesis de que el material es esforzado siempre dentro de su rango de comportamiento elástico, está implícita en el procedimiento de diseño, no sólo porque los métodos de análisis estructural que se utilizan para la determinación de los elementos mecánicos de diseño se basan en dichas hipótesis, sino también porque se supone que a partir de ellos se obtienen los esfuerzos actuantes aplicando teorías de resistencia de materiales también basados en la hipótesis elástica.

La obtención de esfuerzos permisibles no ha sido más que un artificio para poder aplicar el método de diseño elástico, es claro que podrían compararse directamente las cargas sin necesidad de pasar por la obtención de esfuerzos.

Es muy útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio, pero en muchos casos no permite estudiarlas en las cercanías del colapso, que se presenta fuera del intervalo elástico, cuando la ley de Hooke ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones, y por lo tanto no puede determinarse la seguridad de la estructura respecto a la falla.

1.1.2 Criterio de diseño por Factores de Carga y de Resistencia.

El enfoque más racional del diseño sugiere una evaluación estadística de la naturaleza aleatoria de las variables que determinan la resistencia de las estructuras por un lado y de las que pueden ocasionar su falla por el otro. Utilizando la teoría de las probabilidades se puede evaluar el riesgo de falla y mantener la probabilidad de que esta ocurra a un nivel aceptablemente bajo, depende de la importancia de la estructura y del riesgo de que su falla ocasione la pérdida de vidas.

Un estado límite es una condición que corresponderá, en nuestro estudio, a un límite de utilidad estructural. Los criterios de diseño deben asegurar que la probabilidad de que se alcance un estado límite sea suficientemente pequeña; se logra escogiendo valores adecuados de los factores de carga y resistencia además de las acciones y resistencias nominales.

En el diseño estructural deben considerarse los estados límite de resistencia y los estados límite de servicio, los primeros se refieren a la seguridad de las estructuras y los segundos a los requisitos de operación. Los códigos de diseño prestan mayor atención a los estados límite de resistencia por que son los que tienen que ver con pérdidas materiales importantes e inclusive, vidas humanas. Deben cuidarse los estados límite de servicio de los que depende la operación correcta de la construcción.

De lo anterior, podemos decir que el criterio de diseño por Factores de Carga y de Resistencia está basado en la consideración de los Estados Límite de Resistencia y la revisión de los Estados Límite de Servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la siguiente expresión general:

$$\Sigma S FC \leq R F_R$$

Donde:

S = solicitaciones nominales.

FC = factor de carga.

R = resistencia nominal del elemento estructural.

F_R = factor de resistencia.

Los factores de carga $FC_{(CH + CV)}$ y $FC_{(CH + CV + CA)}$, son números generalmente mayores que la unidad, se proporciona para cubrir las variaciones de las cargas muerta, viva y accidental respecto al tiempo, además de las incertidumbres respecto a la localización de las cargas sobre la estructura. En los factores de carga se reconocen las idealizaciones del diseño como la suposición de distribuciones uniformes de carga.

El factor de resistencia F_R es un número menor que la unidad que toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia para un estado límite particular, incertidumbres generadas por:

- a) La variabilidad de propiedades del material.
- b) Variaciones geométricas del peralte, espesores y flechas como resultados de la laminación, fabricación y las prácticas de transporte y montaje.
- c) Diferencias entre los modelos de predicción de resistencia de diseño para cada estado límite particular y los datos experimentales para el mismo estado límite.

El criterio de diseño por Factores de Carga y Resistencia no es útil para predecir el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio, las N.T.C. prevén la revisión de los estados límite servicio como pueden ser las vibraciones y las deformaciones.

El objetivo de esta tesis es establecer una comparación del diseño, realizado por los dos criterios antes mencionados, de la estructura metálica del proyecto que describiremos a continuación.

1.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO.

En el edificio alojará las instalaciones de un hotel de lujo en la Ciudad de México, D.F. Posee tres zonas que tienen características propias en cuanto a su estructura y funcionamiento.

La zona A, que está formada por un sótano, planta baja, dos plantas altas y la azotea, estará destinada a alojar parte del estacionamiento de automóviles, la zona de recepción de huéspedes y el salón de banquetes con sus servicios; ocupa una superficie aproximada de 930 m². Esta es la zona del edificio a la cual nos referiremos en el desarrollo de la tesis.

La zona B, que está formada por dos sótanos, planta baja con patio central y un cuerpo de siete niveles con vacío central sobre el patio, alojará dos niveles de estacionamiento para automóviles, los servicios administrativos y los atención a huéspedes en la planta baja y cuartos de hospedaje en los niveles superiores; ocupa una superficie aproximada de 4840 m².

La superficie de la zona C es un apéndice del terreno ocupado por las zonas A y B. Alojará un sótano, planta baja, un nivel de equipo y un nivel para asoleadero y alberca. En el nivel del sótano y planta baja se alojarán los servicios complementarios del hotel; ocupa una superficie de 790 m².

La superestructura de los edificios de las zonas A, B y C se aislaron con juntas constructivas para optimizar su comportamiento ante los efectos producidos por las variaciones de temperatura y las acciones de las fuerzas debidas a sismo.

La estructura de las zona B fue resueltas en forma predominante con losas macizas de concreto reforzado de 15 cm de espesor, trabajan en una dirección y están apoyadas sobre muros rígidos de concreto reforzado, con espesores que varían desde 16 hasta 35 cm, o sobre trabes de concreto reforzado apoyadas en columnas del mismo material, las cuales transmiten las cargas directamente a la cimentación.

Los niveles superiores de la zona A están estructurados con losas, compuestas por lámina acanalada sección QL-99-M62 de acero galvanizado y un colado en el sitio con concreto reforzado, apoyadas sobre armaduras.

Las armaduras son vigas de alma abierta, formadas por elementos unidos entre sí formando grupos de triangulos, a estos elementos se les denomina cuerdas, montantes y diagonales de acuerdo a la función que cada uno desempeña en la armadura; los montantes y las diagonales fueron resueltas con perfiles tipo PER y APS, y las cuerdas fueron resueltas con perfiles PMT y AA.

Se proporcionaron dos armaduras de rigidez que tienen la función de soportar la carga vertical del nivel 3, además transmiten la fuerza sísmica que actúa en el nivel 3 a los niveles 2 y 4 que se encuentran perimetralmente restringidos por muros rígidos de concreto reforzado.

Para solucionar la cimentación de los cuerpos de los edificios de las tres zonas, se realizaron análisis comparativos entre las alternativas sobre una cimentación compensada y otra apoyada sobre pilas. La alternativa que más adecuada fue que el edificio se apoyara sobre pilas desplantadas, de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, en el estrato duro localizado a una profundidad de 33.50 m.

CAPITULO II.

ANALISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO.

2.1 DESCRIPCION DE LA CIMENTACION.

2.1.1 Descripción General de la Cimentación.

La estructura está ubicada en zona II, que acuerdo a la ref. 7 es la zona de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre con espesor variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

(ref. 7)

Debido al tipo de suelo se presentaron varias propuestas de cimentación, de las cuales, la más adecuada desde los puntos de vista geotécnico, estructural y económico fue una cimentación de tipo profunda apoyada en una capa dura del suelo a 34 m de profundidad, por medio de pilas de sección transversal oblonga con una capacidad de carga útil de 40 kg/cm².

La subestructura, apoyada sobre las pilas, aloja dos sótanos, para proceder a la construcción de la subestructura fue necesario hacer excavaciones hasta 6.5 m de profundidad, nivel de desplante del sótano 2, para lo que se requirió construir una estructura de retención, con tabletas prefabricadas colocadas en una trinchera excavada antes y estabilizada con lodo autofraguante. Las tabletas fueron unidas estructuralmente a las pilas para lograr que la estructura de retención trabajara en cantiliver, de tal forma que pudieran soportar los empujes laterales de tierra que se vuelven más críticos al existir construcciones aledañas y calles, ya que incrementan la sobrecarga que sufre el terreno.

Para que los muros perimetrales trabajasen en cantiliver, se hizo necesario revisar la capacidad de las pilas como soportes de los muros de retención y así determinar las zonas donde ésto sería posible y cuales necesariamente habría que mantener apuntaladas durante la construcción de la subestructura, o bien, a cuales se les tendría que adicionar acero de refuerzo.

En la fig. 2.1.1.1 se muestran los ejes principales de la estructura; en la cimentación fueron resueltos con vigas diafragma y/o con marcos.

La estructuración, principal o resistente, de la cimentación queda descrita en la siguiente tabla:

TABLA DESCRIPTIVA DE LA ESTRUCTURACION DE LA CIMENTACION

EJE(S)	NIVEL DE DESPLANTE (m)	SOLUCION EN SOTANO 2	SOLUCION EN SOTANO 1
8,27,39,A,D,O	3.5	—	VIGA DIAFRAGMA
16,38,E	6.5	VIGA DIAFRAGMA	MARCO
30,37,L	6.5	MARCO	MARCO

Tabla 2.1.1.1

Se consideran vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L , a peralte total, h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros o menor que 2.0 si constan de un sólo claro libremente apoyado. (ref. 9)

A los ejes descritos en la tabla 2.1.1.1 se les denominó ejes principales ya que ellos aportan la mayor parte de la resistencia de la cimentación ante cargas laterales debidas a sismo.

Las vigas diafragma y los marcos, elementos verticales, están unidos por losas suficientemente rígidas en su plano que son capaces de transmitir y resistir fuerzas en su plano debidas al empuje pasivo del terreno sobre los elementos verticales antes mencionados.

LOCALIZACION DE ZONAS DE ANALISIS ESTRUCTURAL PARA PROYECTO DEFINITIVO

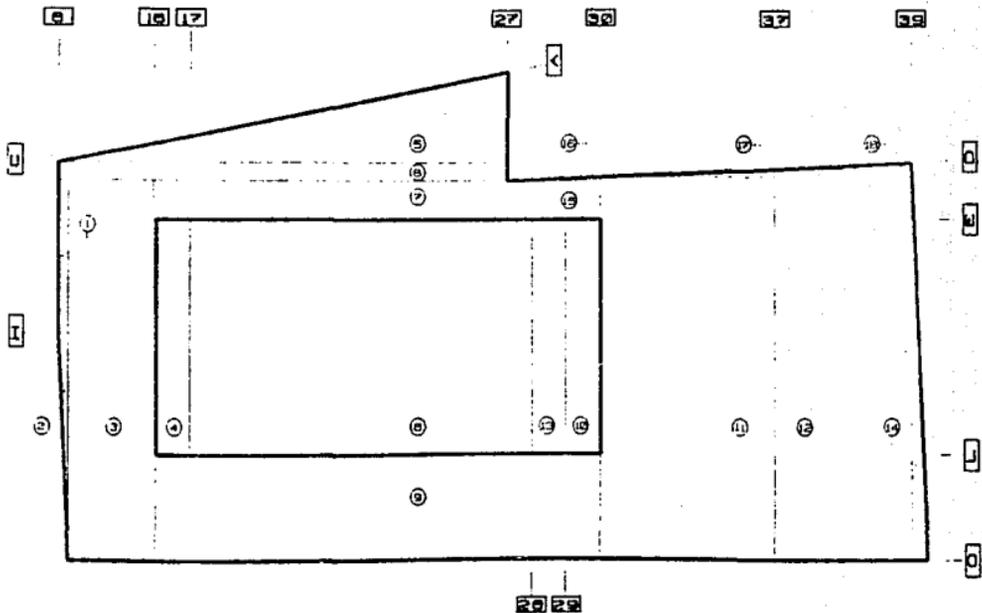


Fig. 2.1.1.1

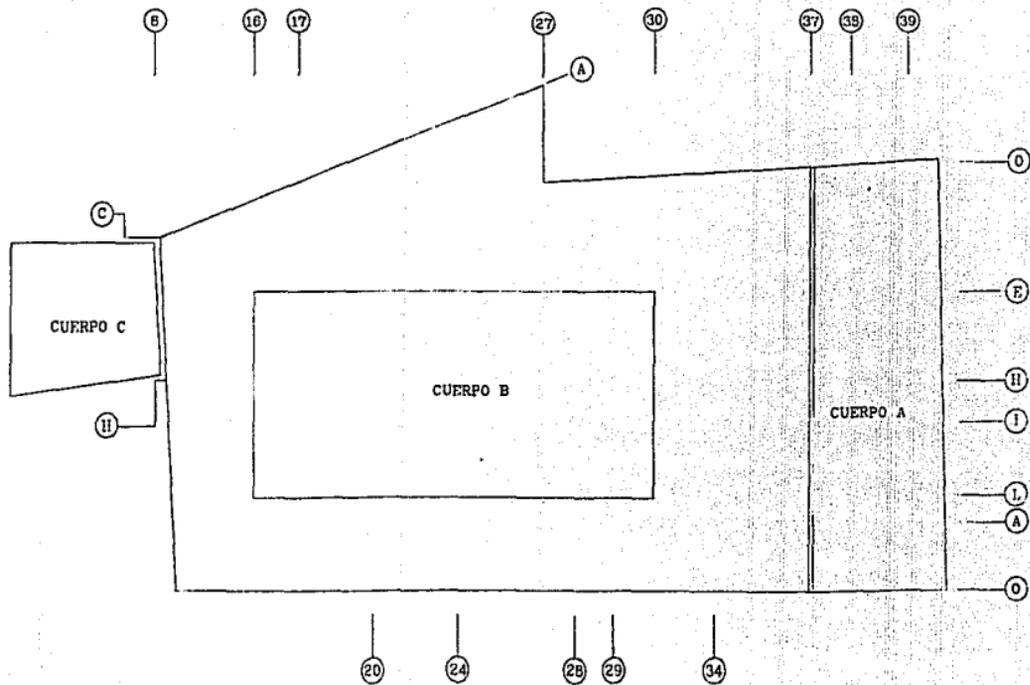


FIG. 2.1.1.2

2.1.2 Aspectos Generales de la Pilas.

Las pilas se desplantaron en un estrato resistente del terreno, localizado a 34 m de profundidad, su distribución se hizo de acuerdo a la rigidez ante cargas de sismo de los elementos verticales resistentes ubicados en los ejes de proyecto, por lo que fue necesario que al sumar la resistencia de todas las pilas, ubicadas sobre un eje de proyecto, pudieran soportar el cortante que actúa en la base del elemento resistente en cuestión; mientras más rígido sea el elemento vertical resistente, mayor es la magnitud de cortante que actúa en la base del mismo. La distribución también se realizó de tal forma que al transmitirse las cargas de la estructura al estrato resistente del terreno, las presiones de contacto quedaran limitadas a 40 kg/cm² de acuerdo a las recomendaciones del estudio geotécnico.

Las pilas se diseñaron para tener la capacidad de resistir la combinación más desfavorable de fuerzas gravitacionales permanentes, así como los efectos debidos a la acción de las fuerzas accidentales, más las cargas gravitacionales¹. El valor de las deformaciones y de los elementos mecánicos, debidos a las fuerzas horizontales se obtuvieron con el método de Reese y Matlock que considera la rigidez relativa suelo-pila.

¹ La definición de cargas permanentes y cargas accidentales se puede encontrar en el art. 186 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Se tomaron en cuenta los efectos de posibles tensiones en las pilas, producidas por la expansión del terreno durante el proceso de excavación para la construcción de los sótanos.

Un procedimiento similar al siguiente se siguió para determinar la sección más adecuada de pila, así como su armado:

1.- De los estudios de mecánica de suelos se determinaron la secciones más adecuadas de pilas. (Tabla 2.1.2.1)

2.- Se obtuvieron las solicitaciones que actúan sobre las pilas; carga axial, fuerza cortante y momento flexionante.

3.- Se realizó una revisión de las secciones y se les proporcionó el acero de refuerzo de acuerdo a diagramas de interacción para columnas cortas.



Figura 2.1.2.1

TIPO DE PILA	DIMENSIONES (m) L x D	AREA (m ²)	PERIMETRO (m)	CAPACIDAD A COMPRESION (TON)
1	1.80 x 0.62	1.0335	4.30	413.40
2	1.80 x 0.82	1.3317	4.53	532.68
3	2.20 x 0.82	1.6597	5.33	663.88
4	2.70 x 0.82	2.0697	6.33	827.88
5	2.70 x 0.88	2.2048	6.40	881.92

Tabla 2.1.2.1

2.1.3 Método de Reese y Matlock.

Anteriormente se mencionó que el método de Reese y Matlock se utilizó para la obtención de las deflexiones laterales y los elementos mecánicos de las pilas, cuando estas se encuentran sometidas a la acción de cargas horizontales debidas a sismo.

Para poder aplicar este método es necesario que la carga lateral, que actúa sobre una pila, no exceda la tercera parte de la capacidad de carga lateral límite en el suelo cohesivo. Para calcular la capacidad de carga lateral de las pilas en suelo cohesivo se utilizaron el criterio de Broms (1964) y el criterio del Manual Canadiense de Geotecnia, de donde se obtuvieron valores muy elevados de la capacidad de carga límite, por lo que se consideró que ésta no rige el diseño de las pilas para cargas horizontales. El método de Reese y Matlock requiere de la definición de un módulo de reacción, según Davisson (1970).

$$K_p = \frac{67 C_u}{D}, \text{ en T/m}^3, \quad \text{ec. 2.1.3.1}$$

en la siguiente tabla se muestran los valores del módulo de reacción para los diferentes tipos de pila:

TIPO DE PILA	D (m)	K_p (t/m ³)
1	0.62	540
2	0.82	408
3	1.80	186
4	2.20	152
5	2.70	124

Tabla 2.1.3.1

Con los valores mostrados en la tabla 2.1.3.1 del módulo de reacción se calcularon los momentos flexionantes y las deflexiones de las pilas bajo la acción de cargas laterales llevando a cabo en siguiente procedimiento:

1.- Se calcula la rigidez relativa del sistema suelo-pila, en los sentidos corto y largo de la pila.

$$T = \left(\frac{E I}{K_b b} \right)^{1/4} \quad \text{ec. 2.1.3.2}$$

donde:

E = módulo de elasticidad del material de la pila.

I = momento de inercia de la sección transversal de la pila.

K_b = coeficiente de reacción de subgrado horizontal. (Tabla 2.1.3.1)

2.- Los momentos, M_p , y las deflexiones, δ_p , de la pila se calculan a cualquier profundidad utilizando las siguientes fórmulas:

$$M_p = F_m (P T) \quad \text{ec. 2.1.3.3}$$

$$\delta_p = F\delta \left(\frac{P T^3}{E I} \right) \quad \text{ec. 2.1.3.4}$$

donde:

M_p = momento flexionante a una profundidad z.

δ_p = deflexión a una profundidad z.

F_m = coeficiente de momento a una profundidad z como se da en la fig. 2.1.3.1

P = fuerza horizontal aplicada a la pila.

T = rigidez relativa suelo-pila.

Para poder usar las gráficas de la figura 2.1.3.1 se debe calcular el coeficiente z/T , de acuerdo a la profundidad a la que se requiera conocer el momento flexionante y la deflexión respectiva en la pila.

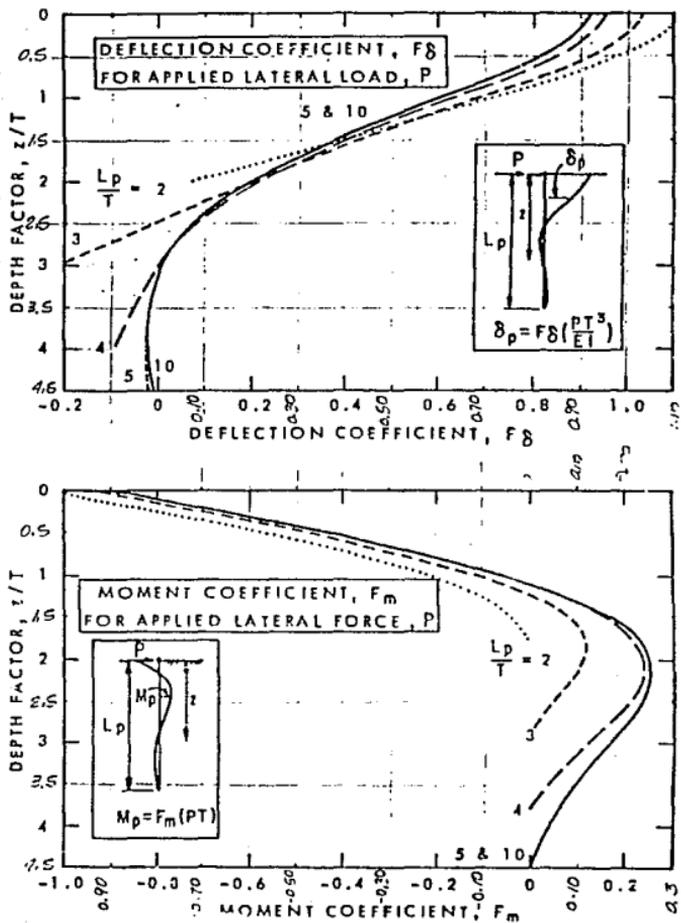


Fig. 2.1.3.1

2.2 CRITERIOS DE ANALISIS DE LA CIMENTACION.

2.2.1 Cargas Consideradas.

Para el análisis de las estructuras se consideró la acción de fuerzas permanentes gravitacionales¹ y la combinación de éstas con las fuerzas horizontales accidentales¹ debidas a sismo.

Se incluyeron las cargas muertas debidas al peso propio de todos los elementos estructurales así como las cargas de los acabados y de los elementos divisorios que forman parte de los edificios; adicionalmente se tomó en cuenta los incrementos de carga muerta que establecen en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las cargas vivas consideradas corresponden a las que recomienda el mismo código en su art. 199.

ANALISIS DE CARGAS EN LOSAS DE AZOTEA

CARGA MUERTA

LOSA CON PERALTE DE 15 cm (zona de cuartos)	
Losa maciza de concreto	= 360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 40 "
Relleno para dar pendientes	= 0 "
Preparación para impermeabilización	= 90 "
Impermeabilizante	= 15 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	=
T O T A L	= 505 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 15 cm (en baños y circulaciones)	
Losa maciza de concreto	= 360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 40 "
Relleno para dar pendientes	= 0 "
Preparación para impermeabilización	= 90 "
Impermeabilizante	= 15 "
Plafón	= 30 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 25 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	=
T O T A L	= 560 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm (zona de cuartos)	
Losa maciza de concreto	= 480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 40 "
Relleno para dar pendientes	= 0 "
Preparación para impermeabilización	= 90 "
Impermeabilizante	= 15 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	=
T O T A L	= 625 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm (en baños y circulaciones)	
Losa maciza de concreto	= 480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 40 "
Relleno para dar pendientes	= 0 "
Preparación para impermeabilización	= 90 "
Impermeabilizante	= 15 "
Plafón	= 30 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 25 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	=
T O T A L	= 580 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 40 cm (entre ejes 28-31 y F-E)	
Losa maciza de concreto	= 619 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 40 "
Relleno para dar pendientes	= 0 "
Preparación para impermeabilización	= 90 "
Impermeabilizante	= 15 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	=
T O T A L	= 764 kg/m²

CARGAS VIVAS

Cálculo de hundimientos	= 15 kg/m ²
Análisis sísmico	= 70 "
Análisis por cargas gravitacionales	= 100 "

ANALISIS DE CARGAS EN LOSAS DE ENTREPISO

CARGAS MUERTAS

LOSA CON PERALTE DE 15 cm (zona de cuartos)	
Losa maciza de concreto	= 360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 20 "
Piso Terminado	= 40 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 420 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm (zona de cuartos)	
Losa maciza de concreto	= 480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 20 "
Piso Terminado	= 40 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 540 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 15 cm (en baños y circulaciones)	
Losa maciza de concreto	= 360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 20 "
Piso Terminado	= 40 "
Plafón	= 30 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 25 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 475 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm (en baños y circulaciones)	
Losa maciza de concreto	= 480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 20 "
Piso Terminado	= 40 "
Plafón	= 30 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 25 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 595 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 40 cm (entre ejes 28-31 y F-E)	
Losa maciza de concreto	= 619 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 20 "
Piso Terminado	= 40 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 679 kg/m²

LOSA CON PERALTE DE 15 cm	(en el nivel 1)	
Losa maciza de concreto	=	360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	=	20 "
Piso Terminado	=	120 "
Plafón	=	0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	=	0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)		
T O T A L	=	500 kg/m ²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm	(en el nivel 1)	
Losa maciza de concreto	=	480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	=	20 "
Piso Terminado	=	120 "
Plafón	=	0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	=	25 "
Peso prop. trabes (no se incluye)		
T O T A L	=	645 kg/m ²

LOSA CON PERALTE DE 15 cm	(Estacionamiento)	
Losa maciza de concreto	=	360 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	=	40 "
Piso Terminado	=	40 "
Plafón	=	0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	=	0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)		
T O T A L	=	440 kg/m ²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm	(jardín en zona de patios)	
Losa maciza de concreto	=	480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	=	20 "
Rellenos	=	800 "
Piso Terminado	=	0 "
Plafón	=	0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	=	0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)		
T O T A L	=	1300 kg/m ²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm	(Circul. en zona de patio)	
Losa maciza de concreto	=	480 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	=	40 "
Piso Terminado	=	0 "
Plafón	=	0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	=	0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)		
T O T A L	=	520 kg/m ²

LOSA CON PERALTE DE 20 cm (Patio con tanque regul.)	
Losa maciza de concreto (20+15 cm)	= 840 kg/m ²
Sobrecarga adic. Reg. del D.F.	= 60 "
Piso Terminado	= 0 "
Plafón	= 0 "
Instalaciones aire e hidráulicas	= 0 "
Peso prop. trabes (no se incluye)	= 0 "
T O T A L	= 900 kg/m²

CARGAS VIVAS

EN SALONES DE BANQUETES	
Cálculo de hundimientos	= 40 kg/m ²
Análisis sísmico	= 250 "
Análisis por cargas gravitacionales	= 350 "

EN ZONA DE ESTACIONAMIENTO	
Cálculo de hundimientos	= 40 kg/m ²
Análisis sísmico	= 100 "
(*) Análisis por cargas gravitacionales	= 250 "

EN ZONA DE CUARTOS	
Cálculo de hundimientos	= 70 kg/m ²
Análisis sísmico	= 90 "
Análisis por cargas gravitacionales	= 170 "

EN ZONA DE CIRCULACIONES	
Cálculo de hundimientos	= 40 kg/m ²
Análisis sísmico	= 150 "
Análisis por cargas gravitacionales	= 350 "

- (*) Adicionalmente se consideró una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable del elemento estructural analizado.

2.2.2 Cálculo del Centro de Cargas y Peso de la Estructura.

Para el cálculo del centro de cargas y el peso de la estructura fue necesario hacer una división por áreas regulares de las plantas de cada nivel, fig. 2.1.1.1; de acuerdo a esa división y considerando las cargas descritas en 2.2.1, a cada área se le asignó el peso muerto y el peso vivo por metro cuadrado que le corresponde de acuerdo al destino del area.

Por medio del cálculo de momentos estáticos de los pesos, concentrados en los centroides de cada una de las áreas, respecto a un eje de referencia se calcularon los centros de carga de cada nivel. Los muros de cortante se ubicaron directamente sobre los ejes que se consideraron ejes principales y obteniendo su peso por metro lineal, peso que multiplicado por su distancia al eje de referencia para el cálculo del centro de masas nos proporciona el momento estático del muro de cortante respecto al eje de referencia contribuyendo también a definir la posición del centro de cargas de cada nivel.

Una vez realizado el procedimiento del párrafo anterior para cada nivel se calculó la influencia de los niveles inmediatamente superiores. En las siguientes páginas se ejemplifica el procedimiento por medio del cálculo realizado para el sótano 2, nivel P-2, y la manera en que se consideró la influencia de los niveles inmediatos superiores. Se considera que el peso de cada uno de los niveles llega a la cimentación por medio de los elementos verticales ubicados en los ejes principales, criterio razonable por ser los elementos que más aportan a la resistencia.

El haber considerado que todo el peso del edificio llega a la cimentación por los denominados ejes principales no es la forma usual de proceder sabiendo que existen más elementos verticales por donde, con toda seguridad, bajarán también las cargas del edificio, las cuales son repartidas hacia los elementos verticales por medio de la consideración de un trabajo más racional de la losa.

Debido a la premura del tiempo se decidió hacerlo como se describió en párrafos anteriores; el edificio consta de alrededor de 70 marcos, cada uno presenta características propias que difieren del resto, por lo que resultó casi imposible en ese momento analizarlos todos y cada uno de ellos, aunque a medida que se avanzó en la consecución del proyecto ejecutivo se fue corroborando que la suposición hecha para el análisis de cargas de la cimentación fue correcta.

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL P2

CONCEPTOS.	(C.V) (C.M)		AREA (m2)	X (m)	Y (m)	W (ton)	WX (ton-m)	WY (ton-m)
	(tn/m2)	(tn/m2)						
Zona 4	0.250	1.162	126.51	15.29	26.65	178.6	2730.4	4758.1
Zona 8	0.250	1.162	881.69	46.80	26.65	1244.5	58242.5	33159.7
Zona 8	0.250	1.162	377.87	24.30	26.65	533.4	12960.6	14211.3
Zona 9	0.250	0.725	282.38	60.31	6.38	275.4	16609.2	1755.7
Zona 10	0.250	1.162	126.51	69.31	26.65	178.6	12377.1	4758.1
Zona 11	0.250	1.162	645.17	83.10	26.65	910.7	75671.0	24264.4
Zona 11	0.250	1.162	81.37	83.10	10.89	114.8	9543.4	1250.1
Zona 13	0.250	1.162	125.96	64.80	26.65	177.8	11520.5	4757.1

CONCEPTOS.	I.P.P I (ln/ml)	FACHADA (ml)	X (m)	Y (m)	W (ton)	WX (ton-m)	WY (ton-m)	
								Muro C. 16
Muro C. 30	2.592	27.99	71.57	26.65	72.6	5192.4	1933.1	
Muro C. int 30	4.104	4.00	71.57	26.65	16.4	1174.9	437.4	
Muro C. 37	3.227	31.62	94.62	24.83	102.0	9654.2	2533.4	
Muro C. '37	2.651	31.62	95.32	24.83	83.8	7988.9	2081.0	
Muro C. E	3.648	58.54	42.30	40.64	213.6	9033.3	8678.8	
Muro C. int E	3.648	23.1	83.10	40.64	84.1	6987.2	3417.3	
Muro C. L	3.648	58.54	42.30	12.65	213.6	9033.3	2701.5	
Muro C. int L	3.648	4.6	74.42	12.65	16.8	1248.8	212.3	
Muro C. H	3.648	36.0	78.59	8.65	131.2	10311.8	1135.0	
Muro C. H	1.824	29.52	63.81	4.52	53.8	3435.8	243.4	
Modif. Junta 16/07/90								
Muro C. 38	3.648	31.52	104.73	24.88	115.0	12044.7	2860.8	
Muro C. E	3.648	17.13	96.29	40.64	62.5	6016.9	2539.6	
Muro C. H	3.648	17.13	96.29	9.12	62.5	6016.9	569.9	
Cisterna P2	1.800	218.03	86.53	15.92	392.4	33964.2	6247.7	
Zona 12	1.162	319.30	99.74	24.88	370.9	36988.1	9227.1	

Peso promedio de este nivel :	AREA (ton/m2) 1.93	X (m)	Y (m)	W (ton)	WX (ton-m)	WY (ton-m)
I Este Nivel :	2966.7	62.98	23.91	5719.7	360242.8	136772.7
S U M A S I Niveles Super. :	39270.2	0	0	53073.0	2872173.1	1338436.7
I Total Acumulado :	42236.9	54.98	25.09	58792.7	3232415.9	1475210.3

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 9

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m ²	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1.12						
: Este Nivel :	3107.1	47.86	25.81	3472.8	166212.0	89628.4
SUMAS : Niveles Super. :	0.0	#	#	0.0	0.0	0.0
: Total Acumulado :	3107.1	47.86	25.81	3472.8	166212.0	89628.4

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 8

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m ²	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1.18						
: Este Nivel :	3107.1	48.19	24.98	3658.6	176292.3	91400.6
SUMAS : Niveles Super. :	3107.1	#	#	3472.8	166212.0	89628.4
: Total Acumulado :	6214.2	48.03	25.30	7131.4	342504.5	181029.0

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 7

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m ²	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1.19						
: Este Nivel :	3107.1	48.14	25.00	3687.8	177523.8	92176.2
SUMAS : Niveles Super. :	6214.2	#	#	7131.4	342504.5	181029.0
: Total Acumulado :	9321.3	48.07	25.23	10819.2	520028.3	273205.2

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 6

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m ²	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1.20						
: Este Nivel :	3107.1	48.22	24.98	3722.1	179475.3	92973.0
SUMAS : Niveles Super. :	9321.3	#	#	10819.2	520028.3	273205.2
: Total Acumulado :	12428.4	48.10	25.18	14541.3	699503.8	366178.2

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 5

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m ²	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1.21						
: Este Nivel :	3107.1	48.08	24.96	3773.3	181435.2	94171.7
SUMAS : Niveles Super. :	12428.4	#	#	14541.3	699503.8	366178.2
: Total Acumulado :	15535.5	48.10	25.14	18314.6	880939.0	460349.8

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 4

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m2	(m2)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
: Este Nivel :	4130.7	60.46	24.64	5009.3	302850.5	123414.6
SUMAS : Niveles Super. :	15335.5	#	#	18314.6	880939.0	460374.8
: Total Acumulado :	19666.2	50.75	25.03	23323.9	1183789.5	583764.4

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 3

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m2	(m2)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
: Este Nivel :	3907.0	59.58	25.32	5768.1	343657.9	146074.1
SUMAS : Niveles Super. :	19666.2	#	#	23323.9	1183789.0	729838.5
: Total Acumulado :	23573.2	52.50	25.09	29092.0	1527447.4	729838.5

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 2

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m2	(m2)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
: Este Nivel :	4413.8	58.44	21.89	7023.7	410434.8	174803.4
SUMAS : Niveles Super. :	23573.2	#	#	29092.0	1527447.4	729838.5
: Total Acumulado :	27987.0	53.66	25.05	36115.7	1937882.2	904641.8

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL 1

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m2	(m2)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
: Este Nivel :	5641.6	54.26	25.63	9010.2	488881.2	230940.5
SUMAS : Niveles Super. :	27987.0	#	#	36115.7	1937882.2	904641.8
: Total Acumulado :	33628.6	53.78	25.16	45125.9	2426763.3	1135582.3

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL PI

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WX	WY
ton/m2	(m2)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
: Este Nivel :	5641.6	56.05	25.53	7947.1	448409.8	202834.3
SUMAS : Niveles Super. :	33628.6	#	#	45125.9	2426763.3	1135582.3
: Total Acumulado :	39270.2	54.12	25.22	53075.0	2872173.1	1338416.7

CALCULO DEL CENTRO DE CARGAS Y PESO DEL NIVEL P2

Peso promedio de este nivel :	AREA	X	Y	W	WT	WY
ton/m ² 1.93	(m ²)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
! Este Nivel :	2966.7	67.98	23.91	5717.7	360242.8	136773.7
S U M A S ! Niveles Super. :	39270.2	*	*	51073.0	2872173.1	1338436.7
! Total Acumulado :	42236.9	54.98	25.09	58792.7	3232415.9	1475210.3

2.2.3 Método Constructivo de la Subestructura.

Para la profundidad de desplante indicada, el método de construcción más simple y económico es el de la berma. Se realizaron las siguientes actividades:

1) Se colaron las pilas previamente al inicio de la excavación, lo que contribuye a reducir las expansiones del terreno debidas a la descarga.

2) Se construyó un muro perimetral hasta una profundidad ligeramente mayor que la profundidad de excavación.

3) Se procedió a excavar la parte central correspondiente al segundo sótano. Se dejó un talud con características definidas más adelante. La excavación central se realizó en tres etapas para no dejar expuesta un área excesiva de suelo al intemperismo y minimizar la expansión por descarga.

4) Se construyó de inmediato la porción de la subestructura a la franja excavada hasta el nivel de terreno natural.

5) Se rellenó el espacio entre talud y estructura con material inerte compactado, usándose de preferencia tezontle bien graduado con tamaño máximo de 7.5 cm y peso volumétrico máximo de 1 t/m³ colocado por capas de 25 cm de espesor compactadas con placa vibrante.

6) Se extendió la excavación hacia la periferia dejando solamente una berma con cresta de 2 m de ancho para sostener la estructura de retención.

7) Se construyó la subestructura en la parte excavada correspondiente al primer sótano.

8) Se apuntaló en zanjas la estructura de retención perimetral contra la estructura construida para poder proceder a la excavación por partes de la berma.

9) Se excavaron franjas adicionales en forma alternada y según una secuencia simétrica para minimizar los movimientos diferenciales del suelo y se procedió en forma análoga a la indicada en los pasos anteriores. (Ver fig. 2.2.3.1)

Características de la Berma.

Con la profundidad considerada de 6.5 m, para un talud con pendiente 1:1, los análisis concluyen que existe un factor de seguridad mayor de 1.5 lo cual puede considerarse adecuado.

El talud y la cresta deberán drenarse y protegerse adecuadamente para evitar que el agua se infiltre en grietas superficiales. También se evitó almacenar materiales cerca de la excavación.

2.2.4 Sistema Constructivo de los Muros Perimetrales.

Después de haberse construido las pilas de cimentación, como una segunda etapa constructiva, se tomó la decisión de construir los muros perimetrales para que sirvieran de elementos de contención en cantiliver durante la etapa de excavación del terreno. Para ello se hizo necesario revisar la capacidad de las pilas como elementos de soporte de los muros de contención y así, determinar cuales eran las zonas de muros perimetrales que necesariamente habría que mantener apuntaladas durante la etapa de construcción de la subestructura.

Para la construcción de los muros perimetrales se utilizarán paneles prefabricados antes de ser colocados en las trincheras; la prefabricación se realizó directamente en la obra.

Las trincheras se construyeron realizando una perforación en el terreno mediante un equipo guiado con una almeja de 2.20 x 0.62 m; la profundidad de la perforación fue de la altura del panel más 50 cm, utilizándose para mantener la estabilidad de la perforación un lodo de bentonita/cemento con la siguiente dosificación:

cemento	280 kg/m ³
bentonita	45 kg/m ³
lignosulfato	5.5 lt/m ³

Se mantuvo especial cuidado en la estabilidad de los edificios vecinos, la cual dependía en gran medida del largo de la excavación como de su propia cimentación. Por regla general se perforó al mismo tiempo una longitud de 7 m, la cual permite una transmisión de esfuerzos a cada lado de la perforación.

Para colocar los paneles estos se izaron verticalmente con grúa mediante dos insertos dejados durante su fabricación, una vez en posición vertical, se llevaron arriba de la perforación y se bajaron dentro de la misma. Durante la colocación se aplicó un líquido desencofrante a la cara interior del panel para facilitar la caída del lodo durante la excavación.

El panel fue guiado durante su colocación dentro de la perforación con el fin de asegurar varias direcciones:

- 1) Para que el panel baje verticalmente.
- 2) Para posicionarlo en función al punto de ubicación.
- 3) Para posicionarlo óptimamente con respecto al eje.

Para lo anterior fue necesario:

- a) Verificar la posición del eje de la pluma de la grúa.
- b) Verificar la verticalidad mediante un nivel.
- c) Guías laterales que permiten centrar el panel entre los brocales.

Una vez que el panel estuvo en su posición definitiva se fijó de la manera siguiente:

- i) Con dos varillas con cuerda que salen del concreto en la cabeza del panel y dos tuercas.
- ii) Cuatro perfiles que sirven de cuatro apoyos en los brocales.

De dos a cinco días después se pudieron retirar las tuercas, entonces el panel estuvo sostenido por el lodo fraguado.

- ① LA EXCAVACION HASTA EL PRIMER NIVEL -3 m
② LA EXCAVACION HASTA EL SEGUNDO NIVEL -6.5 m
(SEGUNDO SOTANO)

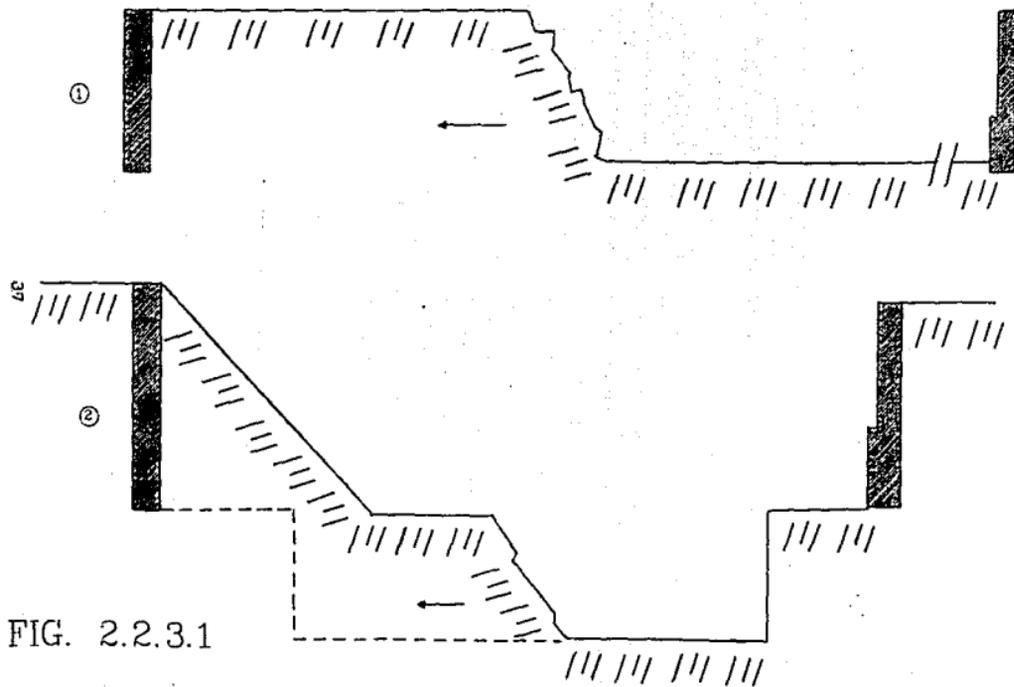


FIG. 2.2.3.1

2.2.5 Análisis Sísmico de la Cimentación.

Se realizó un análisis sísmico estático de la estructura para poder evaluar las solicitaciones a las que estaría sometida la cimentación en caso de ocurrir un sismo. Considerandose un coeficiente básico de sismo igual a 0.4; debido a la importancia del edificio, a pesar de estar ubicado en la zona de transición, se consideró el coeficiente básico de sismo correspondiente a la zona lacustre por la incertidumbre de la ubicación de la frontera entre la zona lacustre y la zona de transición. Se considera además un factor de comportamiento sísmico, $Q=2$. (ref. 8)

El coeficiente de diseño sísmico para los cuerpos de las zonas B y C², descritos en el capítulo anterior, fue de 0.250 al considerar adicionalmente un factor de regularidad de 0.8 y un factor de grupo de 1.0; los cuerpos de las zonas B y C se clasifican en estructuras del grupo B.³

En el cuerpo de la zona A, el coeficiente para diseño sísmico fue 0.375 al considerar adicionalmente un factor de regularidad de 0.8 y un factor de grupo de 1.5; el cuerpo de la zona A se clasifica como una estructura del grupo A,⁴ debido a que está destinado a alojar un salón de banquetes para más de doscientas personas.

² La ubicación de los cuerpos se puede observar en la fig. 2.1.1.2.

³ La clasificación por grupo de las estructuras se establece en el art. 174 de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

⁴ Las condiciones de regularidad de establecen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

La resistencia de los edificios ante la acción de sismo está proporcionada de manera predominante por muros de cortante de concreto reforzado que existen en el perímetro exterior de los edificios, además por muros de concreto reforzado que existen en el perímetro interior del edificio de la zona B.

Después de establecer los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico de acuerdo a la ref. 6, se procedió al cálculo de las rigideces de entrepiso de acuerdo a los pasos siguientes:

1) Se establecieron modelos analíticos lo más apegado posible a la geometría de los elementos verticales que proporcionan la mayor parte de la rigidez ante cargas laterales. (fig. 2.2.6.1)

2) Se le proporcionó a cada modelo la carga vertical, carga muerta más carga viva para análisis sísmico, por áreas tributarias en cada nivel; se obtuvo de esta forma el peso por nivel del modelo, incluyendo el peso propio de los elementos que forman el modelo analítico, para que al sumarse se obtuviera el peso total del modelo.

3) Se obtuvo la fuerza lateral total que actúa sobre el modelo realizando el análisis estático establecido en la ref. 8.

$$V = C_s W$$

ec. 2.2.3.1

donde:

V = fuerza lateral total. (Cortante basal)

Cs = coeficiente para Diseño Sísmico.

W = peso total del modelo.

4) Se distribuyó la fuerza, obtenida de acuerdo al inciso anterior, en cada nivel para obtener las fuerzas de inercia por medio de un coeficiente que depende de la masa y de la altura en que está ubicado el entrepiso, bajo la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal⁵, partiendo de cero en la base hasta un máximo en la punta. (ref. 11)

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \quad \text{ec. 2.2.3.2}$$

donde:

F_i = fuerza de inercia del iésimo⁶ nivel.

W_i = peso correspondiente al iésimo nivel.

h_i = altura respecto a la base del modelo del iésimo nivel.

V = fuerza lateral total. (Cortante basal)

5) Con las fuerzas de inercia, obtenidas en el inciso anterior, se analizó el modelo sometido exclusivamente a cargas laterales, por medio del programa de computadora Super Etabs basado en el método de las rigideces.

⁵ Aceptado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.

⁶ El iésimo nivel es el nivel en el cual se quiere conocer la fuerza de inercia.

6) De los resultados del análisis se tomaron los desplazamientos laterales de la estructura; el cociente de la fuerza cortante de un entrepiso dividida entre el desplazamiento del éste respecto a la base es igual a la rigidez de entrepiso.

$$K_i = \frac{V_i}{\delta_i} \quad \text{ec. 2.2.3.3}$$

donde:

K_i = rigidez de entrepiso.

V_i = fuerza cortante de entrepiso.

δ_i = desplazamiento de entrepiso.

Una vez obtenidas las rigideces de entrepiso de cada uno de los modelos de los ejes principales se procedió a realizar el análisis dinámico de conjunto de los edificios; en este análisis se considerará que además del cortante debido a fuerza lateral existe una fuerza cortante debida a la torsión del diafragma del entrepiso, además de considerar los efectos bidireccionales que se establecen en la ref. 8.

Se determinaron las fuerzas cortantes de entrepiso suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas. No se hicieron las reducciones, de las fuerzas cortantes, que permiten las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo cuando se considera el período fundamental de la estructura.

La planta de los edificios presenta una forma irregular por lo que es correcto suponer que los centros de masa y de rigidez no coinciden. Al actuar las fuerzas del Sismo en el centro de masa y la oposición de los edificios a desplazarse lateralmente gravita en el centro de rigideces, aparecen torsiones importantes en cada nivel de los edificios.

Los efectos producidos por la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces se toman en cuenta sumando éstos a las fuerzas cortantes laterales del entrepiso, de acuerdo a una distribución estática descrita en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se establecen en estas normas unas excentricidades accidentales para tomar en cuenta los efectos dinámicos de estas torsiones.

Los efectos bidireccionales de las componentes horizontales de los movimientos del terreno se consideran tomando, en cada dirección en que se analizó la estructura, el 100% de las fuerzas que actúan en esa dirección y el 30% de las fuerzas que actúan perpendicularmente a ella y con los sentidos que resultan más desfavorables.

ANALISIS ESTADICO POR SISMO EN DIRECCION: X y Y

SUELO (D.F.) EN LA ZONA	III	Fac. Correctivos	COEFICIENTE BASICO DE SISMO	0.400 -
FACTOR DE COMPORTAMIENTO	2		ORDENADA ESPECTRAL (T=0)	0.100 -
SATISF. COND. DE REGULARIDAD	N	F.REB= 0.80	COEFICIENTE PARA EL SISMO	0.375 -
USO DEL EDIFICIO, GRUPO	A	F.GRP= 1.50	PESO DE LA SUPER-ESTRUCT.	2726 ton

CORTANTE MAXIMO EN LA BASE 1022 ton

ANALISIS ESTADICO DE SISMO					LIMITE DE REDUCCIONES ADMISIBLES			
Nivel	H	W	F _s	V	F _s	V	Hvr	I _r
(n')	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(t-m)	-
4	12.61	1243.0	685.2	685.2	548.1	548.1	0.0	0.0
3	0.00	0.0	0.0	685.2	0.0	548.1	6911.8	20.0
2	5.20	1483.2	337.1	1022.3	249.7	817.8	4480.3	11.8
1	0.00						8314.3	20.0

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (1987)

Tabla 2.2.5.1

2.2.6 Análisis Definitivo de la Cimentación.

Se utilizaron los cortantes de diseño, obtenidos de acuerdo a la descripción hecha en 2.2.2, para analizar por cargas laterales los modelos de los marcos o muros⁷ para extraer de los resultados del análisis los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que actúan en el nivel 1.

Las fuerzas cortantes en el nivel 1 se distribuyeron para cada una de las pilas ubicadas en el eje en consideración. Con estas fuerzas cortantes se obtuvieron los momentos flexionantes y las deflexiones que sufren las pilas ante cargas laterales y de esta forma proceder a su diseño, como si se trataran de columnas cortas sometidas a flexocompresión biaxial. (ref. 9)

Para analizar una trabe de cimentación se realizó una bajada de cargas verticales por muros y columnas hasta el nivel 1; las cargas que bajan por los muros y columnas del modelo son las que llegan al marco a través del sistema de piso de cada nivel además del peso propio del marco, estas cargas se toman como cargas puntuales en el modelo para análisis de la trabe de cimentación. Se considera repartido el peso propio de la trabe así como la carga viva que, por áreas tributarias, llega al elemento. Tomaré el eje principal M, que va desde el eje perpendicular 28 al eje perpendicular 39⁷, para ilustrar el análisis y el diseño de la trabe de cimentación. Para realizar el diseño de la trabe de cimentación se siguió el criterio que establece la ref. 9 para vigas de gran peralte.

⁷ fig. 2.2.6.1

El análisis estructural de la trabe de cimentación se realizó considerándola una viga continua simplemente apoyada, actuando sobre ella cargas repartidas debidas principalmente al peso propio de la trabe, cargas concentradas que bajan por columnas y muros, además de pares concentrados debidos a la acción de sismo. Se consideran aplicados los pares concentrados si el elemento que se desplanta en la trabe es una columna.

Quando es un muro el elemento que se desplanta en la trabe, se considera una distribución lineal de esfuerzos actuando sobre la trabe, producida por el momento que debido a sismo se presenta en el muro. Debido a la magnitud tan grande del momento en el muro, sería imposible que la trabe pudiera soportar esa sollicitación o bien sería una solución antieconómica sabiendo que es razonable considerar la distribución lineal de los esfuerzos producidos por el momento debido a sismo en la zona donde se desplantan muros sobre la trabe. Los momentos que se presentan en un muro son muy grandes debido a la gran rigidez que estos presentan ante la acción de cargas laterales.

En la fig. 2.2.6.2 se muestra el modelo utilizado para el análisis de la trabe de cimentación; en él se muestran las cargas verticales y los pares debidos a sismo con los que se analizó el modelo.

Las figuras 2.2.6.3, 2.2.6.4 y 2.2.6.5 muestran los resultados del análisis estructural del modelo de la trabe de cimentación, mismos que fueron obtenidos mediante el programa de computadora M-Strudl basado en el método de las rigideces.

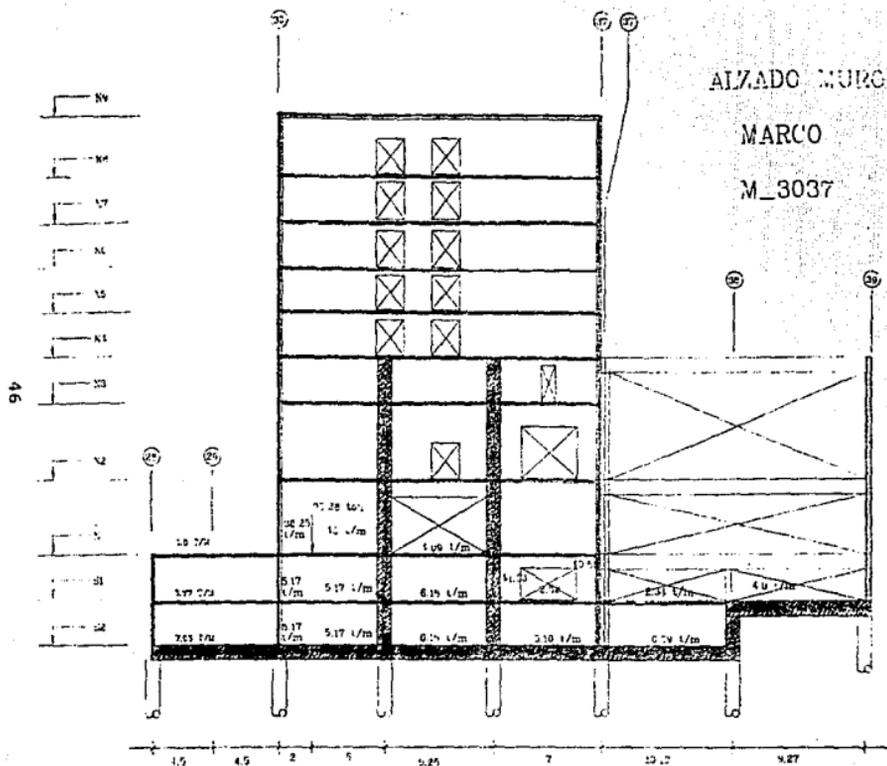
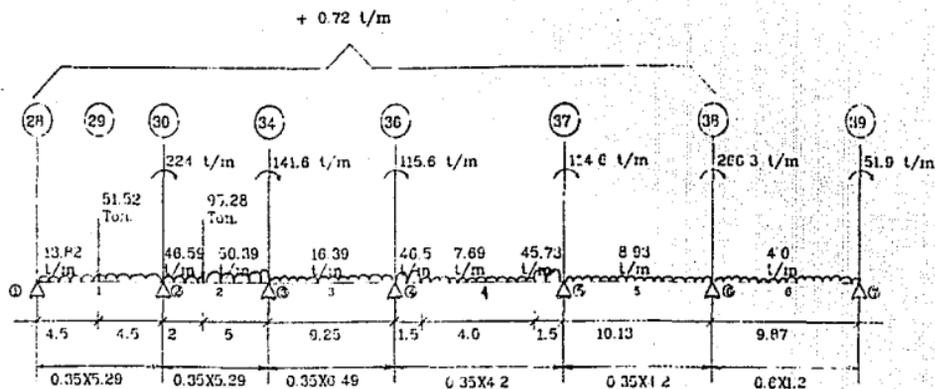


FIG. 2.2.6.1



47

TRABE DE CIMENTACION EJE "M" (28-39)

CARGAS VERTICALES

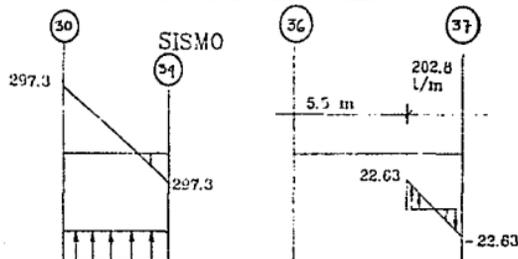
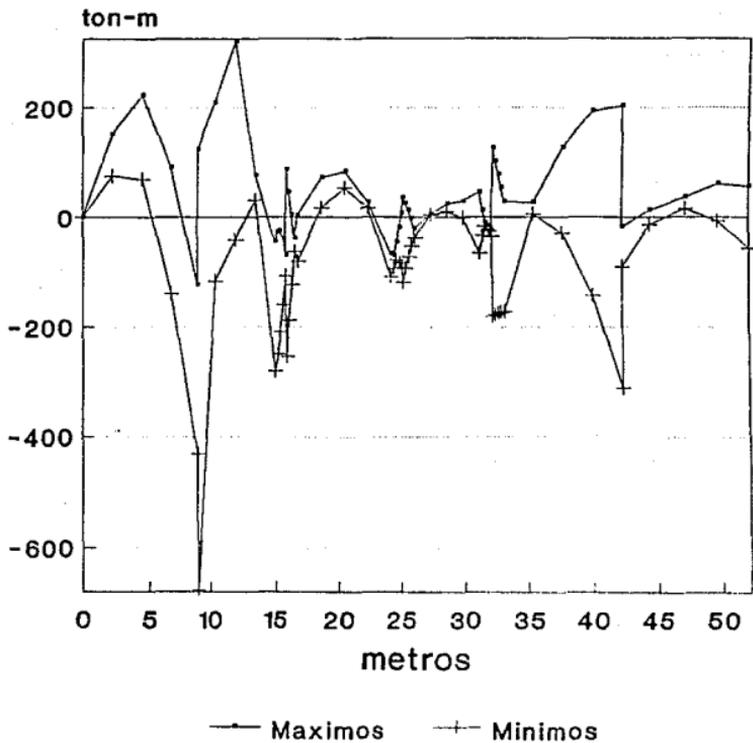


FIG. 2.2.6.2

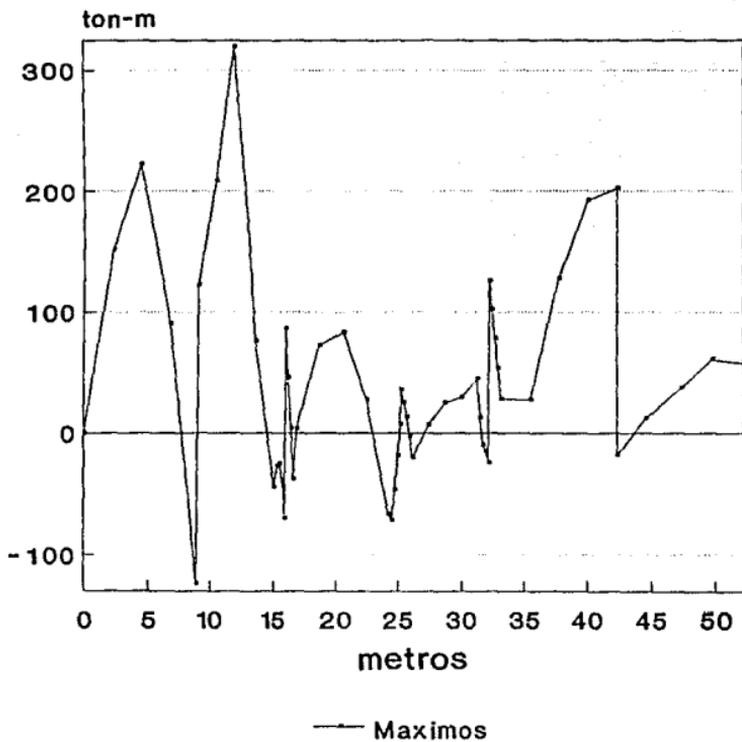
Trabe de Cimentación

Fig. 2.2.6.3



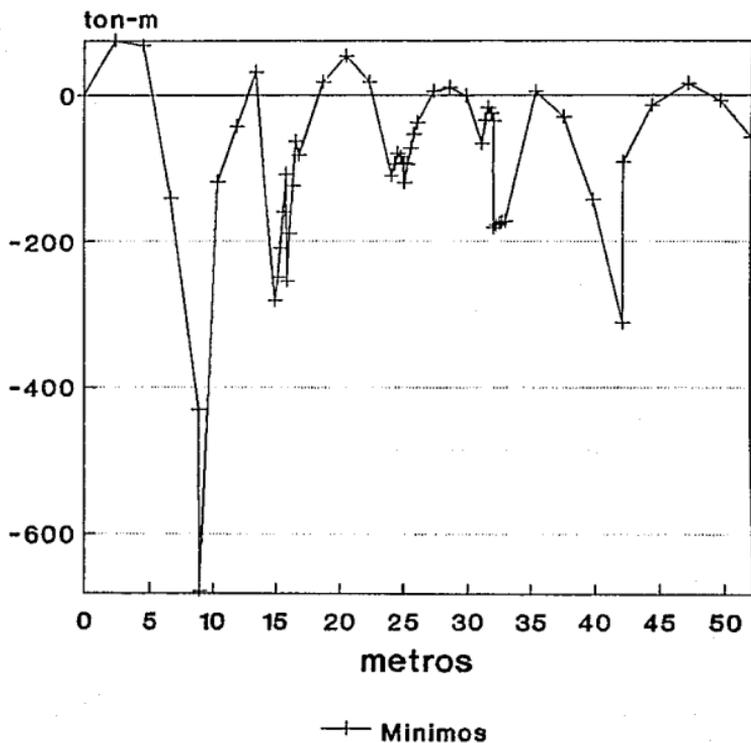
Trabe de Cimentación

Fig. 2.2.6.4



Trabe de Cimentación

Fig. 2.2.6.5



2.3 CRITERIOS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION.

2.3.1 Criterios de Diseño de la Trabe de Cimentación.

Como antes se mencionó la trabe de cimentación por tratarse de una trabe de gran peralte se diseña de acuerdo con la sección dedicada a vigas diafragma de la ref. 9.

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro L, a peralte total h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un sólo claro libremente apoyado. Si la cuantía A_s/bd es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión:

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6 L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- 1.- Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios.
- 2.- Calcúlense las áreas de acero con la ec. 2.14, valuando el brazo de la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5 L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

a) Disposición del refuerzo por flexión en vigas diafragma de un sólo claro.

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a:

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{L}{h} \right) h$$

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que 0.2 L.

b) Disposición del refuerzo por flexión en vigas diafragma continuas.

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones estas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán los requisitos prescritos en a).

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4 h$, ni que $0.4 L$.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a $0.2 h$ y comprendida entre las cotas $0.8 h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga. El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a $0.6 h$. Si L/h es menor que 1.0 , en este párrafo se sustituirá L en lugar de h .

c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante.

El refuerzo calculado en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos de 80% de su esfuerzo de fluencia.

d) Fuerza cortante en vigas diafragma.

Para determinar la fuerza cortante, V_{CR} , que resiste en concreto en vigas diafragma, se aplicará lo dispuesto para una viga convencional con relación L/h menor que 4. (ref. 9)

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15 L$ en vigas con carga uniformemente repartidas, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{CR} , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue; en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v (1 + L/d)/s$$

donde A_v es el área de acero vertical comprendida en cada distancia s , y f_{yv} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} (11 - L/d)/s_h$$

donde A_{vh} es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h , y f_{yh} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos. (ref. 9)

La fuerza V_u no debe ser mayor que:

$$2 F_R bd \sqrt{f'_c}$$

NOTA: Para mayor referencia sobre el diseño de vigas diafragma consultar la referencia nueve.

2.3.2 Resultados del Diseño de la Trabe de Cimentación.

En la figura 2.3.2.1 se muestran los resultados numéricos del armado de la trabe de cimentación del eje M.

MURO DE CIMENTACION EJE M
 AREAS DE ACERO CARA EXTERIOR

	28			30			34			36			37			38		
ARMADO SUPERIOR	6.9	4.9	6.9	6.1	7.7	6.1	6.9	4.9	6.9	3.7	5.1	3.7	4.6	5.4	6.9	0.2H 0.6H 0.2H		
	20.86		20.86	20.46		18.48	20.86		20.86	11.09		11.09	11.09		11.09			
ARMADO INFERIOR	20.86		20.86	14.48		18.48	20.86		20.86	11.09		11.09	11.09		11.09			
	6.9	4.9	6.9	6.1	15.5	6.1	6.9	4.9	6.9	3.7	5.1	3.7	4.6	4.5	5.7			
	0.6H=4.74			0.6H=4.2			0.6H=4.74			0.6H=2.52								

AREAS DE ACERO CARA INFERIOR

ARMADO SUPERIOR				10.5	7.4	10.5	5.6	6.1	5.6	6.3	6.0	6.6
				31.28		31.28	16.63		16.63	16.63		16.63
ARMADO INFERIOR				31.28		31.28	16.63		16.63	16.63		16.63
				10.5	7.4	10.5	5.6	6.1	5.6	6.3	9.1	7.4

FIG. 2.3.2.1

2.4 CRITERIOS DE ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA.

Para el análisis de la superestructura se tomaron en cuenta las cargas descritas en el punto 2.2.1.

2.4.1 Consideraciones Especiales para el Análisis.

Con el fin de optimizar el comportamiento del edificio ante las sollicitaciones a las que estará sometido durante su vida útil, en la superestructura, la zona A y la zona B fueron desligadas 21 cm estructuralmente mediante una junta constructiva; los argumentos para dejar esta separación son entre otros los siguientes:

a) La necesidad de considerar al cuerpo de la zona A una estructura del grupo A; si las zonas A y B estuvieran unidas estructuralmente, se hubiese tenido que considerar a todo el edificio una estructura del grupo A, por lo que resulta más económico un diseño considerando la junta constructiva a partir del nivel 1.

b) El cuerpo de la zona A es una estructura menos rígida⁸ que la estructura del cuerpo de la zona B, por lo que la respuesta del cuerpo A ante acciones laterales es muy diferente a la respuesta del cuerpo B.

c) La separación de las estructuras permite también que los efectos de torsión no se incrementen en proporciones que se hubiera requerido una estructuración que resultase antieconómica.

⁸ Se refiere a la oposición de las estructuras a desplazarse ante la acción de cargas laterales.

La separación entre las superestructuras del edificio en los cuerpos de las zonas A y B se determinó con base en el cálculo de los desplazamientos laterales obtenidos del análisis de la estructura y tomando en cuenta los límites que se establecen en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En la subestructura los cuerpos A y B si están unidos estructuralmente. La junta constructiva se encuentra localizada en el eje 37. (fig. 2.2.3.1)

2.4.2 Análisis Sísmico de la Superestructura.

En este caso por la existencia de la junta constructiva, y habiendo definido previamente la cimentación, nos enfocaremos al cuerpo de la zona A que es de nuestro interés particular en esta tesis.

El cuerpo de la zona A está comprendido entre los ejes 37' y 39 y los ejes D y O; la resistencia ante cargas laterales, debidas a sismo, del cuerpo de la zona A está proporcionada por los muros existentes en los cuatro ejes antes mencionados, además de que en los ejes 38 y H existen marcos de concreto reforzado que contribuyen a la rigidez del cuerpo de la zona A. En los ejes 38 y D adicionalmente existen armaduras metálicas denominadas armaduras de rigidez que complementan la resistencia que proporcionan los elementos de concreto reforzado de estos ejes.

El cuerpo de la zona A presenta tres niveles completos 1, 2 y 4, además entre los ejes D y H un nivel intermedio entre estos dos anteriores. La existencia de este nivel provoca la aparición de torsiones muy importantes al presentarse un sismo, lo que justifica la presencia de las armaduras de rigidez, además que las cargas que actúan este nivel son transmitidas por medio de las armaduras de rigidez hacia los niveles 2 y 4.

Se identifican entonces dos funciones para las armaduras de rigidez:

- 1) Soporte del nivel 3.
- 2) Proporcionar resistencia adicional ante cargas laterales a los elementos resistentes en los ejes D y H.

Se realizó la obtención del centro de cargas y pesos de los niveles del cuerpo A en forma similar a la descrita para la subestructura del cuerpo B.

Para obtener las fuerzas de cortantes de diseño que actuarán en los elementos que proporcionan la rigidez lateral al cuerpo A se realizó un análisis sísmico modal⁹. En el análisis modal se incluyó el efecto de los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis, en todos los casos los períodos de vibración resultaron menores a 0.4 seg. El período máximo de vibración en el sentido longitudinal resultó de 0.257 seg, el período máximo de vibración en el sentido transversal fue 0.32 seg.

Se calculó la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura con la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico¹⁰, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. Las fuerzas sísmicas obtenidas se redujeron dividiéndolas entre el factor reductivo Q' multiplicado por el factor de regularidad de 0.8 que le corresponde.

Se consideró también en este análisis el cortante que induce la presencia de torsiones en la planta del cuerpo de la zona A, considerando el efecto dinámico de la torsión por medio de las excentricidades accidentales. (ref. 8)

⁹ El análisis sísmico modal es conocido como método dinámico.

¹⁰ D.D.F.; Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

2.4.3 Análisis Definitivo de la Superestructura.

El análisis definitivo de la superestructura se realizó mediante marcos planos, considerando una estructuración como la que se muestra en la fig. 2.2.6.1, una vez consideradas todas sus características tridimensionales en el análisis dinámico. Se les proporcionó la carga vertical por medio de áreas tributarias de losa y cargas puntuales que llegan a estos marcos por medio de elementos vigas como las armaduras, cuyo diseño más adelante nos ocupará. También se les proporcionó carga lateral obtenidas mediante el análisis sísmico modal.

De los resultados obtenidos de los análisis por cargas verticales y cargas laterales, se realizaron la combinaciones necesarias tomándose para diseño las combinaciones más desfavorables.

2.5 CRITERIOS DE DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

2.5.1 Diseño de Muros de Carga y Rigidez.

Los muros se diseñaron para soportar cargas verticales importantes y resistir las fuerzas cortantes de sismo que le transmiten las losas de los entrepisos. El dimensionamiento se hizo para resistir los esfuerzos de flexocompresión y cortante como si fueran columnas, se consideró la restricción existente en los bordes de los tableros y la contribución del acero vertical y horizontal para tomar las fuerzas cortantes como lo marcan las secciones 2.0 y 4.5 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. En los muros de cisterna se consideraron los empujes horizontales del agua.

Una vez diseñados los muros de cortante, se revisaron de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para vigas diafragma; se consideró al muro una viga diafragma en cantiliver, suponiendo que sólo actúan sobre el muro las acciones laterales.

2.5.2 Diseño de Trabes y Columnas de Concreto.

Se diseñaron a flexión o flexocompresión considerando las combinaciones más desfavorables de cargas gravitacionales y cargas laterales debidas a sismo. En las intersecciones de vigas y muros con columnas se colocó el refuerzo transversal necesario para resistir las fuerzas internas que se producen. En las zonas adyacentes de las columnas con los nudos se colocó un refuerzo transversal adicional como lo establece la ref. 9.

2.5.3 Diseño de losas de Entrepiso.

Se analizaron franjas típicas de losas considerando la existencia de muros divisorios de tabla-roca así como las variaciones de carga viva para determinar los momentos máximos ante la combinación de cargas gravitacionales y las accidentales debidas a cargas vivas, así como los efectos que producen las fuerzas de sismo en su plano como diafragma de piso.

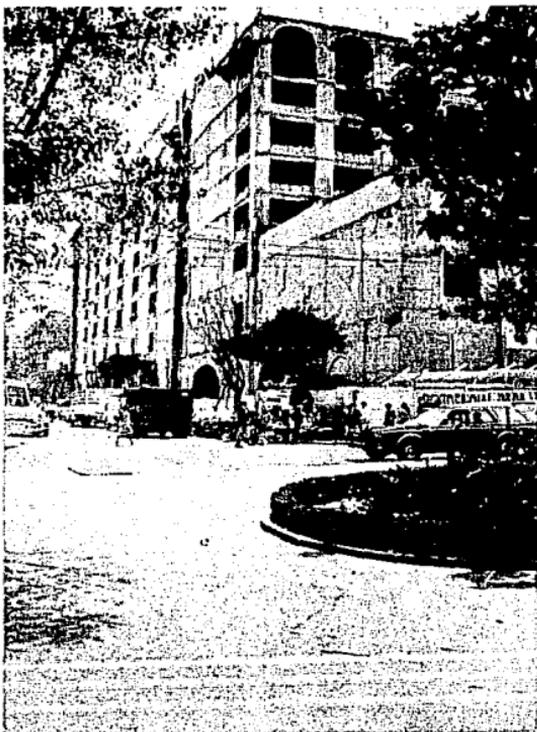
Se revisó que las deformaciones inmediatas y a largo plazo estuvieran dentro de los límites admisibles de acuerdo a lo establecido en la ref. 9, para garantizar esto se tomaron en cuenta las condiciones de continuidad en sus bordes¹¹.

En el diseño de las losas sujetas a la acción de fuerzas accidentales actuando en su plano, se consideraron como vigas-diafragma aquellas cuya relación de claro a peralte total es menor que 2.5 cuando hay continuidad, o menor que 2 cuando existe un sólo claro. De acuerdo con esta revisión, debido a la gran magnitud de las fuerzas que hay que transmitir en el plano de la losa, hubo la necesidad de colocar un refuerzo adicional al calculado para las acciones normales al plano de las losas, es decir, estas también trabajan como diafragmas.

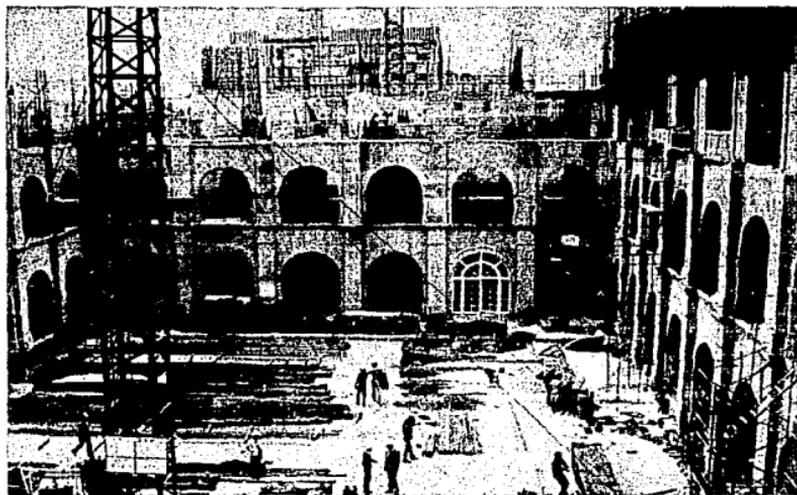
¹¹ Diseño y revisión considerando que sólo existen acciones normales al plano de la losa.

2.6 FOTOGRAFÍAS.

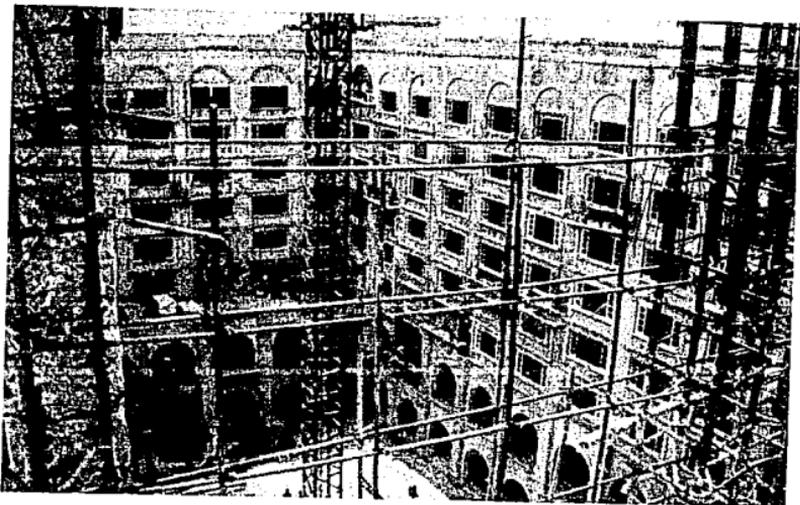
- 2.1 Muestra las fachada lateral del Hotel de Lujo.
- 2.2 Muestra el patio central del edificio en primeras etapas de construcción.
- 2.3 Muestra el patio central del edificio cuando está por concluirse la construcción de este último.
- 2.4 Se observa uno de los troqueles utilizados para apuntalar el muro perimetral de contención contra la subestructura, para poder excavar la berma.
- 2.5 Se observa una etapa de la construcción del eje H del cuerpo A, también se alcanzan a ver las zonas de los muros en donde se apoyaron las armaduras de entrepiso.
- 2.6 Se observa una etapa de la construcción del eje 38 del cuerpo A.
- 2.7 Muestra una vista desde el interior de la junta constructiva existente entre los cuerpos A y B del edificio.



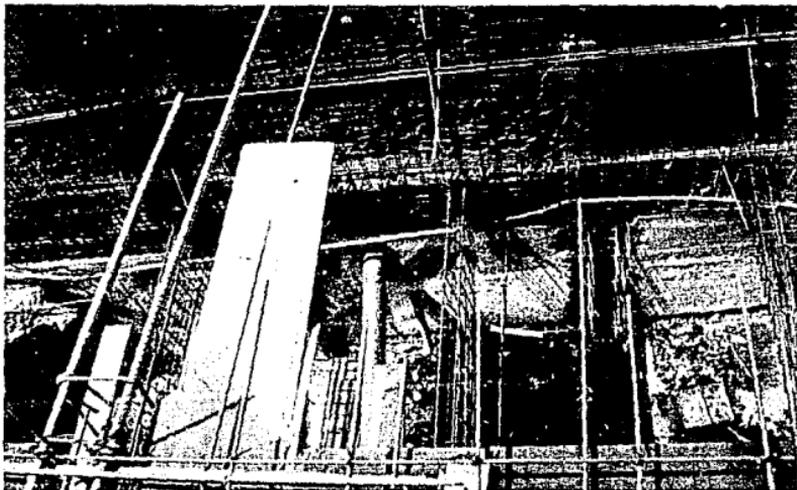
Fotografía 2.1



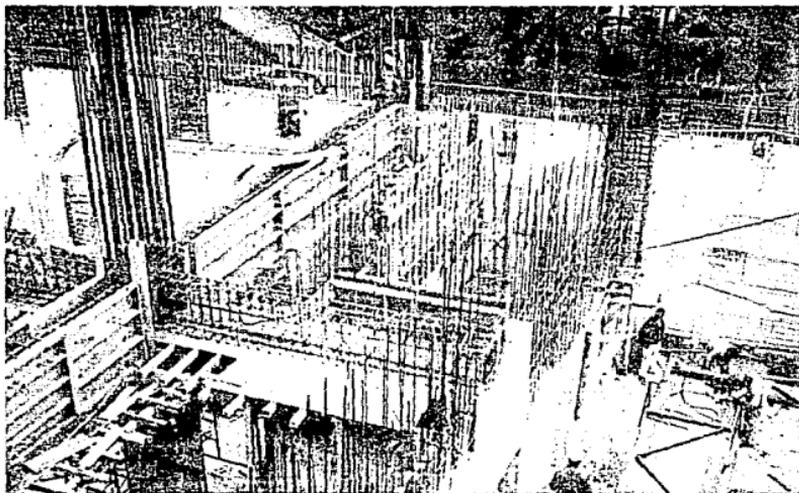
Fotografía 2.2



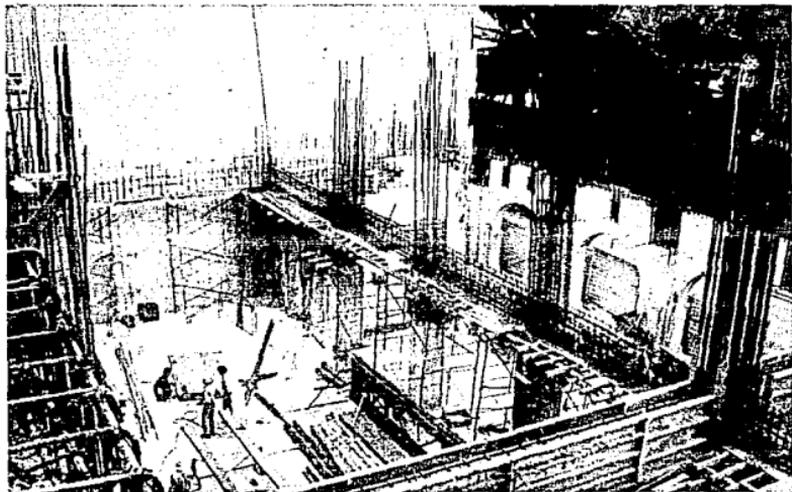
Fotografía 2.3



Fotografía 2.4



Fotografía 2.5



Fotografía 2.6



Fotografía 2.7

CAPITULO III

ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA

ANTECEDENTE.

Debido a los grandes claros que se cubrieron en la zona A, los entrepisos se estructuraron con losacero y una capa de compresión de concreto, de 8 a 14 cm de espesor, apoyada en vigas de alma abierta que trabajan en sección compuesta con la losa, para lo cual, se proporcionaron los conectores necesarios para resistir la fuerza cortante que se produce en la unión de las armaduras con la losa.

3.1 CRITERIOS DE ANALISIS.

Para el análisis de las armaduras se utilizaron programas de computadora basados en el método de las rigideces; para poder utilizar estos programas se necesitó hacer una idealización de las armaduras considerando barras planas a los elementos que las componen, cuerdas, diagonales y montantes.

Se realizó un predimensionamiento de cada uno de los elementos planos que conforman el modelo para poder proporcionarle al programa las propiedades geométricas. De un análisis de cargas en los entrepisos del edificio del cuerpo A se obtuvieron las solicitaciones que corresponden a cada armadura considerando en la losa un ancho tributario ya que, como antes se mencionó, las losas trabajan en una sola dirección.

3.1.1 Análisis de Cargas.

1.- Losa del nivel 4

Peso propio de losa QL-99-M62 Cal. 24 (e=12 cm)	356 kg/m ²
Sobrecarga adicional (R.C.D.F.)	20 kg/m ²
Impermeabilizante	15 kg/m ²
Plafón	40 kg/m ²
Instalaciones	25 kg/m ²
Peso propio de armaduras (@ 2.25 m)	25 kg/m ²
Acabados	150 kg/m ²
Relleno	100 kg/m ²
Carga Viva para análisis sísmico	70 kg/m ²
Carga Viva para análisis por cargas gravitacionales	100 kg/m ²

2.- Losas de los niveles 3 y 2

Peso propio de losa QL-99-M62 Cal. 24 (e= 8 cm)	262 kg/m ²
Sobrecarga adicional (R.C.D.F.)	40 kg/m ²
Plafón	40 kg/m ²
Instalaciones	25 kg/m ²
Peso propio de armaduras (@ 2.25 m)	25 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Carga Viva para análisis sísmico	250 kg/m ²
Carga Viva para análisis por cargas gravitacionales	350 kg/m ²

El ancho tributario que se consideró para repartir las cargas a lo largo de la armadura será de 2.25 m.

3.1.2 Modelos, consideraciones y resultados del análisis.

En las figuras 3.1.2.1 y 3.1.2.2 se muestran los modelos utilizados en el análisis. Se utilizaron dos armaduras de entrepiso tipo, la que cubre los mayores claros con un peralte de 140 cm y una de 60 cm de peralte, que queda ubicada en la zona donde la cubierta tiene claros de aproximadamente la mitad del claro que cubre la cubierta soportada por las armaduras de 140 cm de peralte; la disminución en el claro soportado es debida a la presencia de un marco de concreto perpendicular a las armaduras en esta zona del edificio.

Se realizaron análisis con dos condiciones de carga diferentes, para cada tipo de armadura y para cada nivel, debido a la revisión que se hizo de las armaduras al momento de su colocación y durante el proceso del colado de las losas.

Es razonable considerar que antes y durante el colado de las losas, la carga viva y las cargas de acabados no deben tomarse con sus valores máximos; al fraguar el concreto y adquirir las losas su resistencia éstas pueden trabajar el conjunto con las armaduras para resistir cargas, por lo tanto, cuando las cargas vivas y de acabados se presenten con su intensidad máxima ya no serán sólo las armaduras las que soporten todas las sollicitaciones.

Para garantizar el trabajo de conjunto de la losa con las armaduras, se dotará a éstas con conectores de cortante. Los resultados de los análisis parciales y la suma de ambos se presentan en las tablas 3.1.2.1 a 3.1.2.4; estas son cargas de trabajo que para ser utilizadas en el diseño por Factores de Carga

y Resistencia hay multiplicarlas por un factor de carga.

Para analizar la cuerda superior de las armaduras se supuso a ésta como una viga continua simplemente apoyada con carga uniformemente repartida, modelo del cual fácilmente se pueden obtener los momentos flexionantes que actúan en ella por medio de una distribución elástica de momentos. Los apoyos simples que se consideraron fueron los nudos a donde llegan las diagonales y/o montantes de la armadura; las cargas verticales que llegan a estos apoyos son las que se utilizaron para cargar los nudos.

ARMADURA CON PERALTE DE $d=140$

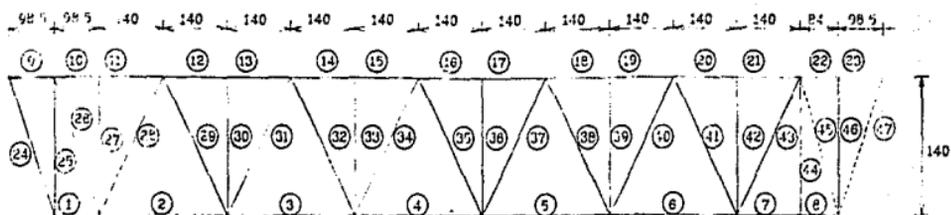


FIG. 3.1.2.1

ARMADURA CON PERALTE DE $d=60$

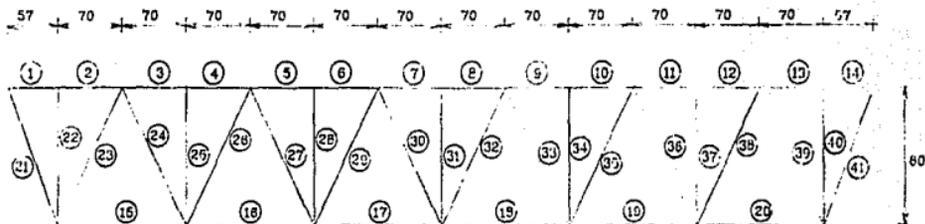


FIG. 3.1.2.2

Fuerzas Axiales en los Elementos de la Armadura con Peralto de 140 cm
Nivel 2

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. Total
1	5771.00	6234.00	12005.00
2	19674.00	19140.00	37772.00
3	20084.00	28875.00	48959.00
4	32043.00	32526.00	64967.00
5	30533.00	31391.00	61914.00
6	23541.00	24219.00	47760.00
7	11208.00	11449.00	22656.00
8	11208.00	11449.00	22656.00
9	-5771.00	-6324.00	-12095.00
10	-11769.00	-12069.00	-23838.00
11	-11769.00	-12069.00	-23838.00
12	-24174.00	-24648.00	-48822.00
13	-24174.00	-24648.00	-48822.00
14	-30949.00	-31481.00	-62430.00
15	-30949.00	-31481.00	-62430.00
16	-32197.00	-32746.00	-64943.00
17	-32197.00	-32746.00	-64943.00
18	-27889.00	-28373.00	-56261.00
19	-27889.00	-28373.00	-56261.00
20	-18050.00	-18436.00	-36486.00
21	-18050.00	-18436.00	-36486.00
22	-6205.00	-6425.00	-12630.00
23	-6205.00	-6425.00	-12630.00
24	9463.00	11106.00	20569.00

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. Total
25	-7309.00	-8874.00	-16183.00
26	9834.00	10990.00	19924.00
27	-1750.00	-1495.00	-3155.00
28	-9288.00	-10089.00	-19377.00
29	7520.00	7480.00	15000.00
30	-1446.00	-1219.00	-2665.00
31	-5298.00	-6025.00	-11323.00
32	3891.00	7314.00	11195.00
33	-1641.00	-1210.00	-2851.00
34	-1483.00	-2060.00	-3543.00
35	209.00	-258.00	-49.00
36	-1663.00	-1207.00	-2870.00
37	2255.00	1945.00	4200.00
38	-3581.00	-4259.00	-7840.00
39	-1572.00	-1215.00	-2787.00
40	5829.00	5749.00	11578.00
41	-7440.00	-8243.00	-15683.00
42	-1222.00	-1244.00	-2466.00
43	7770.00	791.00	1721.00
44	-87.00	62.00	-149.00
45	-9119.00	-9875.00	-18994.00
46	-346.00	-674.00	-1020.00
47	10174.00	11284.00	21458.00
48			0.00

- Compresión
• Tensión

Tabla 3.1.2.1

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Fuerzas Axiales en los Elementos de la Armadura con Peralte de 60 cm
Nivel 2

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
1	-4296.00	-3634.00	-7930.00
2	-4296.00	-3634.00	-7930.00
3	-12324.00	-10773.00	-23097.00
4	-12324.00	-10773.00	-23097.00
5	-17215.00	-15172.00	-32387.00
6	-17215.00	-15172.00	-32387.00
7	-18861.00	-16660.00	-35521.00
8	-18861.00	-16660.00	-35521.00
9	-17285.00	-15235.00	-32520.00
10	-17285.00	-15235.00	-32520.00
11	-12462.00	-10896.00	-23358.00
12	-12462.00	-10896.00	-23358.00
13	-4500.00	-3892.00	-8392.00
14	-4500.00	-3892.00	-8392.00
15	8647.00	7367.00	16014.00
16	15053.00	12988.00	28041.00
17	18286.00	15633.00	33919.00
18	18321.00	15865.00	34186.00
19	15155.00	13073.00	28228.00
20	8819.00	7511.00	16332.00
21	5974.00	5495.00	11469.00
22	-686.00	-548.00	-1234.00
23	-5537.00	-5082.00	-10619.00
24	4579.00	4136.00	8715.00

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
25	-781.00	-1121.00	-1902.00
26	-3473.00	-3016.00	-6489.00
27	2751.00	2973.00	5725.00
28	-859.00	-1404.00	-2263.00
29	-1362.00	903.00	-2265.00
30	732.00	1123.00	1855.00
31	-869.00	-1503.00	-2372.00
32	608.00	1082.00	1770.00
33	-1318.00	-859.00	-2177.00
34	-860.00	-1408.00	-2268.00
35	2710.00	2935.00	5645.00
36	-3428.00	-2971.00	-6399.00
37	-783.00	-1132.00	-1915.00
38	4635.00	4605.00	9240.00
39	-5497.00	-5051.00	-10548.00
40	-690.00	644.00	-134.00
41	3105.00	5329.00	8434.00
42	0.00	0.00	0.00
43	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00
45	0.00	0.00	0.00
46	0.00	0.00	0.00
47	0.00	0.00	0.00
48	0.00	0.00	0.00

- Compresión
+ Tensión

Tabla 3.1.2.2

Fuerzas Axiales en los Elementos de la Armadura con Peralte de 140 cm
Nivel Azotea

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
1	6910.00	4990.00	11508.00
2	20709.00	14830.00	35539.00
3	31035.00	21896.00	52931.00
4	35347.00	24909.00	60256.00
5	33690.00	23732.00	57422.00
6	26041.00	16412.00	44453.00
7	12469.00	8943.00	21412.00
8	12469.00	8943.00	21412.00
9	-6910.00	-4548.00	-11458.00
10	-12929.00	-8943.00	-21872.00
11	-12929.00	-8943.00	-21872.00
12	-26421.00	-18782.00	-45203.00
13	-26421.00	-18782.00	-45203.00
14	-33807.00	-24102.00	-57909.00
15	-33807.00	-24102.00	-57909.00
16	-35167.00	-25066.00	-60228.00
17	-35167.00	-25066.00	-60228.00
18	-30492.00	-21719.00	-52211.00
19	-30492.00	-21719.00	-52211.00
20	-19786.00	-14101.00	-33887.00
21	-19786.00	-14101.00	-33887.00
22	-6861.00	-4781.00	-11642.00
23	-6861.00	-4781.00	-11642.00
24	11210.00	7937.00	19147.00

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
25	-861.00	-6371.00	-7232.00
26	9764.00	7664.00	17428.00
27	-891.00	-517.00	-1408.00
28	-10419.00	-8348.00	-18767.00
29	7891.00	5603.00	13494.00
30	-942.00	-793.00	-1735.00
31	-6204.00	-4416.00	-10620.00
32	3726.00	3127.00	6853.00
33	-1132.00	-1425.00	-2557.00
34	-2071.00	-1145.00	-3216.00
35	-249.00	721.00	-28.00
36	-1171.00	-1501.00	-2672.00
37	1930.00	1891.00	3671.00
38	-4297.00	-2653.00	-6950.00
39	-1131.00	-1313.00	-2444.00
40	5965.00	4689.00	10674.00
41	-8410.00	-6113.00	-14523.00
42	-1044.00	-853.00	-1897.00
43	9837.00	7313.00	17150.00
44	128.00	-6.00	122.00
45	-10101.00	-8130.00	-18231.00
46	-384.00	165.00	-219.00
47	11129.00	8338.00	19467.00
48	0.00	0.00	0.00

- Compresión
+ Tensión

Tabla 3.1.2.3

Fuerzas Axiales en los Elementos de la Armadura con Peralte de 60 cm
Nivel Azotea

Elemento	M inicial	Incr. M.	M. total
1	-3220.00	-2045.00	-6065.00
2	-3220.00	2045.00	-6065.00
3	-9517.00	-8407.00	-17924.00
4	-9517.00	-8407.00	-17924.00
5	-13381.00	-11820.00	-25201.00
6	-13381.00	-11820.00	-25201.00
7	-14684.00	-12970.00	-27654.00
8	-14684.00	-12971.00	-27655.00
9	-13461.00	-11865.00	-25326.00
10	-13461.00	-11865.00	-25326.00
11	-11251.00	-8503.00	-19754.00
12	-11251.00	-8503.00	-19754.00
13	-4059.00	-2978.00	-7037.00
14	-4059.00	-2978.00	-7037.00
15	7874.00	5749.00	13623.00
16	13699.00	10106.00	23805.00
17	16646.00	12309.00	28955.00
18	16669.00	12329.00	28998.00
19	16669.00	10175.00	26844.00
20	13792.00	5863.00	19655.00
21	8030.00	4318.00	12348.00
22	5873.00	-529.00	5344.00
23	-657.00	-3765.00	-4422.00
24	-5467.00	3629.00	-1838.00

Elemento	M inicial	Incr. M.	M. total
25	-666.00	-909.00	-1575.00
26	-3512.00	-2319.00	-5831.00
27	2515.00	2341.00	4856.00
28	-686.00	-1139.00	-1825.00
29	-1508.00	-667.00	-2175.00
30	508.00	903.00	1411.00
31	681.00	-1216.00	-535.00
32	476.00	876.00	1352.00
33	-1465.00	-633.00	-2098.00
34	-681.00	-1140.00	-1821.00
35	2464.00	2309.00	4773.00
36	-3469.00	-2282.00	-5751.00
37	-667.00	-918.00	-1585.00
38	4399.00	3604.00	8003.00
39	-5422.00	-3739.00	-9161.00
40	-671.00	-526.00	-1197.00
41	5988.00	4344.00	10332.00
42	0.00	0.00	0.00
43	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00
45	0.00	0.00	0.00
46	0.00	0.00	0.00
47	0.00	0.00	0.00
48	0.00	0.00	0.00

- Compresión
+ Tensión

Tabla 3.1.2.4

3.2 CRITERIOS DE DISEÑO.

La estructura metálica de la superestructura son armaduras; las armaduras se definen como vigas con almas abiertas muy peraltadas, comunmente formadas por miembros que forman triángulos o grupos de triángulos. (ref. 13)

En el diseño de estructuras se encuentra la necesidad de salvar claros importantes; analizando varias soluciones con diferentes materiales, encontramos que el concreto proporciona secciones muy robustas y poco económicas, sin embargo con el acero estructural se puede llegar a dos posibles soluciones: Vigas y Armaduras (vigas de alma abierta).

En general los elementos que forman las armaduras se designan por cuerdas superior e inferior, diagonales y montantes; estos elementos pueden estar sometidos a diferentes solicitaciones:

Tensión

Compresión

Flexión

Flexocompresión

3.2.1 Diseño de elementos en tensión.

a) Diseño por el criterio de esfuerzos permisibles.

El esfuerzo permisible F_t no excederá de $0.6 F_y$ en el área total ni de $0.5 F_u$ en el área neta efectiva.

Deben obtenerse los esfuerzos resistentes del elemento sometido a tensión, la resistencia de un elemento sometido a tensión queda definida por:

$$F_t = 0.6 F_y \quad \text{ec. 3.2.1.1}$$

donde:

F_t = esfuerzo permisible en tensión.

F_y = esfuerzo de fluencia del material.

F_u = esfuerzo de ruptura del material.

o bien por :

$$R_t = 0.45 F_y \quad \text{ec. 3.2.1.2}$$

donde:

R_t = resistencia en tensión del elemento.

F_y = esfuerzo de fluencia del material

De los dos valores de R_t obtenidos con las expresiones anteriores, el menor valor regirá el diseño por tensión del elemento, el cual se comparará con la fuerza de tensión en condiciones de trabajo obtenida del análisis de la armadura, R_t y deberá ser mayor o por lo menos igual que la fuerza obtenida del análisis.

b) Diseño por el criterio de factores de carga y resistencia.

Se considerarán los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

De acuerdo con la filosofía del diseño elástico, la aparición de F_y en cualquier punto constituye el límite de utilidad estructural de una barra en tensión, sin embargo, si el comportamiento es dúctil, tiene poco significado en la resistencia real, mientras que la fuerza que ocasiona la plastificación completa de las secciones transversales, si constituye un estado límite pues ocasiona elongaciones grandes, que además pueden producir la falla del sistema estructural. Aunque la resistencia a la ruptura suele ser mayor que el producto $A_t F_y$, el flujo plástico general del miembro constituye un estado límite de falla.

Las conexiones debilitan los extremos de las barras, por lo que el miembro puede fallar por fractura en el área neta, bajo una fuerza menor que la que ocasiona el flujo plástico de la sección total. La fractura en la sección neta constituye un segundo estado límite de falla. Este segundo estado límite puede presentarse cuando la conexión se hace con remaches o tornillos o cuando el elemento se une al resto de la estructura a través de alguna de las partes que lo componen, pero no de todas, aunque la unión sea soldada. (ref. 6)

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural sometido a tensión es el menor valor de las siguientes expresiones :

1.- Estado límite de flujo plástico en la sección total.

$$F_R = 0.9, \quad R_t = A_t F_y F_R \quad \text{ec. 3.2.1.3}$$

2.- Estado límite de fractura en la sección neta.

$$F_R = 0.75, \quad R_t = A_e F_u F_R \quad \text{ec. 3.2.1.4}$$

donde:

R_t = resistencia en tensión del miembro.

A_e = área neta efectiva.

F_y = esfuerzo mínimo de ruptura especificado en tensión.

F_R = factor de disminución de resistencia.

El valor de R_t obtenido con las expresiones anteriores se compara con la fuerza obtenida del análisis multiplicándola previamente por un factor de carga adecuado.

El cálculo del área neta efectiva (A_e) se hará de la siguiente manera:

Por tratarse de conexiones soldadas;

$$A_e = A_t U \quad \text{ec. 3.2.1.5}$$

donde U = coeficiente de reducción del área dado por la siguiente expresión:

$$U = 1 - xc/L \quad \text{ec. 3.2.1.6}$$

L = longitud de la conexión.

x_c = distancia del centro de gravedad de la barra conectada, a la cara en contacto con la placa de unión. En secciones simétricas unidas a dos placas, x_c se determina como si estuvieran formadas por partes iguales conectadas a cada placa. La eficiencia U aumenta cuando disminuye x_c y aumenta L .

3.2.2 Diseño de elementos sometidos a compresión.

En el diseño de los elementos en compresión, debe considerarse la posibilidad de que se presente alguna condición de equilibrio inestable, estos efectos son función de la esbeltez del elemento. De acuerdo a estudios realizados, Euler llegó a definir la carga crítica que corresponde al punto de la bifurcación del equilibrio (característico de los fenómenos de pandeo, siendo el pandeo un caso particular de inestabilidad).

(ref 6)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \quad \text{ec. 3.2.2.1}$$

donde:

P_{cr} = carga crítica de pandeo definida por Euler.

E = módulo de elasticidad del material.

I = momento de inercia mínimo de la sección transversal.

L = longitud del elemento.

Si la sección transversal de la barra presenta dos ejes de simetría, las tres formas de pandeo son independientes entre sí, dos son debidas a flexión y la tercera debida a torsión.

Si la sección transversal tuviese un sólo eje de simetría, dos de los modos de pandeo se vuelven dependientes entre sí y sólo uno es independiente, de esta forma, uno de los modos de pandeo es por flexión alrededor del eje perpendicular al eje de simetría de la sección transversal, y los otros dos modos de pandeo son por flexotorsión.

La carga crítica que rige el diseño es la menor de entre todas las cargas críticas para cada modo de pandeo.

Cuando se tienen dos ejes de simetría se efectuará la revisión del pandeo por flexión alrededor del eje de simetría de menor momento de inercia de la sección; en perfiles laminados o hechos con placas soldadas entre sí, o aquellos que en general están contruidos de placas de un espesor considerable, el pandeo por torsión no es crítico, en cambio en perfiles hechos de lámina delgada doblados en frío debe revisarse la posibilidad de que exista pandeo por torsión, o por flexotorsión en secciones con un sólo eje de simetría.

Las esfuerzos críticos de pandeo quedan definidos por las siguientes expresiones :

a) Secciones con dos ejes de simetría

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \text{ec. 3.2.2.2}$$

Donde:

σ_{cr} = esfuerzo crítico por flexión, llamado esfuerzo crítico de Euler

KL/r = relación de esbeltez del elemento sometido a compresión axial. (ref. 6)

$$\sigma_{crT} = \frac{1}{Ar_o^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 Eca}{L^2} \right) \quad \text{ec. 3.2.2.3}$$

Donde:

σ_{crT} = esfuerzo crítico por torsión.

A = área de la sección transversal.

G = módulo de cortante.

J = constante de torsión de Saint Venant.

E = módulo de elasticidad del material.

C_a = constante de torsión por resistencia al alabeo.

$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + ((Ix+Iy)/A)$ ec. 3.2.2.4

r_o^2 = radio polar de giro respecto al eje de torsión.

x_o e y_o = distancia entre los centros de gravedad y de torsión de la sección.

I_x e I_y = son los momentos de inercia con respecto a los ejes de simetría de la sección transversal.

b) Secciones con un solo eje de simetría.

$$(\sigma_{cr})_{F.T.} = \frac{\sigma_{cr} + \sigma_{crT}}{2B} \left(1 - \sqrt{1 - (4B \sigma_{cr} \sigma_{crT}) / (\sigma_{cr} + \sigma_{crT})^2} \right)$$

ec. 3.2.2.5

$$B = 1 - (x_o^2 / r_o^2)$$

ec. 3.2.2.6 (ref. 5)

Donde:

$(\sigma_{cr})_{F.T.}$ = esfuerzo crítico por flexotorsión

σ_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo alrededor del eje de simetría

Las expresiones mostradas, para los dos incisos anteriores son válidas en el rango de pandeo elástico; cuando los elementos sometidos a compresión son de longitud intermedia, es decir tienen una relación de esbeltez intermedia, se pandea en el rango inelástico. La corrección por inelasticidad está dada por cualquiera de las dos siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_{cre}} \right) \quad \text{ó} \quad \sigma_{cr} = \sigma_y \left(1 - \frac{(L/r)^2}{2Cc^2} \right)$$

ecs. 3.2.2.7

Se deberá verificar si los elementos que forman un perfil sometido a compresión pueden pandearse localmente. En los códigos de diseño se encuentran algunas expresiones que permiten conocer si el elemento es estable o no localmente, estas expresiones fueron deducidas del estudio de la inestabilidad de placas sometidas a compresión uniforme en sus bordes cortos.

a) Diseño por el criterio de esfuerzos permisibles.

Se verifica que no sea crítico el pandeo local. Se obtiene KL/r y se verifica si es mayor o menor que:

$$Cc = \sqrt{(2\pi^2 E / \sigma_y)} \quad \text{ec. 3.2.2.8}$$

Si KL/r es mayor que Cc , el esfuerzo crítico se obtiene de la fórmula de Euler; si es menor que Cc , el esfuerzo crítico obtenido con la fórmula de Euler se debe corregir por inelasticidad con cualquiera de las ecs. 3.2.2.7.

Para obtener el esfuerzo de diseño del elemento σ_{cr} hay que dividirlo entre un coeficiente de seguridad el cual está dado por la siguiente expresión:

$$C.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8Cc} + \frac{(KL/r)^3}{8Cc^3} \quad \text{ec. 3.2.2.9}$$

para el rango en el que $KL/r < Cc$; cuando $KL/r > Cc$ C.S.=1.92.

(ref. 1)

b) Diseño por el criterio de factores de carga y resistencia.

Secciones en las que no es crítico el pandeo local.

i) Para secciones I, H o rectangular hueca, la resistencia a la compresión está dada por:

Estado Limite de Pandeo por flexión.

$$F_R = 0.9$$

$$R_c = \frac{F_y A_t F_R}{\sqrt[n]{1 + \psi^{2n} - 0.15\psi^{2n}}} \leq F_y A_t F_R \quad \text{ec. 3.2.2.10}$$

donde:

R_c = resistencia en compresión.

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado del material.

A_t = área total de la sección transversal.

$$\psi = (KL/r) \sqrt{F_y / (\pi^2 E)}$$

n = coeficiente adimensional que es igual a 1.4 cuando se trata de elementos sometidos a compresión con secciones transversales I o H, laminadas, hechas con tres placas soldadas, obtenidas cortándolas con oxígeno, de placas más anchas y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminada o hecha con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos para secciones tipo 1, 2 ó 3.

$n = 1.0$ cuando se trata de secciones transversales H o I, hechas con tres placas soldadas entre sí que cumplen con los requisitos para secciones tipo 1, 2 ó 3.

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3500 kg/cm² o más, pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique; se podría recurrir a la literatura o las gráficas del SSRC y obtener un valor adecuado de n .

ii) Para miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera no incluida en i):

$$F_R = 0.85$$

Si $KL/r \geq (KL/r)_c$

$$R_c = 20120000 A_t F_R / (KL/r)^2 \quad \text{ec. 3.2.2.11}$$

Si $KL/r \leq (KL/r)_c$

$$R_c = A_t F_y F_R \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right) \quad \text{ec. 3.2.2.12}$$

n = coeficiente adimensional que es igual a 1.4 cuando se trata de elementos sometidos a compresión con secciones transversales I o H, laminadas, hechas con tres placas soldadas, obtenidas cortándolas con oxígeno, de placas más anchas y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminada o hecha con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos para secciones tipo 1, 2 ó 3.

$n = 1.0$ cuando se trata de secciones transversales H o I, hechas con tres placas soldadas entre sí que cumplen con los requisitos para secciones tipo 1, 2 ó 3.

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3500 kg/cm² o más, pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique; se podría recurrir a la literatura o las gráficas del SSRC y obtener un valor adecuado de n .

ii) Para miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera no incluida en i):

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c$$

$$R_c = 20120000 A_g F_R / (KL/r)^2 \quad \text{ec. 3.2.2.11}$$

$$\text{Si } KL/r \leq (KL/r)_c$$

$$R_c = A_g F_y F_R \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right) \quad \text{ec. 3.2.2.12}$$

donde:

$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y}$; es el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

KL/r = Relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

R_c se compara con la fuerza de compresión actuante, esta última, multiplicada por un factor de carga adecuado. (ref. 10)

3.2.3 Diseño de elementos sometidos a flexión.

En los códigos de diseño el diseño por flexión está basado en la siguiente expresión:

$$(M_o)_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \pi^2 E^2 C_a I_y / L^2} \quad \text{ec. 3.2.3.1}$$

obtenida de las ecuaciones de equilibrio de segundo orden de una barra originalmente recta, con pares aplicados en los extremos. Cabe señalar que la expresión anterior es válida, análogamente a la expresión de Euler, sólo en el intervalo donde no se ha alcanzado el esfuerzo en el límite de proporcionalidad del material.

La capacidad de carga de los elementos sometidos a flexión que fallan por pandeo lateral en el intervalo inelástico puede obtenerse determinando su resistencia ideal y corrigiéndola después con la siguiente ecuación:

$$(M_{cr})_{corr.} = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4M_{cre}} \right) \quad \text{ec. 3.2.3.2}$$

La expresión anterior surge de una analogía con la expresión deducida para columnas; se acepta que se inicia el pandeo en el intervalo inelástico cuando el esfuerzo crítico de pandeo es mayor que la mitad del esfuerzo de fluencia del material.

Se pueden mejorar los resultados de la expresión anterior sustituyendo M_y por M_p , siempre que la sección pueda admitir momento plástico; este procedimiento es usado por el AISC-ASD 89, y por las NTC del RCDF 87 para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas. (ref. 6)

a) Diseño de elementos sometidos flexión por el criterio de esfuerzos permisibles.

Las ecuaciones incluidas en las especificaciones para la obtención de los esfuerzos permisibles en flexión de un elemento pueden resultar poco satisfactorias debido a las simplificaciones hechas en su obtención. Nos referiremos a la ecuación teórica, ec. 3.2.3.1, obtenida de resolver las ecuaciones de equilibrio de segundo orden.

El primer término de la ec. 3.2.3.1 es despreciable en secciones de lámina delgada, que es el caso de las cuerdas de las armaduras de este proyecto, pues el pequeño espesor de sus paredes hace que tenga una resistencia muy reducida a la torsión de Saint Venant. (ref. 6)

El procedimiento de cálculo de la constante de torsión por resistencia al alabeo es el incluido en la tabla B-2 de la ref. 2 para perfiles de sección compuesta.

$$M_{cr} = C_b \sqrt{\pi^4 E^2 C_a I_y / L^4} \quad \text{ec. 3.2.3.3}$$

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$, pero no mayor que 2.3, donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de una sección no arriostrada del miembro. M_1/M_2 es positivo cuando la barra se flexiona en curvatura simple y negativo cuando se flexiona en curvatura doble.

$C_b = 1$, cuando el momento en el centro es mayor que en cualquiera de los extremos de la barra (flexión pura). (ref. 1)

El esfuerzo permisible debido a flexión considerando la esbeltez del perfil se obtiene como sigue:

$$F_b = \frac{M_{cr}}{1.67 S_x} \quad \text{ec. 3.2.3.4}$$

b) Diseño de elementos sometidos a flexión por el criterio de factores de carga y resistencia. (NTC-RCDF 1987)

Se calcula μ con la siguiente expresión:

$$\mu = \pi E / (CL) \sqrt{I_y (J/2.6 + (\pi/L)^2 C_a)} \quad \text{ec. 3.2.3.5}$$

donde:

L = distancia entre secciones arriostradas.

E = módulo de elasticidad del material.

I_y = momento de inercia alrededor del eje perpendicular al eje de flexión de la pieza.

C_a = constante de torsión por resistencia al alabeo.

$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$, pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$C = 1.0$, Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M_1 y M_2 son respectivamente el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

i) Para secciones tipo 1 ó 2 con dos ejes de simetría flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia.

Si $M_u > 2/3 M_p$,

$$M_R = 1.15 F_R M_p (1 - 0.28 M_p / M_u) \quad \text{ec. 3.2.3.8}$$

Si $M_u \leq 2/3 M_p$,

$$M_R = F_R M_u \quad \text{ec. 3.2.3.9}$$

No se debe exceder en ningún caso de $F_R M_p$.

ii) Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría, para canales, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia.

Si $\mu > 2/3 M_y$

$$M_R = 1.15F_R M_y (1 - 0.28M_y/\mu) \quad \text{ec. 3.2.3.10}$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ecuaciones del estado límite de pandeo local cuando las almas cumplen los requisitos de sección tipo 1, 2 ó 3 y los patines son tipo 4.

Si $\mu \leq 2/3 M_y$

$$M_R = F_R \mu \quad \text{ec. 3.2.3.11}$$

En la ecuación de M_u , para canales, se puede hacer $M_{c2} = 0$.

(ref. 10)

3.2.4 Criterios para evaluar el pandeo local.

En todo elemento de acero estructural, formado por placas sometidas a compresión axial en su plano, es posible que se presenten fenómenos de inestabilidad local debido a una elevada relación de esbeltez, b/t , de las placas.

El alcanzar el esfuerzo de fluencia del material sin que las placas se pandeen localmente, es el criterio seguido para obtener las relaciones de esbeltez límite de las placas que forman un elemento estructural; lo anterior es independiente del esfuerzo crítico del elemento estructural considerado en conjunto, de esta forma se pueden establecer relaciones fijas e independientes de la esbeltez del elemento que forman parte.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 k = \sigma_y$$

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\pi^2 E k / (12(1-\mu^2) \sigma_y)} \quad \text{ec. 3.2.4.1}$$

$$\frac{b}{t} \leq 1375 \sqrt{k / \sigma_y} \quad \text{ec. 3.2.4.2}$$

De la ecuación 3.2.4.2 se deducen las relaciones, b/t , límite contenidas en los códigos de diseño.

a) Criterio de Esfuerzos Permisibles.

Las placas sujetas a compresión axial o a compresión uniforme debida a flexión, se considerarán totalmente efectivas cuando las relaciones ancho/grueso no exceden los limites propuestos por el AISC-ASD 89:

$$2120/\sqrt{\sigma_y}$$

Elementos atiesados comprimidos uniformemente.

$$1994/\sqrt{\sigma_y}$$

Patines de secciones en cajón rectangulares o cuadradas de grueso uniforme.

$$796/\sqrt{\sigma_y}$$

Puntales formados por dos ángulos en contacto con ángulos o placas que sobresalen de traveses, columnas u otros miembros comprimidos de vigas, atiesadores de traveses armadas.

$$1064/\sqrt{\sigma_y}$$

Almas de tés.

$$2656/\sqrt{\sigma_y}$$

Ancho no soportado de cubreplacas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso.

Los valores anteriores se han obtenido partiendo de la condición de que nunca se presenten fenómenos de pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia.

Diseño basado en la resistencia posterior al pandeo.

Elementos planos atiesados.

Quando la relación ancho/grueso de un elemento plano atiesado y comprimido uniformemente excede el límite proporcionado por las relaciones anteriores, el cálculo de las propiedades de la sección que contiene al elemento para su diseño a flexión o para determinar la fuerza axial permisible en ella, debe efectuarse utilizando un ancho efectivo reducido, b_e , pero la relación b_e/t no debe tomarse menor que la permitida por las relaciones b/t límites.

Para las placas que forman parte de secciones en cajón cuadradas o rectangulares, de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2121 t}{\sqrt{\sigma}} \left(1 - \frac{422}{(b/t) \sqrt{\sigma}} \right) \geq \frac{1994 t}{\sqrt{\sigma_y}}$$

ec. 3.2.4.3

Para todos los elementos uniformemente comprimidos restantes:

$$b_e = \frac{2121 t}{\sqrt{\sigma}} \left(1 - \frac{371}{(b/t) \sqrt{\sigma}} \right) \geq \frac{2120 t}{\sqrt{\sigma_y}}$$

ec. 3.2.4.4

b = ancho real de la placa.

b_e = ancho efectivo de la placa.

t = grueso de la placa.

σ = esfuerzo normal producido por las cargas de trabajo, calculado con el área efectiva de la sección en kg/cm^2 .

σ_y = esfuerzo de fluencia del material.

En las secciones dobladas en frío el ancho b es la distancia entre los puntos donde se inician los dobleces, o entre éstos y los bordes libres no atiesados.

Si resulta que es necesario recurrir a la resistencia posterior al pandeo para diseñar elementos con placas atiesadas se calcula el ancho efectivo de la placa utilizando el esfuerzo de compresión existente en el elemento, producido por las solicitaciones de diseño del elemento estructural del que forma parte, con este ancho efectivo se calculan las nuevas propiedades, las cuales se utilizaran en el diseño, y se obtiene el factor $Q_a = A_{ef}/A_t$.

Elementos Planos no atiesados.

En estos elementos la resistencia posterior al pandeo es de menor importancia, por lo que las expresiones para el cálculo de los esfuerzos permisibles que recomienda el AISC para esta condición de apoyo están basadas en la iniciación de la inestabilidad, y la resistencia posterior al pandeo se tiene en cuenta únicamente como un margen de seguridad contra el colapso en placas de relación b/t muy alta. (ref. 6)

i) Para ángulos aislados:

Cuando $637/\sqrt{\sigma_y} < b/t < 1298/\sqrt{\sigma_y}$

$$\sigma_p = (0.804 - 0.000320(b/t)\sqrt{\sigma_y})\sigma_y \quad \text{ec. 3.2.4.5}$$

Cuando $b/t \geq 1298/\sqrt{\sigma_y}$

$$\sigma_p = 653800/(b/t)^2 \quad \text{ec. 3.2.4.6}$$

Con las expresiones anteriores se calcula directamente el esfuerzo permisible con el cual se deberá diseñar el elemento.

(ref. 1)

ii) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros en compresión y patines comprimidos de traves:

Cuando $796/\sqrt{\sigma_y} < b/t < 1475/\sqrt{\sigma_y}$

$$\sigma_p = (0.849 - 0.000313(b/t)\sqrt{\sigma_y})\sigma_y \quad \text{ec. 3.2.4.7}$$

Cuando $b/t \geq 1475/\sqrt{\sigma_y}$

$$\sigma_p = 843600/(b/t)^2 \quad \text{ec. 3.2.4.8}$$

Cuando la sección transversal del elemento comprimido está compuesto por elementos esbeltos, la resistencia se obtiene con las fórmulas incluidas en 3.2.2, con la diferencia de que el coeficiente de columna, C_c , se divide entre la raíz cuadrada de Q , y para obtener σ_{cr} en el rango inelástico el resultado obtenido con la ecuación 3.2.7 se multiplica por Q .

Cuando la sección está compuesta por elementos planos no atiesados y por elementos planos atiesados, se calcula el esfuerzo permisible para el elemento plano no atiesado y con ese esfuerzo se calcula el ancho efectivo de los elementos planos atiesados. En este caso también la resistencia a flexión es obtenida comparando el esfuerzo permisible obtenido para la sección completa contra el esfuerzo permisible que debe utilizarse para diseñar los elementos planos no atiesados, rigiendo el menor de los dos.

b) Criterio de Factores de Carga y Resistencia.

En la tabla 2.3.1 de la ref. 10 se establecen las relaciones de esbeltez límites de las placas que forman los elementos estructurales más comunes, clasifican a las secciones en varios tipos, pero nuestro interés se concentra en la secciones tipo 3; si se rebasase la esbeltez límite de las placas que forman una sección tipo 3, la sección presentará problemas de pandeo local y su diseño se basará en la resistencia posterior al pandeo de placas con relaciones de esbeltez elevadas.

Elementos planos atiesados.

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido be .

1) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con paredes de grueso uniforme:

$$be = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right) \leq b \quad \text{ec. 3.2.4.9}$$

2) Para cualquier otro tipo de elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$be = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right) \leq b \quad \text{ec. 3.2.4.10}$$

En las ecuaciones anteriores:

b = ancho real de elemento comprimido.

be = ancho efectivo reducido.

t = grueso del elemento comprimido.

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

El factor Q_a es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, A_e/A_t .

Elementos Planos no Atiesados.

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos deberá incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las siguientes ecuaciones:

i) Para ángulos aislados:

$$\text{Si } 640 / \sqrt{F_y} < b/t < 1300 / \sqrt{F_y}$$
$$Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad \text{ec. 3.2.4.11}$$

$$\text{Si } b/t \geq 1300 / \sqrt{F_y}$$
$$Q_s = 1090000 / (F_y (b/t)^2) \quad \text{ec. 3.2.4.12}$$

ii) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y trabes armadas:

$$\text{Si } 830 / \sqrt{F_y} < b/t < 1470 / \sqrt{F_y}$$
$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \quad \text{ec. 3.2.4.13}$$

$$\text{Si } b/t \geq 1470 / \sqrt{F_y}$$
$$Q_s = 1400000 / (F_y (b/t)^2) \quad \text{ec. 3.2.4.14}$$

Cuando la sección está compuesta por elementos planos no atiesados y por elementos planos atiesados el Factor $Q = Q_a Q_s$. El esfuerzo f que se utiliza en la determinación de ancho efectivo de los elementos planos atiesados no debe ser mayor que $Q_s F_y$; Q_s corresponde al elemento plano no atiesado con la mayor relación de esbeltez.

Quando la sección transversal de una columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c^*, R_c = \frac{20120000 A_t F_R}{(KL/r)^2} \quad \text{ec. 3.2.4.9}$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c^*, R_c = Q A_t F_y \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right) F_R$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y}; F_R = 0.75 \quad \text{ec. 3.2.4.10}$$

El área A_t y el radio de giro r de las ecuaciones 3.2.4.9 y 3.2.4.10 son los de la sección transversal total. Q será igual a Q_a en nuestro caso por que los perfiles que usamos están compuestos de placas atiesadas; no tendremos problemas de pandeo local debidos a los efectos de la flexión en nuestros perfiles.

(ref. 10)

Para determinar la resistencia en flexión, se compara el Momento resistente obtenido con las ecuaciones contenidas en la sección 3.2.3 contra el producto fS_x , rigiendo el menor de los valores.

3.2.5 Diseño de elementos sometidos a flexocompresión.

a) Por el criterio de esfuerzos permisibles (AISC-ASD 89).

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben estar diseñados de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{1 - (f_a/F_{ex})} \leq 1.0 \quad \text{ec. 3.2.5.1}$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0 \quad \text{ec. 3.2.5.2}$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$, podrá usarse la fórmula 3.2.5.3, en lugar de las fórmulas 3.2.5.1 y 3.2.5.2.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0 \quad \text{ec. 3.2.5.3}$$

El subíndice x indica el eje de flexión considerado.

F_a = esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial.

F_b = esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión.

$F_e' = 12\pi^2 E / (23(KL_b/r_b)^2)$; esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad. L_b es la longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión.

f_a = esfuerzo axial calculado.

f_b = esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado.

C_m = coeficiente cuyo valor será:

1.- Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral, $C_m = 0.85$

2.- Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.6 - 0.4 M1/M2, \text{ pero no menor de } 0.4$$

en donde $M1/M2$ es la relación del menor al mayor momento, en los extremos de la parte del miembro no arriostrado, en el plano de flexión. $M1/M2$ es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

3.- Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de la carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse por un análisis racional; sin embargo, en lugar de dicho análisis pueden emplearse los valores siguientes:

$C_m = 0.85$, para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m = 1.0$, para miembros cuyos extremos no están restringidos.

b) Diseño de elementos flexocomprimidos por el criterio de factores de carga y resistencia. (NTC-RCDF 87)

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la del elemento flexocomprimido completo, incluyendo efectos de segundo orden. Las dimensiones del elemento flexocomprimido se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y del elemento flexocomprimido completo.

1.- Revisión de las secciones extremas.

Secciones tipos 3 y 4.

En cada uno de los extremos del elemento flexocomprimido debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{0.6P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \text{ ec. 3.2.5.4}$$

M_{Rx} y M_{Ry} se calculan como se calculan los momentos resistentes en flexión.

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados considerando los efectos de segundo orden.

FR = 0.9

2.- Revisión de la columna completa.

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{M_{uox}'}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}'}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad \text{ec. 3.2.5.5}$$

Pu , M_{uox}' y M_{uoy}' son la fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y los momentos de diseño, calculados tomando en cuenta los efectos de segundo orden, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes x e y , aunque los dos no se presenten en el mismo extremo del elemento flexocomprimido. Rc = Resistencia en compresión calculada como se indica en la sección que corresponde al diseño de los elementos sometidos a compresión axial.

M_{Rx} y M_{Ry} se calculan como se indica en la sección que corresponde al diseño de los elementos sometidos a flexión.

Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}' y M_{uoy}' .

$$M_{uo} = M_{ti} + B2 M_{tp} \quad (i)$$

$$M_{uo}' = B1 M_{ti} + B2 M_{tp} \quad (ii)$$

En la ecuación (i) M_{ti} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ecuación (ii) es uno de los momento de diseño, que actúan en los dos extremos, producidos en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

M_{tp} en la ecuación (i) es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ecuación (ii) es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que si ocasionan desplazamientos laterales en esos extremos.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por fuerzas horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En nuestro caso tenemos una estructura regular, por lo que consideramos que desaparece el término $B2 * M_{tp}$ de las ecuaciones (i) y (ii), y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las cargas verticales y horizontales.

$$B1 = C / (1 - Pu / (F_R P_E)) \geq 1.0,$$

donde:

i) Para miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o no, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en los puntos intermedios:

C = Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante y se calcula como sigue:

$C = 0.6 + 0.4 M1/M2$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4 M1/M2$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M1 y M2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de la barra en consideración. Puede ser una columna completa o parte de ella, entre puntos soportados lateralmente, tomados en valor absoluto.

ii) Para miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o no, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, haya o no momentos en los extremos:

$C = 0.85$, si los extremos del miembro están restringidos angularmente.

$C = 1.0$, si los extremos del miembro no están restringidos angularmente.

P_E = Carga crítica de pandeo elástico, calculada con la expresión de Euler.

$$P_E = \frac{\pi^2 E I}{(KL/r)^2}$$

donde L es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, r es el radio de giro correspondiente, y K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

3.2.6 Criterios de diseño en Sección Compuesta.

Las hipótesis básicas para el análisis y diseño de una viga compuesta son:

a) La losa de concreto está conectada continuamente a la viga de acero a todo lo largo de ésta.

b) El deslizamiento del conector de cortante es directamente proporcional a la carga en el conector.

c) Existe una distribución lineal de las deformaciones unitarias através del peralte del miembro.

d) La losa y la viga no se separan verticalmente en ningún punto a lo largo de la viga.

a) Diseño por Esfuerzos Permisibles. (AISC-89)

Tomando en cuenta el criterio de la sección transformada, con la relación de módulos de elasticidad n , en el cálculo de las propiedades geométricas, se deberán revisar los siguientes valores:

$$\frac{M}{Sx_{sup}n} \leq 0.45 f_c' \quad \text{ec. 3.2.6.1}$$

$$\frac{M}{Sx_{inf}} \leq 0.6 F_y \quad \text{ec. 3.2.6.2}$$

Conectores de Cortante.

El número requerido de conectores se basa en el comportamiento de la viga bajo momento último. La fuerza horizontal última que deberá ser transmitida del concreto al acero, o viceversa, es la menor de las cargas últimas de compresión en el concreto y de tensión en el acero. Esta carga cortante última, deberá resistirse por medio de los conectores colocados en la distancia comprendida entre el extremo de la viga, o sea el punto de momento nulo, y el punto de momento máximo; en esta distancia los conectores pueden quedar uniformemente espaciados.

El número de conectores que se requirieran se obtiene al dividir la carga cortante nominal V_h por la carga cortante permisible q del conector que se vaya a utilizar, expresado como:

$$n = V_h/q, \quad \text{ec. 3.2.6.3}$$

donde V_h es igual a C o T.

La fuerza cortante nominal que se utilizará será:

i) Si el concreto falla primero.

$$V_h = 0.85 f_c' A_c / 2 \quad \text{ec. 3.2.6.4}$$

donde:

V_h = fuerza cortante sobre los conectores.

f_c' = resistencia de compresión del concreto.

A_c = área del patín efectivo de concreto.

El factor 2 permite reducir la carga última a una carga permisible en el concreto, para poder ser utilizada en un procedimiento elástico.

ii) Si el acero falla primero.

$$V_h = A_B F_y / 2 \quad \text{ec. 3.2.6.5}$$

donde:

A_B = área total de la viga de acero.

F_y = esfuerzo de fluencia del acero.

La viga compuesta en realidad se comporta como una viga T, de tal manera que nos ocupa el determinar el ancho efectivo de la losa, el cual de acuerdo a las especificaciones AISC se determina de la siguiente manera:

- 1.- No más de 1/4 del claro de la viga.
- 2.- La parte de la losa proyectada fuera del patín de acero no deberá ser mayor que 1/2 de la distancia libre a la viga adyacente.
- 3.- No más de 8 veces el espesor de la losa.

Para vigas donde el concreto esté de un sólo lado, la parte proyectada de la losa fuera, será:

- 1.- No más de 1/2 del claro de la viga.
- 2.- No más de 1/2 de la distancia libre a la viga adyacente.
- 3.- No más de 6 veces el espesor de la losa.

(Bresler Boris, 1970)

b) Diseño por el criterio de factores de carga y resistencia (NTC-RCDF 87).

Cuando la losa está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta, se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor de:

$$0.85f_c^*, \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ ec. 3.2.6.6}$$

$$\text{ó } \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{ec. 3.2.6.7}$$

$$\text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2,$$

uniforme en toda la zona comprimida y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además que el perfil de acero completo está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , en tensión o compresión.

La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto.

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje de la viga, no debe exceder de la menor de las distancias siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre los centros de apoyo.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia al borde de la losa.
- d) Ocho veces el grueso de la losa.

Conectores de cortante.

1.- Materiales.

Los conectores de cortante serán canales de acero A36 laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 1800 kg/cm³.

2.- Fuerza cortante horizontal.

Toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto, debe de ser transmitida por conectores de cortante. Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se tomará igual al menor de los valores siguientes:

$$0.85 f_c A_c; A_s F_y \text{ ó } \Sigma Q_n \text{ ec. 3.2.6.8}$$

El último valor sólo es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial.

f_c = resistencia nominal del concreto en compresión. (0.8 f_c')

A_c = área efectiva de la losa de concreto.

A_s = área de la sección transversal del perfil de acero.

F_y = esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil.

ΣQ_n = sumatoria de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de máximo momento positivo y momento nulo.

3.- Resistencia de conectores de barra con cabeza.

La resistencia nominal de un conector de barra con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto es:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad \text{ec. 3.2.6.9}$$

A_{sc} = área de la sección transversal del vástago del conector.

f_c = resistencia nominal del concreto en compresión. ($0.8f_c'$)

F_u = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

4.- Número de conectores de cortante.

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal dividida entre la resistencia nominal de cada conector.

5.- Colocación y espaciamiento de conectores de cortante.

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada, aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión M_n/M_{max} , en la que M es el momento flexionante en el punto de la aplicación de la carga concentrada, y n el número de conectores necesarios entre la sección de momento máximo y la sección de momento nulo.

Los conectores deben tener como mínimo, 2.5 cm de recubrimiento lateral de concreto. Excepto en los casos en los que se coloquen exactamente sobre el alma de la viga, el diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza, no excederá de 2.5 veces el grueso del patín al que suelden.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo, y de 4 diámetros en la dirección perpendicular a ese eje. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa.

3.2.7 Conexiones Soldadas.

Esfuerzos en las Conexiones Soldadas.

En las estructuras con conexiones soldadas frecuentemente se recurre a un grupo de soldaduras que usualmente están sometidas a varios tipos de carga. La variedad de arreglos posibles de las soldaduras en un grupo, sujeto a varias combinaciones de carga, hace poco práctico el obtener soluciones basadas en la teoría de la elasticidad; por lo tanto se utilizan esfuerzos nominales para poder compararlos con la resistencia de los diferentes tipos de soldadura.

Los esfuerzos nominales en las conexiones soldadas pueden obtenerse sobre la base de las suposiciones siguientes:

a) Las soldaduras, que conectan varias partes, son elementos homogéneos, isotrópicos y elásticos.

b) Las partes conectadas por las soldaduras son rígidas y por lo tanto se desprecian sus deformaciones.

c) Sólo se consideran esfuerzos nominales debidos a las cargas externas; se desprecian los esfuerzos residuales, de las concentraciones de esfuerzos y de la forma de las soldaduras.

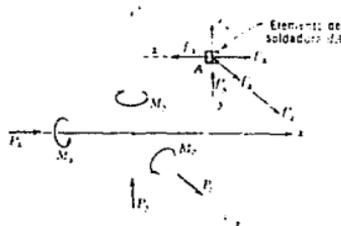
Los esfuerzos nominales en las conexiones soldadas se pueden obtener siguiendo el procedimiento que se describe a continuación:

a) Dibujar la sección transversal efectiva de la conexión soldada.

b) Determinar el centroide de la sección efectiva de la conexión y establecer un sistema de ejes de referencia x, y, z a través del centroide.

c) Se determinan las fuerzas y momentos que actúan en la conexión, definidos en términos de sus componentes ortogonales.

d) El esfuerzo en la soldadura debido a una sola componente de carga puede calcularse en cualquier punto de la conexión, por medio de las fórmulas siguiente:



Debido a las fuerzas:

$$f'x = \frac{Px}{A}, \quad f'y = \frac{Py}{A}, \quad f'z = \frac{Pz}{A} \quad \text{ecs. 3.2.7.1}$$

Debido a los momentos:

$$f''x = \frac{Mz}{Iz} y, \quad f''y = \frac{Mz}{Iz} x, \quad f''z = \frac{Mx}{Ix} y + \frac{My}{Iy} x \quad \text{ecs. 3.2.7.2}$$

donde:

$$A = \int dA, \quad Ix = \int y^2 dA, \quad Iy = \int x^2 dA$$

$$Iz = \int (x^2 + y^2) dA = Ix + Iy \quad \text{ecs. 3.2.7.3}$$

Las componentes resultantes de los esfuerzos, con la debida consideración de sus signos, serán:

$$f_x = f'_x - f''_x, \quad f_y = f'_y + f''_y, \quad f_z = f'_z + f''_z \text{ ecs. 3.2.7.4}$$

e) Para las soldaduras a tope, tanto los esfuerzos normales, como los cortantes se consideran de manera convencional.

f) Para soldaduras de filete, se usan las componente x, y, z, de los esfuerzos en un cierto lado de la soldadura para determinar q_r , máxima fuerza resultante por unidad de longitud, y se considera a esta como fuerza de "corte" que actúa en la sección de la garganta, como sigue:

$$q_r = t f_r = t \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2} \quad \text{ec. 3.2.7.5}$$

donde t es la dimensión efectiva de la garganta. (ref. 2)

Resistencia de las Soldaduras.

a) Diseño por Esfuerzos Permisibles. (AISC-ASD 89)

La reglas de la American Welding Society se han adoptado para el diseño de la mayoría de las estructuras convencionales de acero y se han incorporado a las especificaciones AISC para el diseño, Fabricación y Montaje de Acero Estructural para Edificios.

Los esfuerzos permisibles para soldaduras a tope sometidas a cargas estáticas son usualmente los mismos que para el metal base; las soldaduras a tope sometidas a esfuerzos normales y cortantes combinados deben dimensionarse de manera que los esfuerzos combinados no excedan el valor permitido para corte.

Para soldaduras de filete, se toman los esfuerzos de un 65 % a un 72 % del esfuerzo permisible a tensión para el metal base, dependiendo de los valores específicos del tipo de acero y del tipo de estructura.

El esfuerzo permisible para soldaduras de filete hechas con electrodos de la serie E60 es de 955 kg/cm² y las hechas con electrodos de la serie E70 es de 1110 kg/cm². El esfuerzo en la soldadura de filete se considera como cortante en la garganta, sin importar su dirección real; de este modo no se necesita tomar ninguna medida especial para los esfuerzos combinados.

Tamaño Mínimo de las Soldaduras de Filete.

Este es determinado por las más gruesa de las dos partes unidas, excepto que el tamaño del filete necesita no exceder el espesor de la parte unida más delgada, a menos que un tamaño más grande sea requerido por el esfuerzo calculado.

Espesor de la parte unida más gruesa. (cm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete. (cm)
Hasta 0.64 inclusive	0.32
Más de 0.64 hasta 1.27	0.48
Más de 1.27 hasta 1.91	0.64
Más de 1.91 hasta 3.81	0.80
Más de 3.81 hasta 5.72	0.95
Más de 5.72 hasta 15.24	1.27
Más de 15.24	1.59

Tabla 3.2.7.1

(ref. 1)

Tamaño Máximo de Soldaduras de Filete.

Este debe ser tal que los valores de los esfuerzos en el material base adyacente no excedan los valores permisibles de diseño de los elementos conectados.

El tamaño máximo que puede ser usado a lo largo de los bordes de las partes conectadas será:

1.- A lo largo de los bordes de un material con espesor menor que 0.64 cm, el tamaño máximo puede ser igual al espesor del material.

2.- A lo largo de los bordes de un material con espesor de 0.64 cm o mayor, el tamaño máximo será 0.16 cm menor que el espesor del material.

Longitud de las Soldaduras de Filete.

La longitud efectiva mínima de una soldadura de filete no debe ser menor a 4 veces el tamaño nominal, o bien el tamaño de la soldadura deberá considerarse que no excederá 1/4 de su longitud efectiva.

El espaciamiento transversal de los filetes longitudinales utilizados en conexiones extremas no debe exceder de 45.72 cm, a menos que el diseño de alguna manera prevenga la flexión transversal excesiva en la conexión.

b) Diseño por Factores de Carga y Resistencia.

Soldadura compatible con el metal base.

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo de ruptura en tensión del metal de aportación, electrodos, depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3500 y 4000 kg/cm², y de ruptura en tensión de 4200 y 4900 kg/cm².

Dimensiones efectivas de las soldaduras de filete.

Esta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete está depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud será igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm, e igual a la garganta teórica más 2.5 mm para filetes mayores de 10 mm.

Resistencia de Diseño.

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R F_{MB}$ y $F_R F_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del electrodo.

Soldaduras de Filete

TIPOS DE SOLDADURA Y FORMA DE TRABAJO	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA	RESISTENCIA NOMINAL F_{MB} o F_S	NIVEL DE RESISTENCIA REQUERIDA EN LA SOLDADURA
Cortante en el área efectiva.	Metal base ¹³ Electrodo	0.75	¹⁴ 0.60 F_{EXX}	Resist. igual o menor que la compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.90	F_y ¹⁵	

(ref. 10)

Tabla 3.2.7.2

¹³ El diseño del metal base queda regido por el caso de sollicitación a la que esté sometido el elemento.

¹⁴ Clasificación del electrodo (kg/cm²).

¹⁵ Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

Los tamaños máximo y mínimo de las soldaduras de filetes así como su longitud mínima se toman de acuerdo a lo especificado en la sección de diseño por esfuerzos permisibles.

3.3 DISEÑO DE LAS ARMADURAS.

El diseño de las armaduras se realizará diseñando primero las cuerdas superior e inferior, se revisará el trabajo de la armadura en como trabe en sección simple en una primera etapa y en sección compuesta en una segunda etapa, y posteriormente se diseñaran los montantes y las diagonales.

3.3.1 Diseño de la cuerda superior.

Para realizar el diseño, teniendo en cuenta la sollicitaciones a las que está sometida esta cuerda (flexocompresión) y conocidos los tipos de perfiles que van a utilizar, así como las propiedades del material del que están hechos los perfiles, seguiremos los pasos descritos a continuación para llevar acabo el diseño.

1.- Obtención de las propiedades geométricas de la sección transversal de la cuerda superior. Por las características especiales que presentan los perfiles y percibiendo la necesidad de recurrir a las fórmulas teóricas y no a las simplificaciones contenidas en los códigos de diseño, fue necesario calcular la constante de torsión de Saint Venant (J) y la constante de torsión por resistencia al alabeo (C_a) y el centro de cortante, además de las propiedades tradicionales: área, momentos de inercia, radios de giro, módulos de sección y el centro de gravedad.

La constante de torsión por resistencia al alabeo se calculó de acuerdo con la sección 2.1.1 de la ref. 2 y con la tabla B-2 del apéndice B de la ref. 3.

2.- Se definen las longitudes de ariostramiento L_x , L_y y L_z , así como los factores de longitud efectiva K_x , K_y , y K_z .

3.- Se realiza la revisión de los valores límite de esbeltez de los elementos planos que forman a los perfiles, de acuerdo con 3.2.4.

4.- Se evalúa la resistencia a compresión axial de la cuerda superior, de acuerdo con 3.2.2.

5.- Se evalúa la resistencia a flexión de la cuerda superior de acuerdo con 3.2.3.

6.- Utilizando las fórmulas de interacción contenidas en la sección 3.2.5, se evalúa la capacidad de la cuerda superior a flexocompresión.

7.- Si la sección revisada con los pasos anteriores no es adecuada, se reemplazan los perfiles y se vuelven a seguir estos pasos hasta encontrar una sección adecuada.

Usaremos como ejemplo de diseño de las armaduras las armaduras del cuerpo A con peralte de 60 cm.

En las figuras 3.3.1.1 y 3.3.1.2 se muestra la sección transversal del perfil utilizado para formar las cuerdas superior e inferior de las armaduras.

En la fig. 3.3.1.1 se establecen las dimensiones que se utilizaron, lo que se mantuvo variable para obtener un mejor diseño fue el grueso del perfil; en la fig. 3.3.1.2 se acotan las longitudes que fueron necesarias para calcular las propiedades geométricas del perfil.

La figura 3.3.1.3 muestra la sección transversal de la armadura en sección simple, también se acotan las dimensiones necesarias para el diseño de las cuerdas superior e inferior así como las dimensiones necesarias para revisar el trabajo de la armadura como elemento que trabaja sometido a flexión pura.

La figura 3.3.1.4 muestra la sección transversal de la armadura en sección compuesta,, también se acotan las dimensiones necesarias para la revisión de la armadura trabajando a flexión pura, en sección compuesta con la losa.

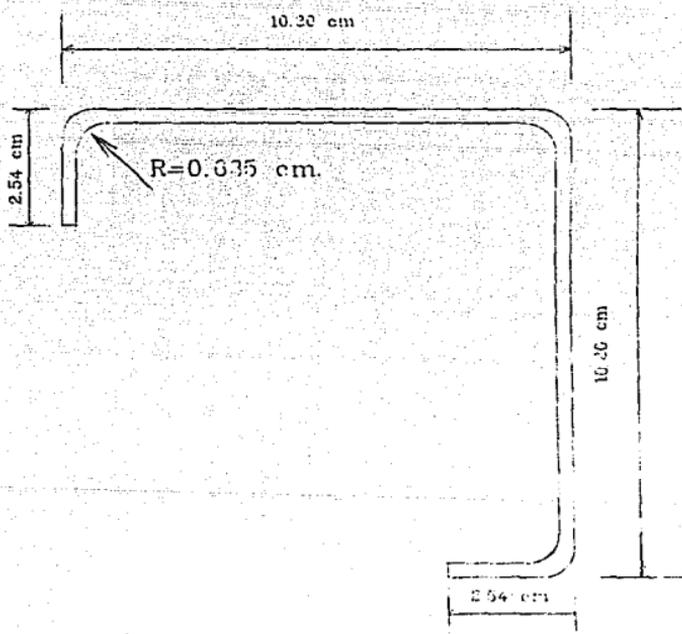


FIG. 3.3.1.1

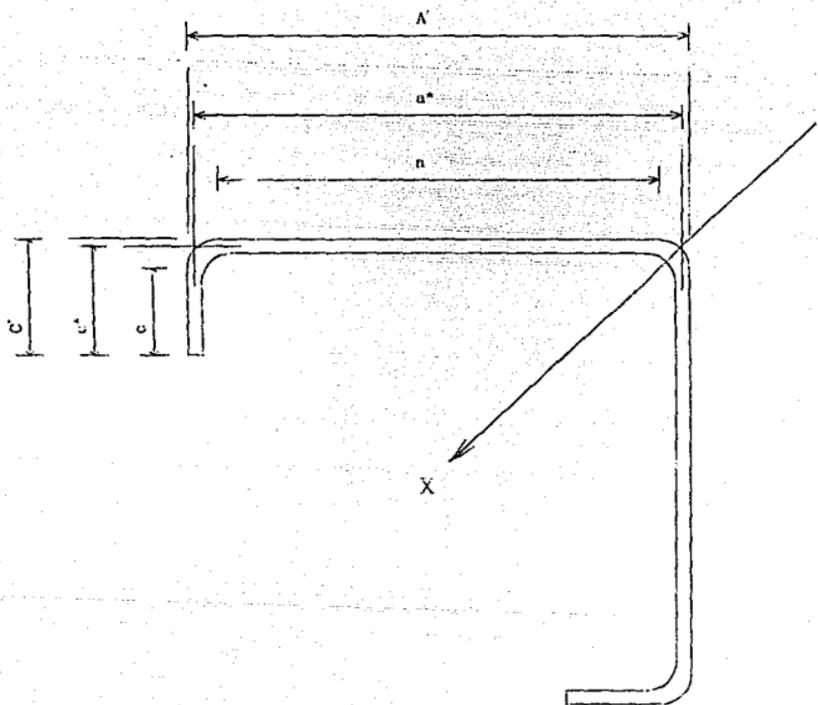


FIG. 3.3.1.2

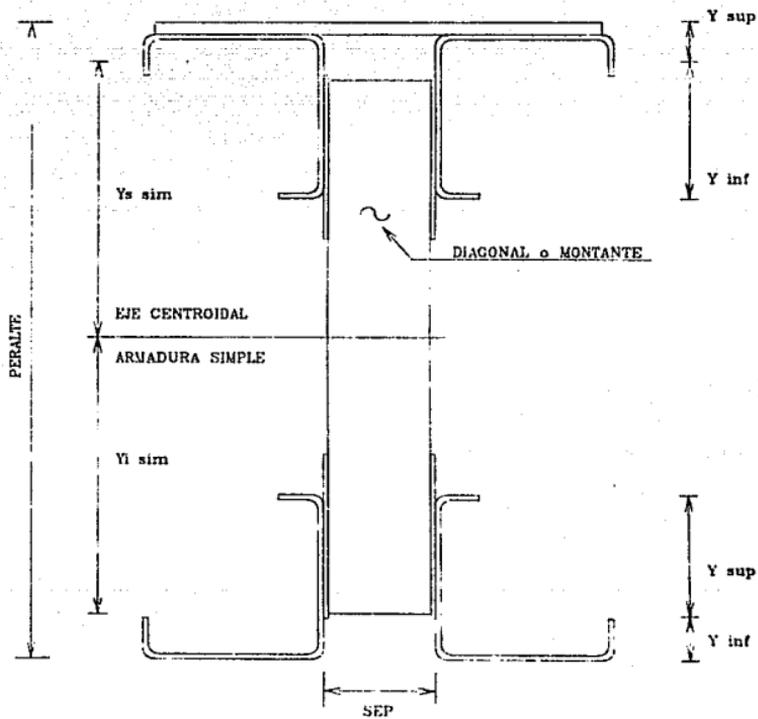


FIG. 3.3.1.3

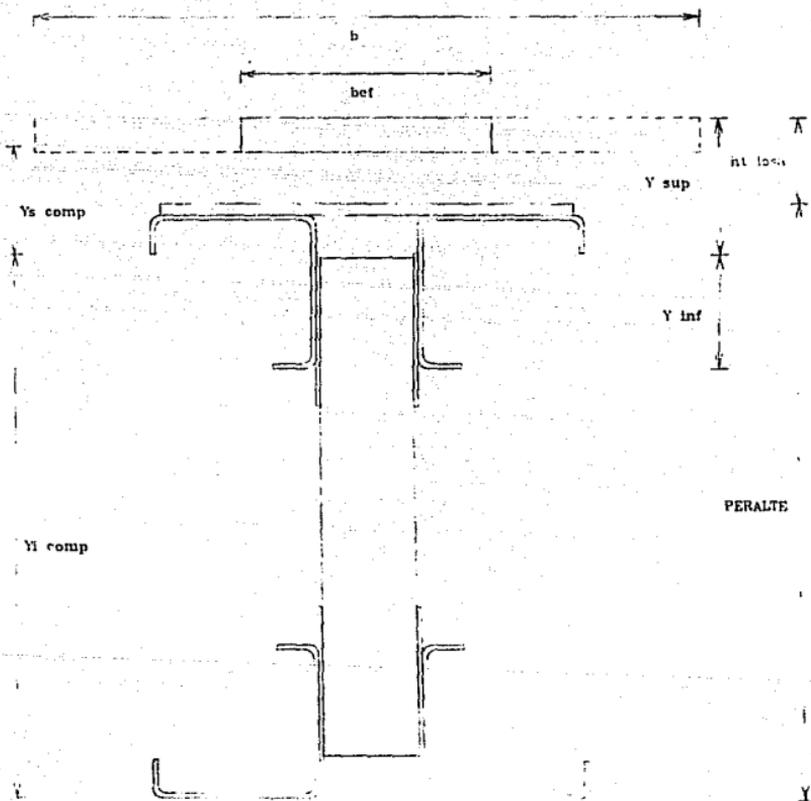


FIG. 3.3.1.4

ARMADURA CON PERALTE DE $d=60$

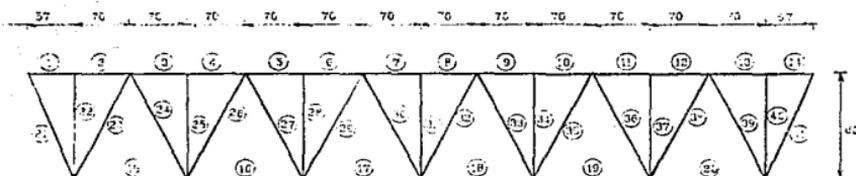


FIG. 3.3.1.5

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ANIMURAS DE 60 cm DE PERALTE
Esfuerzos Permisibles
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	AIx	Aly	Ix	Iy	dx²	dy²	AIdx²	AIdy²
1	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	26.42	4.25	140.03	22.54
2	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	26.42	4.25	140.03	22.54
3	17.38	0.00	7.20	0.00	125.14	215.46	877.90	9.83	1.58	170.81	27.49

27.98 d = 10.84 87.72 236.65 215.82 938.66 450.66 72.57

bplaca = 8.17 IG = 3.13 cm Y sup = 2.30 cm Ix = 288.39 cm⁴

toleraca = 0.64

Jplaca = 1.43 YG = 8.46 cm Y inf = 0.46 cm Iy = 1389.52 cm⁴

y gi = 1.74 Sx sup = 121.06 cm³ rx = 3.21 cm A = 27.99 cm²

Sx inf = 34.10 cm³ ry = 7.05 cm

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frio

Datos:

Calculos:

A' = 10.20 cm	a = 8.17 cm	A = 8.84 cm ²	ci = 1.44 cm
C' = 2.54 cm	at = 9.82 cm	Ix = 173.39 cm ⁴	01 = 2.06 cm
t = 0.38 cm	c = 1.53 cm	xt = 3.95 cm	02 = 2.06 cm
ri = 0.64 cm	ct = 2.35 cm	Iy = 52.51 cm ⁴	03 = 2.89 cm
r = 0.82 cm	u = 1.30 cm	u = 2.34 cm	04 = 2.89 cm
a = 1.00		J = 0.43 cm ⁴	
		Ca = 258.67 cm ⁶	
		ra = -6.28 cm	

Jcs = 2.28 cm⁴

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE
Esfuerzos Permisibles

Cálculo de la constante de torsión por resistencia al alabeo.

11=	30,38	C12=	0	C34=	0
12=	30,38	C13=	0,824046	C35=	0
13=	107,73	C14=	0,824046	C36=	0
14=	107,73	C15=	0	C45=	0
15=	0	C16=	0	C46=	0
16=	0	C23=	0,824046	C56=	0
		C24=	0,824046		
1 =	276,22	C25=	0		
		C26=	0		

Ca1=	0	Ic1=	4444,856
Ca2=	0	Ic2=	4444,856
Ca3=	258,69	Ic3=	0
Ca4=	258,69	Ic4=	0
Ca5=	0	Ic5=	0
Ca6=	0		

Ca1 = 517,38 Ict = 8899,712

Ca = 549,56 cm⁴

Datos adicionales para el cálculo de la cuerda superior

s =	3,14	Fyplac =	2530,00 kg/cm ²	Kx =	0,65
Lx =	70,00 cm	Fy =	3515,00 kg/cm ²	Ky =	0,65
Ly =	70,00 cm	E =	2100000,00 kg/cm ²	Kz =	0,65
Lz =	29,00 cm	G =	784000,00 kg/cm ²		

Paix =	18861 kg	Yo =	0,00 cm
Paiz =	4487,2 kg-cm	Yo =	1,80 cm
FRDR =	0,89	Fy mat =	3141,84 kg/cm ²

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PENALTE

Esfuerzos Permisibles

REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Zona de Placa

b = 8.17 cm b/t = 8.01 be = 0.60 cm
 t = 0.38 cm No hay problemas de Pandeo Local tce = 0.00 cm
 A = 3.10 cm²

Zona de angulo sólo

b/t = 26.84 ep = 1170.86 kg/cm²
 tb/tllim i = 14.20 Gs = 0.62
 tb/tllim s = 26.31

Hay problemas de pandeo local

Q = 0.62

CALCULO DE Fa

(KL/r)x = 14.17 rot = 63.20 ecrx = 103189.99 kg/cm² ecry = 497182.80 kg/cm²
 (KL/r)y = 6.46 R = 0.95 ecrz = 19130.17 kg/cm² ecrT = 19099.35 kg/cm²
 (KL/r)z = 2.67

Rige pandeo por flexotorsión

ecr = 19099 kg/cm² Cc = 145.75 Fa = 1058.74 kg/cm²

fa = 674.09 kg/cm² F.S. = 1.70 fa/Fa = 0.51

(KL/r)x = 14.17

CALCULO DE Fb

M_y = 1.07 Ton-m

F.S. = 1.67 M_{cr} = 0.53 Ton-m M_c = 0.574506 Ton-m

L_b = 5.23 m fb = 131.60 kg/cm² F_b = 1008.90 kg/cm²

(KL/r)b = 79.45 f_{cb} = 1008.90 kg/cm² fb/F_b = 0.11

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARRUJAS DE 60 cm DE PERALTE
Esfuerzos Permisibles

REVISIÓN DE LA PIEZA COMPLETA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$$C_m = 0.85 \quad F'_{ex} = 1712.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 0.61 < 0.80 \text{ La sección es admisible}$$

REVISIÓN DE LA SECCIÓN EXTREMA DE LA PIEZA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$$0.49 \text{ La sección es admisible}$$

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PEARLE
Esfuerzos Permisibles
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	I_{xx}	I_{yy}	I_x	I_y	J^2	Q_y^2	Ax^2	Ay^2
1	5.00	8.20	10.52	43.86	35.76	0.18	30.29	24.33	3.92	128.93	20.75
2	5.30	8.29	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	24.33	3.92	128.93	20.75
3	15.64	0.00	7.20	0.00	112.61	193.92	790.40	11.17	1.80	174.77	28.13

26.24 $d =$ 10.84 67.72 224.17 194.28 851.16 432.63 69.64

$I_{placa} = 0.25$ $I_G = 3.34$ cm^4 $Y_{sup} = 2.30$ cm $I_x = 263.92$ cm^4
 $I_{tolaca} = 0.64$
 $I_{Jolaca} = 1.44$ $I_G = 8.54$ cm^4 $Y_{inf} = 8.54$ cm $I_y = 1281.79$ cm^4
 $y_{q1} = 1.66$ $S_x_{sup} = 114.81$ cm^3 $r_x = 3.17$ cm $A = 26.24$ cm^2
 $S_x_{inf} = 30.90$ cm^3 $r_y = 6.90$ cm

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frio

Datos:	Calculos:			
$A^2 = 10.20$ cm^2	$a = 8.25$ cm	$A = 7.96$ cm^2	$cl = 1.38$ cm	
$C^2 = 2.54$ cm^2	$at = 9.86$ cm^2	$I_x = 157.61$ cm^4	$dl = 1.96$ cm	
$t = 9.34$ cm	$c = 1.56$ cm	$el = 3.98$ cm	$dl = 1.96$ cm	
$r2 = 0.64$ cm	$cl = 2.37$ cm	$I_y = 47.82$ cm^4	$dl = 2.34$ cm	
$r = 0.81$ cm	$u = 1.26$ cm	$w = 7.26$ cm	$dl = 2.64$ cm	
$d = 1.00$		$J = 0.31$ cm^4		
		$I = 157.61$ cm^4		
	$Jcs = 2.06$ cm^4	$r2 = 0.64$ cm		

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARRANCAFAS DE 60 cm DE PERALTE
Esfuerzos Permisibles

Cálculo de la constante de torsión por resistencia al alabeo.

I1=	30.38	C12=	0	C14=	0
I2=	30.38	C13=	0.85805	C15=	0
I3=	96.96	C14=	0.85805	C16=	0
I4=	96.96	C15=	0	C43=	0
I5=	0	C16=	0	C46=	0
I6=	0	C23=	0.85805	C56=	0
		C24=	0.85805		
I =	254.68	C25=	0		
		C26=	0		

Ca1=	0	Ic1=	4337.453
Ca2=	0	Ic2=	4337.458
Ca3=	238.66	Ic3=	0
Ca4=	238.66	Ic4=	0
Ca5=	0	Ic5=	0
Ca6=	0		

Ca7 = 477.31 Ic7= 8674.915

Ca = 511.37 cm⁴

Datos adicionales para el cálculo de la cuerda superior

r =	3.14	Fyplac =	7539.00	kg/cm ²	Kx =	0.65
Lx =	70.00	Fy =	3515.00	kg/cm ²	Ky =	0.65
ly =	70.00	E =	2100000.00	kg/cm ²	ix =	0.65
Lz =	29.00	G =	784000.00	kg/cm ²		

Pedx =	18861	to =	0.09	cm
Medx =	4497.2	Yo =	1.49	cm
FROR =	0.3 ²	Iy adl =	117.10	kg/cm ²

DISEÑO DE LA CUERGA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE C0 C0 DE PERALTE
Esfuerzos resistibles

REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Zona de Placa

b = 8.25 cm b/t = 0.42 de = 0.00 cm
t = 0.34 cm No hay problemas de Pandeo Local bee = 0.00 cm
A = 2.81 cm

Zona de angulo sólo

b/t = 30.00 $\sigma_p = 937.33 \text{ kg/cm}^2$
t/(t)lim = 14.26 $\sigma_s = 0.50$
t/(t)lim = 26.42

Hay problemas de pandeo local

$\beta = 0.50$

CALCULO DE Fa

(KL/r)ix = 14.35 rot = 61.83 $\sigma_{crx} = 10084.50 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{crf} = 48910.19 \text{ kg/cm}^2$
(KL/r)iy = 6.50 $\beta = 0.95$ $\sigma_{cry} = 17578.06 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{crf} = 19341.44 \text{ kg/cm}^2$
(KL/r)z = 2.69

Rige pandeo por flexotorsión

$\sigma_{cr} = 19341 \text{ kg/cm}^2$ $C_c = 152.89$ $F_a = 682.13 \text{ kg/cm}^2$

$f_a = 718.79 \text{ kg/cm}^2$ F.S. = 1.11 $f_a = 0.01$

(KL/r)ix = 14.35

CALCULO DE Fb

$r_y = 0.76 \text{ cm}$

F.S. = 1.11 $\sigma_{cr} = 0.54 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cr} = 1133074 \text{ kg/cm}^2$

$L_b = 2.69 \text{ cm}$ $F_b = 145.22 \text{ kg/cm}^2$ $F_b = 1177.22 \text{ kg/cm}^2$

(KL/r)io = 80.06 $F_{bo} = 937.33 \text{ kg/cm}^2$ $F_b/F_o = 0.15$

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ANIMAS DE 60 cm DE PERALTE
Esfuerzos Permisibles

REVISIÓN DEL LA PIEZA COMPLETA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$$C_1 = 0.85 \cdot f'_{ck} = 1687.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 0.57 > 1.04 \text{ No es correcta la sección}$$

REVISIÓN DE LA SECCIÓN EXTREMA DE LA PIEZA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$$0.54 \text{ La sección es admisible}$$

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 20 cm DE PERALTE
Factores de Carga y Resistencia
Propiedades geométricas

Sección	Area	x	y	A _{1x}	A _{1y}	I _x	I _y	d _x ²	d _y ²	A _{1d_x} ²	A _{1d_y} ²
1	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	24.33	3.92	128.93	20.75
2	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	24.33	3.92	128.93	20.75
3	15.64	0.00	7.20	0.00	112.51	193.92	790.40	11.17	1.80	174.77	28.13

26.24 d = 10.84 87.72 224.12 194.28 851.16 432.63 69.64

bplaca = 8.25 IS = 3.34 ca Y sup = 2.30 ca Ix = 263.92 ca⁴

tplaca = 0.64 YB = 8.54 ca Y inf = 8.54 ca Iy = 1281.79 ca⁴

y gi = 1.66 Sx sup = 114.81 ca³ rx = 3.17 ca A = 26.24 ca²

Sx inf = 30.90 ca³ ry = 6.99 ca

Propiedades Geométricas de un Arco Doblado en Frio

Datos:

A² = 10.20 ca a = 8.25 ca A = 7.96 ca² c1 = 1.38 ca
 U² = 2.54 ca at = 9.86 ca Ix = 157.61 ca⁴ J1 = 1.98 ca
 t = 0.34 ca c = 1.56 ca et = 3.96 ca C2 = 1.98 ca
 ri = 0.64 ca ct = 2.37 ca Iy = 47.82 ca⁴ O3 = 2.64 ca
 r = 0.81 ca u = 1.26 ca s = 2.36 ca A = 2.84 ca
 a = 1.06

Jes = 2.06 ca⁴ Jo = 6.33 ca

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 CM DE PERNILTE
Factores de Carga y Resistencia

Cálculo de la constante de torsión por resistencia al alabeo.

11=	30.38	C12=	0	C34=	0
12=	30.38	C13=	0.85805	C35=	0
13=	96.96	C14=	0.85805	C36=	0
14=	96.96	C15=	0	C45=	0
15=	0	C16=	0	C46=	0
16=	0	C23=	0.85805	C56=	0
		C24=	0.85805		
I =	254.68	C25=	0		
		C26=	0		

Ca1=	0	Ic1=	4337.458
Ca2=	238.66	Ic2=	4337.458
Ca3=	238.66	Ic3=	0
Ca4=	0	Ic4=	0
Ca5=	0	Ic5=	0
Ca6=	0		

Cal = 477.31 Ict = 8674.915

Ca = 511.37 cm⁴

Datos adicionales para el cálculo de la cuerda superior

r =	3.14	f _{yp} lac =	2530.00 kg/cm ²	K ₁ =	0.65
L _x =	70.00 cm	F _y =	3515.00 kg/cm ²	K _y =	0.65
L _y =	70.00 cm	E =	2100000.00 kg/cm ²	K _z =	0.65
I _x =	29.00 cm	G =	784000.00 kg/cm ²		

P _{pas} =	18861 kg	x ₀ =	0.00 cm
M _{pas} =	4487.2 kg-cm	y ₀ =	1.69 cm
f _{RCR} =	3.8 ^o	f _y nat =	3117.10 kg/cm ²

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE

Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Elementos no atiesados

Zona de placa

b = 8.25 cm b/t = 8.42
 t = 0.98 cm No hay problemas de pandeo local

Zona de ángulo sólo

b/t = 30.00 Qs = 0.50
 (b/t)/ λ = 14.87 σ_{fy} = 1535.56 kg/cm²
 (b/t)/ λ s = 26.33 M = 0.48 Ton-m

Hay problemas de pandeo local

Q = 0.50

CÁLCULO DE R_c

(KL/r)_x = 14.35 r₀² = 61.83 P_{crx} = 2642.22 Ton P_{cr y} = 12852.62 Ton
 (KL/r)_y = 6.50 β = 0.95 P_{crz} = 508.48 Ton P_{cr FT} = 507.52 Ton
 (KL/r)_z = 2.69 FC = 1.40 P_y = 81.79 Ton

Rige pandeo por flexotorsión

P_{cre} = 507.52 Ton P_{cr} = 39.47 Ton

P_u = 26.405 Ton R_c = 33.55 Ton

Y_e = 0.40 FR = 0.85 P_u/R_c = 0.79

CÁLCULO DE M_R

M_y = 0.96 Ton-m

FR = 0.90 M_u = 3.79 Ton-m M_{cr} = 0.501799 Ton-m

L_b = 5.60 m M_{ult} = 0.06 Ton-m M_i = 0.90 Ton-m

(KL/r)_b = 80.061 M_R = 0.48 Ton-m M/M_R = 0.13

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE

Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DE LA PIEZA COMPLETA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

C = 0.85 PE = 84.85 ton FR = 0.90

BI = 1.30 0.92 La sección es admisible

REVISIÓN DE LA SECCIÓN EXTREMA DE LA PIEZA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

0.67 La sección es admisible

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE
Factores de Carga y resistencia
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	Ax	Ay	I_x	I_y	dx^2	dy^2	$Afdx^2$	$Afdy^2$
1	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	22.64	3.55	116.82	18.80
2	5.30	8.28	10.52	43.86	55.76	0.18	30.38	22.64	3.55	116.82	18.80
3	13.90	0.00	7.20	0.00	100.08	172.48	705.40	12.82	2.06	178.17	28.68
24.50		d =	10.84	87.72	211.59	172.84	766.16			411.80	66.29

$b_{placa} = 8.33$ $I_6 = 3.58$ cm^4 $Y_{sup} = 2.20$ cm $I_x = 239.13$ cm^4
 $l_{placa} = 0.64$ $Y_6 = 8.64$ cm $Y_{inf} = 8.64$ cm $I_y = 1177.96$ cm^4
 $J_{placa} = 1.46$ $S_x_{sup} = 108.52$ cm^3 $r_x = 3.12$ cm $A = 24.50$ cm^2
 $S_x_{inf} = 27.69$ cm^3 $r_y = 6.93$ cm

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frio

Datos:	Calculos:				
$A' = 10.20$ cm^2	$a = 8.33$ cm	$A = 7.07$ cm^2	$c_1 = 1.32$ cm		
$C' = 2.54$ cm	$at = 9.90$ cm	$I_x = 141.27$ cm^4	$O_1 = 1.38$ cm		
$t = 0.30$ cm	$c = 1.60$ cm	$I_t = 4.01$ cm^4	$O_2 = 1.88$ cm		
$r_1 = 0.64$ cm	$ct = 2.39$ cm	$I_y = 42.93$ cm^4	$O_3 = 2.78$ cm		
$r = 0.79$ cm	$u = 1.23$ cm	$J = 2.38$ cm^4	$O_4 = 2.78$ cm		
$\alpha = 1.00$		$J = 0.21$ cm^4			
		$C_x = 217.88$ cm^3			
	$J_{cs} = 1.08$ cm^4	$x_0 = -6.38$ cm			

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE
Factores de Carga y Resistencia

Cálculo de la constante de torsion por resistencia al alibro.

11=	30.38	C12=	0	C34=	0
12=	30.38	C13=	0.892056	C35=	0
13=	86.24	C14=	0.892056	C36=	0
14=	86.24	C15=	0	C45=	0
15=	0	C16=	0	C46=	0
16=	0	C23=	0.892056	C56=	0
		C24=	0.892056		
1 =	233.24	C25=	0		
		C26=	0		

Ca1=	0	Ic1=	4169.759
Ca2=	217.08	Ic2=	4169.759
Ca3=	217.08	Ic3=	0
Ca4=	0	Ic4=	0
Ca5=	0	Ic5=	0
Ca6=	0		

Cat = 434.17 Ict = 8339.519

Ca = 489.92 cm⁴

Datos adicionales para el calculo de la cuerda superior

g =	3.14	Fyplac =	2530.00	kg/cm ²	Kx =	0.65
Lx =	70.00	Fy =	3515.00	kg/cm ²	Ky =	0.65
Ly =	70.00	E =	2100000.00	kg/cm ²	Kz =	0.65
Lz =	29.00	G =	784000.00	kg/cm ²		

Fdx =	18861	kg	Io =	0.00	cm
Mdx =	4487.2	kg-cm	Yo =	1.56	cm
FRCR =	0.88		Fy mat =	3698.84	kg/cm ²

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PESANTE
Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL

Elementos no aliesados

Zona de placa

b = 8.33 cm b/t = 8.66
t = 0.94 cm No hay problemas de pandeo local

Zona de ángulo sólo

b/t = 34.00 Qs = 0.39
fb/t)l i = 14.93 QsFy = 1211.07 kg/cm²
fb/t)l i s = 26.45 M = 0.34 Ton-m

Hay problemas de pandeo local

q = 0.39

CALCULO DE Rc

(KL/r)x = 14.56 ro² = 60.28 Pcrx = 2394.02 Ton Pcrγ = 11793.16 Ton
(KL/r)y = 6.56 R = 0.96 Pcrz = 479.19 Ton PcrFI = 478.36 Ton
(KL/r)z = 2.72 FC = 1.40 Py = 75.68 Ton

Rige pandeo por flexotorsión

Pcre = 478.36 Ton Pcr = 28.91 Ton

Pu = 26.405 Ton Rc = 24.57 Ton

Ve = 0.40 FR = 0.85 Pu/Rc = 1.07

CALCULO DE MR

My = 0.86 Ton-m

FR = 0.90 Mu = 3.47 Ton-m Mγ = 0.602597 Ton-m

Lb = 5.60 m MuLl = 0.06 Ton-m Mi = 0.00 Ton-m

(KL/r)b = 80.762 MR = 0.34 Ton-m M/PR = 0.19

DISEÑO DE LA CUERDA SUPERIOR DE LAS APARILLAS DE 60 cm DE PERALTE

Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DE LA PIEZA COMPLETA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$C = 0,85$ $PE = 77,85 \text{ ton}$ $IF = 0,90$

$BI = 1,36$ $1,26$ No es correcta la sección

REVISIÓN DE LA SECCIÓN EXTREMA DE LA PIEZA CON LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN

$0,77$ La sección es admisible

Se propuso primero una cuerda compuesta con perfiles AA-9¹⁶, se revisó por esfuerzos permisibles resultando ser una sección que resiste las solicitaciones a las que está sometida la cuerda superior, sin embargo se revisó un perfil más ligero, AA-10, con el afán de encontrar mayor economía de material, pero resultó ser un perfil inadecuado, por lo que para el diseño por esfuerzos permisibles se decidió dejar un perfil AA-9.

Para llevar a cabo una revisión por el criterio de factores de carga y resistencia se propuso primero un perfil AA-10¹⁶, el cual resultó adecuado para resistir las cargas últimas a las que estará sometida la cuerda superior de la armadura durante su vida útil, sin embargo se revisó un perfil más ligero, AA-11, para llegar a la conclusión que el perfil más adecuado, obtenido mediante el criterio de factores de carga y resistencia, es el AA-10.

El peso por metro lineal de los perfiles AA-9 y AA-10 es:

AA-9	17.38 kg/m
AA-10	12.58 kg/m

¹⁶ Ver fig. 3.3.1.1

3.3.2 Diseño de la Cuerda Inferior.

La cuerda inferior de una armadura simplemente apoyada está sometida a fuerza axial de tensión, para su diseño se considera que sobre la armadura están actuando ya todas las cargas de piso que soportará la armadura durante su vida útil.

Conociendo las fuerzas de tensión máximas que ocurren en la cuerda inferior de la armadura, y conociendo los perfiles y las propiedades de éstos, así como las propiedades del material, se recurre a las fórmulas contenidas en 3.2.1 para calcular la resistencia a tensión del perfil propuesto.

Una vez calculada la resistencia se compara contra la fuerza actuante de diseño de la cuerda inferior, si la resistencia es menor habrá que sustituir los perfiles que forman la sección transversal de la cuerda inferior, hasta que ésta sea suficiente para resistir las fuerzas actuantes de diseño.

a) Criterio de Esfuerzos Permisibles.

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 3515 = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = 34186 \text{ kg}$$

$$A_{\text{necesaria}} = \frac{34186}{2109} = 16.2 \text{ cm}^2$$

El perfil más adecuado es un AA-10.

b) Criterio de Factores de Carga y Resistencia.

$$P_t = F_y A_t F_R$$

$$P_u = 1.4 \times 34186 = 47860.4 \text{ kg}$$

$$A_{\text{tnec}} = \frac{P_u}{F_y F_R} = \frac{47860.4}{3515 \times 0.9} = 15.2 \text{ cm}^2$$

El perfil más adecuado es un AA-10.

3.3.3 Revisión del Peralte de la Armadura.

En la ref. 1 se establece que por vibración el peralte mínimo que debe tener la una viga es igual 1/20 del claro. En nuestro caso tenemos un claro de 954 cm; el peralte mínimo debe de ser de 50 cm. Hemos supuesto un peralte de 60 cm que debe ser suficiente para resistir la flexión.

I) Revisión en Sección Simple.

El momento máximo por flexión para la sección simple es:

$$wl^2/8 = 882 \times 9.54^2/8 = 10034 \text{ kgm}$$

a) Criterio de Esfuerzos Permisibles.

a) Revisión de la capacidad de la cuerda superior.

El esfuerzo actuante es:

$$f_b = \frac{1003400 \text{ kgcm}}{1384.63 \text{ cm}^3} = 724.67 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible debido a la flexión es:

$$L_b = 560 \text{ cm}$$

$$F_b = \frac{\sqrt{\pi^4 \times (2.1E6)^2 \times 438948.48 \times 2179.92 / 560^4}}{1.67 \times 1384.63}$$

$$F_b = 883.24 \text{ kg/cm}^2 \times 0.89^{17} = 786 \text{ kg/cm}^2$$

Está sobrada un 8%

Las propiedades se calcularon en 3.3.3.1

¹⁷ Este número es el factor de reducción de capacidad debido a la presencia de la placa de acero A-36

a2) Revisión de la capacidad de la cuerda inferior.

$$f_b = \frac{1003400 \text{ kgcm}}{799.56 \text{ cm}^3} = 1254.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.6F_y = 0.6 \times 3515 = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

b) Criterio de Factores de Carga y Resistencia.

$$L_b = 560 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{\pi \times (2.1E6)^2}{560} \sqrt{2074 \times (2.68/2.6 + (\pi/560)^2 \times 424197)}$$

$$M_u = 20.32 \text{ Ton.m}$$

$$M_y = F_y S_x = 3117 \times 1303.6 = 40.63 \text{ Ton.m}$$

$$(2/3)M_y = 27.08 \text{ Ton.m}$$

$M_u < (2/3)M_y$, entonces:

$$M_R = F_R M_u = 0.9 \times 20.32 = 18.3 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 1.4 \times 1003400 = 14.05 \text{ Ton.m}$$

Está sobrada un 23%

Las propiedades se calcularon en 3.3.3.3

II) Revisión en Sección Compuesta.

Se revisa de acuerdo con el punto 3.2.6 de esta tesis.

El momento máximo en sección compuesta es:

$$w l^2 / 8 = 1940 \times 9.54^2 / 8 = 22070 \text{ kgm} = 2207000 \text{ kgcm}$$

a) Criterio de Esfuerzos Permisibles.

Esfuerzo máximo en el acero.

$$f_s = \frac{M}{S_{x_{inf}}} \leq F_b = 0.6 F_y$$

$$f_s = \frac{2207000}{1019.4} = 2165 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b \text{ inf} = 0.6 \times 3515 = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

2.59 % Escasa.

Esfuerzo Máximo de Compresión en el Concreto.

$$f_c = \frac{M}{S_{x_{\text{sup}}} n} \leq 0.45 f'_c$$

$$F_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{2207000}{3873 \times 13} = 43.83 \text{ kg/cm}^2$$

38% Sobrado.

Las propiedades se obtienen en 3.3.3.2.

b) Criterio de Factores de Carga y Resistencia.

El concreto está sometido a un esfuerzo uniforme igual a:

$$f''_c = 0.8 \times 0.85 \times 250 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

El area de acero está sometida a un esfuerzo uniforme, F_y .

$$A_c = 78.80 \times 13 = 1024.4 \text{ cm}^2 \quad b_E = 128 \text{ cm.}$$

$$A_s = 41.88 \text{ cm}^2$$

$$C = f''_c a b_E$$

$$a = \frac{A_s F_y}{f''_c b_E} = \frac{41.88 \times 3515 \times 0.89}{170 \times 128}$$

$$a = 6.02 \quad t = 8 \quad a < t$$

El eje neutro cae dentro del concreto.

$$C = 170 \times 6.02 \times 128 = 130995 \text{ kg}$$

$$T = 3515 \times 0.89 \times 41.88 = 131015 \text{ kg}$$

$$C = T$$

Brazo de Palanca.

$$\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = 74.20/2 + 8 - 6.02/2 = 48.11 \text{ cm}$$

$$M_n = 48.11 \times 131000 = 6302410 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 63.02 \text{ Ton-m}$$

Multiplicando $M_n \times F_R$, siendo $F_R = 0.9$:

$$M_R = 56.71 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 30.89 \text{ Ton-m entonces:}$$

45.5% sobrada.

Las propiedades se obtienen en 3.3.3.4.

3.3.3.1 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Simple para su revisión por el criterio de Esfueros Permisibles

REVISIÓN DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE FERRALTE EN SECCIÓN SIMPLE
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	Atx	Aty	Ix	Iy	dx ²	dy ²	Atdx ²	Atdy ²
C.S	27.98	0.00	57.62	0.00	1612.21	288.39	1389.52	0.00	383.54	0.00	10731.32
C.I	15.64	0.00	3.00	0.00	46.92	193.92	790.40	0.00	1227.52	0.00	19198.36
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

43.62 d = 60.00 0.00 1659.13 482.31 2179.92 0.00 29929.69

bplaca= 8.29 IG= 0.00 cm Y sup= 21.96 cm Ix= 39412.00 cm⁴

tplaca= 0.64 YB= 38.04 cm Y inf= 38.04 cm Iy= 2179.92 cm⁴

Jplaca = 1.45

Sx sup= 1384.63 cm³ rx = 26.40 cm A = 43.62 cm²

Sx inf= 779.56 cm³ ry = 7.07 cm

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frio

Datos:

A' = 10.20 cm
C' = 2.54 cm
t = 0.38 cm
ri = 0.64 cm
r = 0.82 cm
α = 1.00

Calculos:

a = 8.17 cm
at = 9.82 cm
c = 1.53 cm
ct = 2.35 cm
u = 1.30 cm
Jcs = 2.30 cm⁴

A = 8.84 cm²
Ix = 173.39 cm⁴
Iy = 3.95 cm⁴
Iy = 52.51 cm⁴
e = 2.34 cm
J = 0.43 cm⁴
Ca = 238.69 cm⁶
so = -6.28 cm

ci = 1.44 cm
d = 0.51 cm
rsc = 1.14 cm

3.3.3.1 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Simple para su revisión por el criterio de Esfueros Permisibles

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frío

Datos:	Cálculos:					
A' = 10.20 cm	a = 8.25 cm	A = 7.96 cm ²	ci = 1.38 cm			
C' = 2.54 cm	at = 9.86 cm	ix = 157.61 cm ⁴	d = 0.49 cm			
t = 0.34 cm	c = 1.56 cm	xt = 3.98 cm	ysc = 1.18 cm			
ri = 0.64 cm	ct = 2.37 cm	ly = 47.82 cm ⁴				
r = 0.81 cm	u = 1.26 cm	s = 2.36 cm				
e = 1.00		J = 0.31 cm ⁴				
		Ct = 238.66 cm ⁶				
	Jara = 2.91 cm ⁴	xo = -6.33 cm				

Cálculo de la constante de torsión por resistencia al alabeo.

11= 30.38	C12= 0	C34= 0
12= 30.38	C13= 0.824041	C35= 62.32209
13= 107.73	C14= 0.824041	C36= 62.32209
14= 107.63	C15= 60.85805	C45= 62.32209
15= 96.96	C16= 60.85805	C46= 62.32209
16= 96.96	C23= 0.824041	C56= 0
	C24= 0.824041	
l = 470.04	C25= 60.85805	
	C26= 60.85805	

Ca1= 0	1c1= 21824072
Ca2= 0	1c2= 21824072
Ca3= 258.68946	1c3= 81141537
Ca4= 258.68946	1c4= 81066218

3.3.3.1 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Simple para su revisión por el criterio de Esfueros Permisibles

CaS= 238.65606 ic5= 0

Ca6= 238.65606

Ca1 = 994.68704 icL= 2.26E+08

Ca = 438948.48 ca⁴

3.3.3.2 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Compuesta para su revisión por el criterio de Esfuerzos Permisibles

REVISIÓN DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE EN SECCIÓN COMPUESTA
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	Atx	Aty	Ix	Iy	dx ²	dy ²	Atdx ²	Atdy ²
C.S	27.98	0.00	57.62	0.00	1612.21	288.39	1389.52	0.00	1.25	0.00	35.07
C.I	15.64	0.00	3.00	0.00	46.92	193.92	790.40	0.00	3106.89	0.00	48591.76
Losa	78.80	0.00	70.20	0.00	5531.76	420.26	637.11	0.00	131.34	0.00	10349.86

122.42 d = 74.20 0.00 7190.89 902.57 2817.03 0.00 58976.69

IG= 0.00 cm Y sup= 15.46 cm Ix= 59879.26 cm⁴

YG= 58.74 cm Y inf= 58.74 cm Iy= 2817.03 cm⁴

Sx sup= 3873.04 cm³ rx = 22.12 cm A = 122.42 cm²

Sx inf= 1019.40 cm³ ry = 4.80 cm

3.3.3.3 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Simple para su revisión por el criterio de Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE EN SECCIÓN SIMPLE
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	Ax	Ay	Ix	Iy	dx ²	dy ²	A dx ²	A dy ²
C.S	26.24	0.00	57.62	0.00	1511.95	263.92	1283.79	0.00	416.07	0.00	10917.60
C.1	15.64	0.00	3.00	0.00	46.92	193.92	790.40	0.00	1171.16	0.00	18317.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

41.88 d = 60.00 0.00 1558.87 457.84 2074.19 0.00 29234.61

bplaca= 8.29 16= 0.00 cm Y sup= 22.78 cm Ix= 29692.45 cm⁴

tolaca= 0.64

Jplaca = 1.45 16= 37.22 cm Y inf= 37.22 cm Iy= 2074.19 cm⁴

Sx sup= 1303.57 cm³ rx = 26.63 cm A = 41.88 cm²

Sx inf= 797.71 cm³ ry = 7.04 cm

Propiedades Geométricas de un Angulo Doblado en Frío

Datos:

A' = 10.20 cm
C' = 2.54 cm
L = 0.34 cm
r₁ = 0.64 cm
r = 0.81 cm
α = 1.00

Calculos:

a = 8.25 cm
al = 9.86 cm
c = 1.56 cm
cl = 2.37 cm
u = 1.26 cm
Jcs = 7.06 cm⁴

A = 7.95 cm²
Ix = 157.51 cm⁴
It = 3.99 cm⁴
Iy = 47.82 cm⁴
e = 2.36 cm
J = 6.31 cm⁴
Ca = 258.66 cm³
ry = -6.33 cm

ci = 1.32 cm
α = 0.43 cm
vsc = 1.15 cm

3.3.3.3 Cálculo de las propiedades de la Armadura en Sección Simple para su revisión por el criterio de Factores de Carga y Resistencia

Ca5= 238.65606 Ics= 0
Ca6= 238.65606

Ca7 = 954.62424 Ict= 1.9E+08

Ca = 424197.03 cm⁴

3.3.3.4 Cálculo de las propiedades de Armadura en Sección Compuesta para su revisión por el criterio de Factores de Carga y Resistencia

REVISIÓN DE LAS ARMADURAS DE 60 cm DE PERALTE EN SECCIÓN COMPUESTA
Propiedades Geométricas

Sección	Area	x	y	Atx	Aty	Ix	Iy	dx ²	dy ²	Atdx ²	Atdy ²
C.S	26.24	0.00	57.62	0.00	1511.95	263.97	1283.79	0.00	1.29	0.00	33.84
C.I	15.64	0.00	3.00	0.00	46.92	193.92	790.40	0.00	3108.69	0.00	48619.91
Losa	78.80	0.00	70.20	0.00	5531.76	420.26	637.11	0.00	130.97	0.00	10320.73

120.68 d = 74.20 0.00 7090.63 878.10 2711.30 0.00 58974.48

Ix= 0.00 cm Y sup= 15.44 cm Ix= 59852.58 cm⁴

Iy= 58.76 cm Y inf= 58.76 cm Iy= 2711.30 cm⁴

Sx sup= 3875.36 cm³ rx = 22.27 cm A = 120.68 cm²

Sx inf= 1018.67 cm³ ry = 4.74 cm

3.3.3 Diseño de diagonales y montantes.

Las diagonales son elementos que pueden estar sometidos a fuerzas de tensión o compresión axial, mientras que los montantes exclusivamente están sometidos a compresión.

Se escogieron una serie de perfiles PER, de los cuales se obtuvo su resistencia tanto a tensión como a compresión. Del análisis de las armaduras se obtienen las acciones de diseño, las cuales se comparan con la resistencia obtenida para los perfiles PER y se utiliza el más adecuado; la resistencia de los perfiles se obtuvo de acuerdo con 3.2.1 y con 3.2.2.

En las tablas 3.3.3.1 y 3.3.3.2 se realizó el cálculo de la capacidad de los perfiles PER, sometidos a compresión axial y a tensión axial, por los dos criterios de diseño, el criterio de esfuerzos permisibles y factores de carga y resistencia.

En las tablas 3.3.3.4 y 3.3.3.5 se asigna el tipo de perfil PER más adecuado a cada elemento, diagonal o montante, de la armadura, de acuerdo a la sollicitación, tabla 3.3.3.3, que actúa en cada elemento de la armadura. (Fig. 3.3.1.5)

Una vez completado el diseño, de las diagonales y montantes, se procedió a obtener la suma de los pesos de cada uno de estos elementos, con el fin de obtener el dato que nos sirve de base para poder establecer una comparación económica entre ambos procedimientos de diseño.

Con el diseño de las diagonales y montantes concluimos los diseños necesarios para poder establecer una comparación racional entre los criterios de diseño, tema central de esta tesis.

CALCULO DE LAS CAPACIDADES A TENSION Y COMPRESION DE DIAGNALES Y MONTANTES
 CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES ARMADORAS CON PERALTE DE 60 cm
 TIPO P.E.R. L.DIAG= 68 Fy= 3250 Dc= 113.29 (kg/cm²) L.Mont= 54

Tipo	b	h	t	At	Ix	Iy	rx	ry	Rt(100)	E.D.C.	E.MONT	Fpc.0	Fpc.MOM	F.S.D.	F.S.M	Rc(100)	RcM(100)
C	5.1	7.6	0.32	7.4	57.41	30.5	2.785	2.05	14.34	43.35	26.6	2993.6	3141	1.603	1.753	12.29	13.26
D	5.1	7.6	0.36	8.26	63.3	33.2	2.768	2.005	16.01	43.89	26.93	2997.5	3138.7	1.605	1.754	13.67	14.78
E	5.1	7.6	0.48	10.58	77.42	40.67	2.705	1.961	20.50	44.88	27.54	2976.5	3134.5	1.607	1.756	17.42	19.89
F	7.6	7.6	0.32	9.01	78.93	78.93	2.96	2.96	17.46	29.73	18.24	3118.8	3188.1	1.763	1.727	15.94	16.64
G	7.6	7.6	0.4	11.52	99.84	99.84	2.944	2.944	22.33	29.69	18.34	3117.6	3187.7	1.763	1.727	20.37	21.27
H	7.6	7.6	0.48	13	108	108	2.882	2.882	25.19	30.53	18.73	3112.7	3185.8	1.765	1.728	22.92	23.97
I	7.6	10.2	0.32	10.62	156.41	100.45	3.838	3.075	20.58	28.61	17.56	3127	3191.2	1.759	1.724	16.88	19.65
J	7.6	10.2	0.4	13	187	120	3.793	3.038	25.19	28.96	17.77	3124.4	3190.2	1.76	1.725	23.07	24.04
K	7.6	10.2	0.48	15.4	218	139	3.762	3.004	29.85	29.29	17.97	3122	3189.3	1.761	1.726	27.30	28.46
M	5.1	5.1	0.28	5.11	19.04	19.04	1.93	1.93	9.90	45.59	27.98	2968.5	3131.5	1.809	1.757	8.38	9.11
O	5.1	5.1	0.32	5.79	21.4	21.4	1.923	1.923	11.22	45.77	28.09	2966.3	3130.7	1.81	1.758	9.47	10.31
P	5.1	5.1	0.4	6.97	24.7	24.7	1.882	1.882	13.51	46.75	28.69	2955	3126.5	1.813	1.76	11.36	12.38

Tabla 3.3.3.1

CALCULO DE LAS CAPACIDADES A TENSION Y COMPRESION DE DIAGONALES Y MIENTES

CRITERIO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA PERALTE DE 60 cm

Long.No 54

TIPO P.E.R.

L DE DIAGONAL= 88

Fy= 3750

(TON)

F.R.= 0.9

Tipo	b	h	t	At	Ix	Iy	rx	ry	Pt (Ton)	E. D. C.	E. MENT	Fy (UR)	Y DIAG	Y MENT	RcD (TON)	RcM (TON)
C	5.1	7.6	0.32	7.4	57.41	30.5	2.785	2.03	21.512	43.35	26.6	21.51	0.541	0.332	19.18	20.91
D	5.1	7.6	0.36	8.26	63.3	33.2	2.768	2.005	24.017	43.89	26.93	24.01	0.548	0.336	21.33	23.31
E	5.1	7.6	0.48	10.58	77.42	40.67	2.705	1.961	30.756	44.88	27.54	30.76	0.56	0.344	27.12	29.80
F	7.6	7.6	0.32	9.01	78.93	78.93	2.96	2.96	26.192	29.73	18.29	26.19	0.371	0.228	25.17	25.99
G	7.6	7.6	0.4	11.52	99.84	99.84	2.944	2.944	33.489	29.69	18.34	33.49	0.373	0.229	32.16	33.22
H	7.6	7.6	0.48	13	108	108	2.882	2.882	37.791	30.53	18.73	37.79	0.381	0.234	36.20	37.47
I	7.2	10.2	0.32	10.62	156.41	100.45	3.838	3.075	30.872	28.61	17.56	30.87	0.357	0.219	29.79	30.67
J	7.2	10.2	0.4	13	187	120	3.793	3.038	37.791	28.96	17.77	37.79	0.362	0.222	36.42	37.53
K	7.2	10.2	0.48	15.4	218	139	3.762	3.064	44.718	29.29	17.97	44.72	0.366	0.224	43.09	44.44
M	5.1	5.1	0.28	5.11	19.04	19.04	1.93	1.93	14.855	45.59	27.98	14.85	0.569	0.349	13.03	14.37
O	5.1	5.1	0.32	5.79	21.4	21.4	1.923	1.923	16.832	45.77	28.09	16.83	0.571	0.351	14.74	16.27
P	5.1	5.1	0.4	6.77	24.7	24.7	1.882	1.882	20.267	46.75	28.49	20.26	0.584	0.358	17.62	19.55
Q	6.4	6.4	0.32	7.4	44.07	44.07	2.44	2.44	21.512	35.06	22.13	21.51	0.425	0.276	20.07	21.18
R	6.4	6.4	0.36	8.26	48.3	48.3	2.418	2.418	24.012	36.39	22.33	24.01	0.428	0.279	22.36	23.62
S	6.4	6.4	0.48	10.58	59.1	59.1	2.363	2.363	30.756	37.23	22.95	30.76	0.465	0.295	28.51	30.22
T	5.1	10.2	0.32	9.01	117.34	39.67	3.699	2.679	26.192	41.73	25.73	26.19	0.523	0.321	23.58	25.53
U	5.1	10.2	0.48	13	161	53.7	3.519	2.602	37.791	43.3	26.57	37.79	0.541	0.332	33.71	36.73

Tabla 3.3.3.2

Fuerzas Axiales en los Elementos de la Armadura con Feralite de 60 cm
Nivel 2

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
1	-4296.00	-3634.00	-7930.00
2	-4296.00	-3634.00	-7930.00
3	-12324.00	-10773.00	-23097.00
4	-12324.00	-10773.00	-23097.00
5	-17215.00	-15172.00	-32387.00
6	-17215.00	-15172.00	-32387.00
7	-18661.00	-16660.00	-35321.00
8	-18661.00	-16660.00	-35321.00
9	-17285.00	-15235.00	-32520.00
10	-17285.00	-15235.00	-32520.00
11	-12462.00	-10876.00	-23338.00
12	-12462.00	-10876.00	-23338.00
13	-4500.00	-3802.00	-8302.00
14	-4500.00	-3802.00	-8302.00
15	8647.00	7367.00	16014.00
16	15053.00	12988.00	28041.00
17	18286.00	15835.00	34121.00
18	18321.00	15865.00	34186.00
19	15155.00	13079.00	28234.00
20	8619.00	7513.00	16132.00
21	5974.00	5495.00	11469.00
22	-686.00	-648.00	-1334.00
23	-2537.00	-2082.00	-4619.00
24	4679.00	4636.00	9315.00

Elemento	W inicial	Incr. W.	W. total
25	-781.00	-1121.00	-1902.00
26	-3473.00	-3016.00	-6489.00
27	2752.00	2973.00	5725.00
28	-857.00	-1404.00	-2263.00
29	-1367.00	-903.00	-2265.00
30	732.00	1123.00	1855.00
31	-897.00	-1503.00	-2392.00
32	680.00	1082.00	1762.00
33	-1318.00	-857.00	-2177.00
34	-869.00	-1408.00	-2278.00
35	2710.00	2935.00	5645.00
36	-3428.00	-2971.00	-6399.00
37	-783.00	-1132.00	-1915.00
38	4635.00	4605.00	9240.00
39	-5497.00	-5051.00	-10548.00
40	-690.00	-644.00	-1334.00
41	6108.00	5589.00	11697.00
42	0.00	0.00	0.00
43	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00
45	0.00	0.00	0.00
46	0.00	0.00	0.00
47	0.00	0.00	0.00
48	0.00	0.00	0.00

- Compresión
+ Tensión

Tabla 3.3.3.3

Diseño de las Diagonales y los Montantes en la Armadura con Peralte de 50 cm
F. Carga y Resistencia Nivel 2

Elemento	Longitud (m)	Tipo Elew.	Perfil Tipo	Peso (kg/m)
21	88	D	D	4,54
22	54	H	H	4,00
23	88	D	D	4,54
24	88	D	H	4,00
25	54	H	H	4,00
26	88	D	H	4,00
27	88	D	H	4,00
28	54	H	H	4,00
29	88	D	H	4,00
30	88	D	H	4,00
31	54	H	H	4,00
32	88	D	H	4,00
33	88	D	H	4,00
34	54	H	H	4,00
35	88	D	H	4,00
36	88	D	H	4,00
37	54	H	H	4,00
38	88	D	H	4,00
39	88	D	D	4,54
40	54	H	H	4,00
41	88	D	D	4,54

L. Total= 1610

Peso Total= 86,16

Peso (kg) = 1397,176 kg

Tabla 3.3.3.5

3.4 FOTOGRAFIAS.

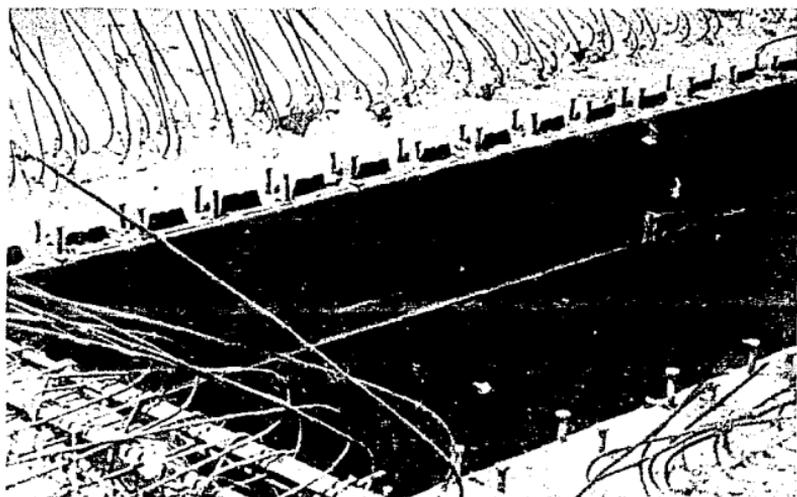
3.1 Muestra uno de los elementos de soporte lateral, ubicados a cada 560 cm en la longitud de las armaduras.

3.2 Muestra los conectores de cortante y su colocación, previo al colado de la losa.

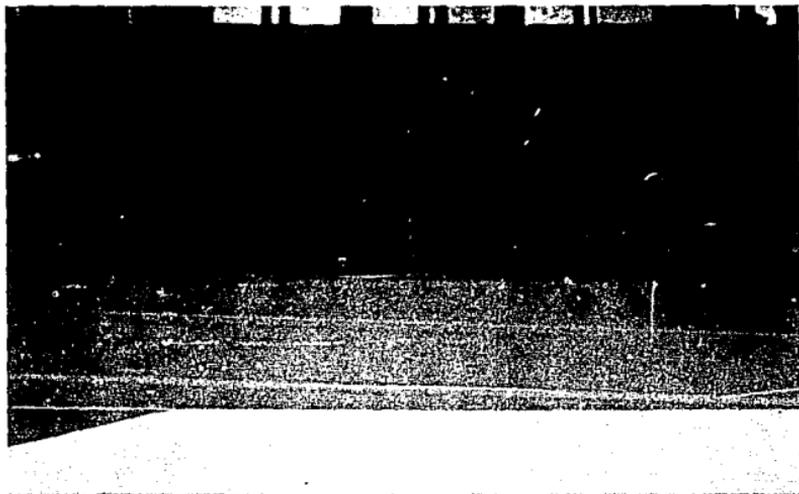
3.3 Muestra uno de los nudos, donde se conectan la cuerda inferior con dos diagonales y un montante.



Fotografía 3.1



Fotografía 3.2



Fotografía 3.3

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

En el presente trabajo se describieron los aspectos principales del diseño de estructuras metálicas, basado en los dos criterios más utilizados en el ámbito del diseño estructural, el criterio de Esfuerzos Permisibles y el de Factores de Carga y Resistencia.

Al diseñar con estos dos criterios se obtuvieron las siguientes conclusiones en los diferentes elementos:

a) Cuerda Superior.

La cuerda superior, de la armadura diseñada, es un elemento sometido a flexcompresión. Revisando una sección de las mismas características geométricas, el diseño por Factores de Carga y Resistencia predice una resistencia del elemento un 12% mayor que la que predice el criterio de Esfuerzos Permisibles. Esto no necesariamente significa que se podría ahorrar material, debido a que estamos sujetos a la existencia de perfiles comerciales; siempre se utiliza un perfil con las propiedades más cercanas a lo que necesitamos.

Por el criterio de Esfuerzos Permisibles se eligió un perfil AA-9¹⁸ para formar la cuerda superior de la armadura; por el criterio de Factores de Carga y Resistencia se eligió un perfil AA-10¹⁸.

¹⁸ Perfiles obtenidos de los catálogos de Robertson Mexicana.

La cuerda inferior de la armadura es un elemento estructural sometido a tensión al igual que algunas de las diagonales; en el diseño de los elementos sometidos a tensión se utiliza un factor de seguridad similar en ambos criterios.

El factor de seguridad utilizado por el criterio de Esfuerzos permisibles es de 1.67 y el utilizado por el criterio de Factores de Carga y Resistencia es, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, $1.4/0.9 = 1.56$, por lo que la resistencia del elemento predicha por ambos criterios difiere en un 7% lo que para efectos de diseño se considera homogéneo; para la cuerda inferior se eligió un perfil AA-10¹⁸. Algo semejante sucede con las diagonales de la armadura sometidas a tensión.

b) Montantes y Diagonales.

Los montantes y algunas diagonales son elementos sometidos a compresión "pura". Para el tipo de perfiles utilizados, perfil tubular rectangular, el criterio de Factores de Carga y Resistencia considera un factor de seguridad de 1.56 y el factor que utiliza el criterio de Esfuerzos Permisibles es variable por tratarse de elementos que se pandean en el rango inelástico. El factor de seguridad varía entre 1.67 y 1.92 siendo 1.75 el valor estándar.

La resistencia predicha por el criterio de Esfuerzos Permisibles es 12% menor que la dicha por el criterio de Factores de Carga y Resistencia.

Resumen numérico del diseño de la armadura por los criterios de Esfuerzos Permisibles y Factores de Carga y Resistencia.

Elemento	Esfuerzos Permisibles	F.C.R.	Ahorro
Diagonales y Montantes	1416.5 kg	1387.2 kg	2.11%
Cuerda Inferior	125.8 kg	125.8 kg	No hay ahorro
Cuerda Superior	173.8 kg	125.8 kg	38.15%
Total	1716.1 kg	1638.8 kg	4.7%

Tabla 4.1

En la tabla anterior se puede observar que los resultados obtenidos por medio de los dos criterios de diseño aquí tratados son muy homogéneos, excepto para la cuerda superior, donde se combinaron diversos factores que nos llevaron a la determinación de colocar un perfil más pesado de acuerdo a los resultados del criterio por Esfuerzos Permisibles. Aún existiendo esta diferencia en la cuerda superior el resultado general del diseño de la armadura por ambos criterios no difiere en más del 5% en cuanto al peso.

Además, de lo anterior se puede deducir que si bien hay ligeros ahorros de material utilizando el criterio de Factores de Carga y Resistencia, no son tan importantes como para que sea determinante en la decisión sobre cual de los criterios utilizar en el diseño estructural.

Se puede concluir de forma general que el criterio por Esfuerzos Permisibles genera resultados conservadores respecto a los resultados que genera el criterio de Factores de Carga y Resistencia.

El criterio de Factores de Carga y Resistencia utiliza factores de seguridad más consistentes debido ha haber sido obtenidos mediante estudios de confiabilidad estructural; los factores de seguridad utilizados en el criterio de Esfuerzos Permisibles fueron establecidos sobre bases empíricas y han funcionado, por lo que han permanecido a través de los años. El criterio de Esfuerzos Permisibles aplica un factor de seguridad de 1.67 en todos los casos de diseño excepto cuando se trata de columnas que comportan en el rango inelástico donde se utiliza un factor de seguridad variable en función de la esbeltez del elemento; este factor de seguridad no implica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de la estructura ya que ha sido fijado en función de un esfuerzo que no implica la falla, como lo es el esfuerzo de fluencia en el acero estructural.

Sin embargo el criterio de Factores de Carga y Resistencia incorpora distintos factores de seguridad al diseño, basándose en el estudio y la experimentación con métodos analíticos y físicos,

por lo tanto estos factores de seguridad si implican proximidad o lejanía de las condiciones de falla de una estructura.

Aunque el criterio de Esfuerzos Permisibles es conocido y utilizado aun por gran parte de los diseñadores de estructuras, desde hace algún tiempo se ha venido reconociendo que no es la mejor manera de atacar el problema del dimensionamiento estructural.

Con anterioridad se había mencionado este criterio está basado en el comportamiento elástico de los materiales, y rigurosamente podemos afirmar que los materiales no tienen un comportamiento elástico, con lo que el método pierde validez.

Aunque para el acero estructural existe, en la gráfica esfuerzo deformación de una probeta de acero sometida a tensión, una zona de comportamiento elástico, su límite superior no puede definirse fácilmente debido a causas tales como la existencia de esfuerzos residuales, concentraciones de esfuerzos o cualquier otra causa que implique esfuerzos iniciales en la pieza previos a los que producirá la carga que debe soportar; de lo anterior podemos inferir que no se puede definir correctamente la zona de comportamiento elástico del acero estructural.

RECOMENDACIONES.

1) A pesar de que el criterio de diseño por Esfuerzos Permisibles no es la mejor manera de atacar un problema de dimensionamiento estructural, es un criterio que proporciona resultados conservadores; en el supuesto caso de que al diseñar una estructura de una importancia significativa hubieran muchas incertidumbres es conveniente incorporar al diseño el margen de seguridad adicional que nos dan los resultados conservadores del criterio.

2) Si se poseen todos los elementos teóricos y prácticos para salvar las incertidumbres que se pueden presentar en el diseño de una estructura, es recomendable diseñar con el criterio de Factores de Carga y Resistencia donde sabremos, con un margen de error aceptable, cuando ocurrirá el colapso de la estructura.

REFERENCIAS

- 1.- American Institute of Steel Construction, Inc.; Specification for Design, Fabrication, and Erection of Steel for Buildings; 1989; Chicago Ill.
- 2.- Bresler, Boris; Diseño de Estructuras de Acero; LIMUSA; 1970; México, D.F.
- 3.- De Buen y López de Heredia, Oscar; Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño; LIMUSA; 1980; México, D.F.
- 4.- De Buen y López de Heredia, Oscar; Apuntes de la materia de Diseño Avanzado de Estructuras de Acero; DEPEI UNAM; México, D.F.
- 5.- Departamento del Distrito Federal; Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal; 6 de julio de 1987; México, D.F.
- 6.- Departamento del Distrito Federal; Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal; 5 de noviembre de 1987; México, D.F.
- 7.- Departamento del Distrito Federal; Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Estructuras de concreto; Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal; 26 de noviembre de 1987; México, D.F.

- 8.- Departamento del Distrito Federal; Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Estructuras Metálicas; Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal; 3 de diciembre de 1987; México, D.F.
- 9.- González Cuevas, Oscar; Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado; LIMUSA; 1985; México, D.F.
- 10.- Johnston, Bruce; Diseño Básico de Estructuras de Acero; Prentice Hall; 1988; México, D.F.
- 11.- Méli Piralla, Roberto; Diseño Estructural; LIMUSA; 1985; México, D.F.
- 12.- Vivas Pereira, Alberto; Uniones Viga a Columna en Estructuras de Acero Diseño por Factores de Cargas y Resistencia; Tesis de Maestría; DEPMI UNAM; 1991; México, D.F. pp 8-17