

24
138



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TECHADO DE UN EDIFICIO
COLONIAL UBICADO EN EL CENTRO DE LA CIUDAD DE
MEXICO UTILIZANDO UN PROGRAMA TRIDIMENSIONAL
PARA COMPUTADORA"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
ENRIQUE HORACIO RAMIREZ DE LIPCSEY

MEXICO, D.F.

1989

**TESIS CON
FALSA FE CRIZEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

Í N D I C E :

	Página:
I. Aclaración y Reconocimientos.	11
II. Introducción.	12
1) Breve historia del edificio.	12
2) Descripción del proyecto arquitectónico.	12
3) Planteamiento del proyecto estructural definitivo.	13
III. Diseño de la superestructura.	25
1) Descripción del proyecto estructural.	25
2) Consideraciones para el análisis.	26
2.1) Cargas.	26
2.2) Materiales.	26
2.3) Análisis Sísmico.	26
2.4) Análisis por Viento.	28
2.5) Análisis por Torsión.	29
2.6) Modelo Matemático.	29
3) Breve descripción del programa.	30
4) Entrada de datos.	31
5) Resultados obtenidos.	50
6) Diseño de los elementos propuestos.	64
6.1) Revisión de los Estados Límite por Desplazamientos.	64
6.1.1) Verticales.	64
6.1.2) Horizontales.	65
6.2) Revisión de las Secciones Sometidas a Carga Axial y Flexión.	66
6.2.1) Revisión de los Elementos de las Armaduras Principales y Secundarias Sometidas a Flexo - Compresión.	68
6.2.2) Revisión de los Elementos de las Armaduras Principales y Secundarias Sometidas a Flexo - Tensión.	80
6.2.3) Revisión de la Viga Metálica de Sección Cajón que Forma Junto con las Columnas un Marco Dúctil.	81
6.2.4) Revisión de las Columnas Tubulares de Acero Rellenas de Concreto (Secciones Compuestas).	82

IV. Diseño de la subestructura.	87
1) Descripción del proyecto estructural.	87
2) Consideraciones para el análisis.	87
2.1) Cargas.	87
2.2) Materiales.	87
3) Entrada de datos.	87
4) Resultados obtenidos.	110
5) Diseño de los elementos propuestos.	119
5.1) Diseño de la Losa Inferior.	119
5.2) Diseño de la Losa Superior.	119
5.3) Diseño del Muro Perimetral.	120
5.4) Diseño del Muro Interior.	120
5.5) Revisión de Esfuerzos en el Terreno.	120
V. Conclusiones.	122
VI. Bibliografía.	123

I. ACLARACIÓN Y RECONOCIMIENTOS .

En esta tesis se expone el criterio utilizado para resolver estructuralmente las cubiertas de los patios principales del edificio de la Ciudadela en el Centro Histórico de la Ciudad de México.

El autor participó en el grupo de Diseño Estructural en la empresa Enrique Martínez Romero S.A. (E.M.R.S.A.) que llevó a cabo el proyecto ejecutivo de la rehabilitación de todo el edificio, del cual las cubiertas de los patios principales forman la parte medular.

El proyecto arquitectónico de esta adaptación fue realizado por el Arq. Abraham Zabludovski Kravesky y su taller de arquitectos.

El proyecto de rehabilitación y salvamento arqueológico estuvo a cargo del Arq. Prado.

La obra fue dirigida por el Arq. Humberto Santiago Díaz de Bonilla (Director de Edificios de la S.E.P.) bajo la responsabilidad del Arq. Rubén Vargas que ocupaba el cargo de Director General de Recursos Materiales y Servicios de dicha secretaría.

La obra se ejecutó con fondos aportados principalmente por la S.E.P. y estuvo a cargo de la empresa E.C.S.A. en la obra civil y F.I.M.A.S.A. en la fabricación y montaje de la estructura metálica. Los estudios de mecánica de suelos y recomendaciones de cimentación fueron realizados por el Dr. Pablo Girault D.

El proyecto y la supervisión estructural de la obra fue realizado por la empresa E.M.R.S.A. y no obstante que sus expedientes de cálculo fueron consultados como una guía para la elaboración de esta tesis, el trabajo aquí realizado es original y de la sola responsabilidad del autor y no necesariamente refleja a la estructura real, aunque sí el criterio de diseño.

Enrique H. Ramírez de Lipsey.

II. INTRODUCCIÓN.

1) Breve Historia del Edificio.

El edificio, conocido con el nombre de La Ciudadela, se encuentra ubicado en el Centro Histórico de la Ciudad de México entre las actuales calles de: Av. Balderas, Arq. Manuel Toisá, Enrico Martínez y la Plaza de la Ciudadela. (Fig. 1)

El edificio se desarrolló en un cuadrado de 200 varas por lado (167 m) cuya planta presenta resaltos en sus cuatro esquinas y tiene inscrita una cruz cuyos brazos también se resaltan del cuadrado. La combinación del cuadrado y la cruz dan como resultado cuatro patios parecidos en dimensiones.

Su origen se remonta a los últimos años del siglo XVIII.

El 20 de abril de 1776 es aprobada por cédula real, la necesidad de construir una nueva fábrica de tabaco en la Nueva España. El 29 de agosto de 1776 se le encomienda el proyecto al capitán de ingenieros Miguel Constanzo ayudado por el Ingeniero Manuel Agustín Mascaró quien en julio de 1791 presenta su proyecto y es enviado a España para ser aprobado por la Real Academia de San Fernando. El 6 de mayo de 1792 es rechazado el proyecto del Ingeniero Mascaró y nombran como proyectista responsable al Arquitecto González Velázquez quien en 1793 remite su proyecto a España para su aprobación.

Se inicia la construcción de la fábrica de tabacos en el año de 1793.

Después de haberse interrumpido la obra durante un lapso de tiempo comprendido entre los años 1797 y 1805, finalmente durante el gobierno del Virrey Iturrigaray, se concluye la construcción de la fábrica que se inaugura el 11 de julio de 1807.

En el año de 1816 por órdenes del Virrey Callejas, se utiliza parte del edificio como Ciudadela Militar, adecuándolo al uso de bodegas de pólvora y fábrica de armas.

Para 1925 el edificio era ocupado totalmente por la fábrica de armas y como cárcel de presos políticos.

En 1885 el gobierno instala un cuartel y en 1909 el edificio pasa a ser la fábrica nacional de cartuchos. En 1913 sirve de base militar durante la Decena Trágica, así como para algunos acontecimientos de la Revolución. El 9 de febrero de 1931 el edificio es declarado monumento histórico y en 1944 es acondicionado para albergar el Archivo General de la Nación y a la Biblioteca Nacional.

2) Descripción del Proyecto Arquitectónico.

Hoy en día el edificio de la Ciudadela es ocupado por varias dependencias, como la Escuela de Diseño y Artesanías del I.N.B.A., Recursos Humanos de la Secretaría de Gobernación, la Comisión Federal Electoral y el Registro Nacional de Electores, oficinas al mando de una División de Infantería del Ejército Nacional Mexicano y la Biblioteca Pública de México a cargo de la Secretaría de Educación Pública. Esta última se encuentra funcionando inadecuadamente ya que la creciente demanda de usuarios en estos últimos años, exige una mayor cantidad de libros en existencia y una mas amplia área de trabajo. Con el fin de satisfacer las necesidades de los usuarios y mediante un estudio social, urbano, político, económico y

arquitectónico se llegó a la conclusión de que el edificio debería estar ocupado única y exclusivamente por la Biblioteca Pública de México y la S.E.P. y que para aprovechar al máximo la superficie interior del edificio se deberían de techar los cuatro patios principales para poder aprovecharlos como salas de lectura. (Figs. 2 y 3)

De esta manera se inició la elaboración de distintos proyectos arquitectónicos desarrollados, todos ellos con la finalidad única de satisfacer las necesidades de la biblioteca.

Uno de los primeros proyectos contemplaba la posibilidad de techar los patios principales con una cubierta apoyada en el mismo edificio. Este proyecto fue descartado puesto que al analizar la construcción existente, se observó que ésta sufre pequeños hundimientos que prácticamente coinciden con los que presenta el terreno circundante. Al incrementar el peso del edificio mediante la construcción de techados apoyados en éste, se presentan hundimientos no uniformes y de una mayor magnitud que provocan daños en el edificio existente.

Otro proyecto presentado comprendía el techar todo el edificio de la Ciudadela y apoyarlo en una serie de columnas localizadas en el centro de cada uno de los cuatro patios principales teniendo que el edificio existente y la nueva estructura trabajarían de manera independiente. Este nuevo proyecto fue deshechado al calcular el costo extra que implicaría techar la azotea de todo el edificio así como las magnitudes de las reacciones en los apoyos y las dimensiones de los elementos estructurales necesarios para constituir el techado.

De esta manera fue elaborado un proyecto que comprendía únicamente el techado de los cuatro patios principales y la reestructuración y restauración de todo el edificio incluyendo las azoteas que se encontraban en estados precarios de seguridad para los usuarios del edificio y reemplazar los elementos originales dañados por otros prefabricados con menor peso y mayor resistencia sin alterar el aspecto original de la construcción evitando de esta manera el tener que techar todo el edificio. Los techados serían de planta cuadrada de aproximadamente 45 m por lado y estarían apoyados en el centro en unas columnas circulares. Los nuevos techados serían contruidos a cuatro aguas y descargarían el agua pluvial a las azoteas del edificio existente, es por esta razón que la restauración de las azoteas existentes fue de suma importancia.

Las azoteas fueron contruidas a base de gualdras de madera que sostenían una bovedilla de ladrillo, en la mayoría de los casos estas gualdras se encontraban podridas o demasiado deterioradas y fueron substituidas por otras nuevas. Cabe hacer notar que tanto los materiales como el sistema constructivo original fue respetado en la restauración de todo el edificio para los elementos visibles.

3) Planteamiento del Proyecto Estructural Definitivo.

Después de realizar un minucioso estudio arquitectónico y de efectuar varias modificaciones, el proyecto finalmente quedó constituido por cuatro techados (uno para cada patio) de planta cuadrada apoyados al centro en cuatro columnas que forman marco en dos direcciones ortogonales y trabajando en forma independiente respecto a los otros techados. (Fig. 6) Esta nueva estructura no debería de apoyarse en el edificio existente durante su construcción ni a lo largo de su vida útil por lo que se adoptó la siguiente estructuración: Se construirán dos tipos de cubiertas, la primera tendrá 45.12 m por lado, mientras que la segunda medirá 41.36 m por lado.

Cada uno de estos techados estará constituido por cuatro armaduras principales cuyo peralte varía de tres metros en el centro a dos metros en los extremos trabajando en doble voladizo (Fig. 9) y por ocho armaduras secundarias con un peralte constante de dos metros simplemente apoyadas en los extremos de las armaduras principales. (Fig. 10)

Las columnas que sirven de apoyo a toda la estructura serán tubulares de acero rellenas de concreto, es decir de sección compuesta y estarán separadas unas de otras una distancia de 265.9 cm a ejes.

El relleno de concreto se hizo necesario en virtud de que por condiciones arquitectónicas, las columnas se requerían de 120 cm de diámetro, lo que hubiese requerido un espesor de placa muy considerable para evitar su pandeo local, situación que además de haber representado un costo mayor, su fabricación hubiera requerido de una roladora de enorme capacidad para formar las columnas ya que no era permitido utilizar una prensa para hacer la curvatura necesaria.

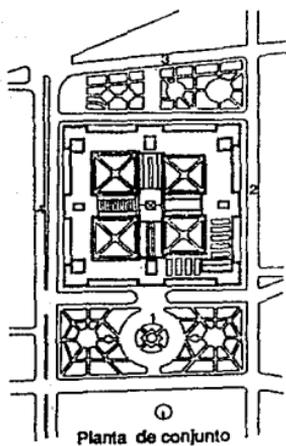
Por otra parte la estructura presentaba desplazamientos laterales que excedían los permisibles por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal por lo cual hubo la necesidad de rigidizar las columnas hasta satisfacer dichos requisitos. Por lo anteriormente expuesto, la única solución económica y viable fue rellenar de concreto las columnas tubulares colocando un núcleo de acero de refuerzo longitudinal partiendo de la cimentación y pasando através de las trabes del marco superior hasta su coronamiento. La altura libre del nivel de piso terminado al techo bajo de las armaduras principales en los apoyos sería de 950 cm. (Fig. 4)

Cabe hacer notar que el apoyo de cada uno de los techados estará constituido por cuatro columnas que forman un marco dúctil en las dos direcciones ortogonales. Con esta solución se tendrá mayor disipación de energía que si se tuviera una sola columna que hiciera trabajar al techado como un péndulo invertido. (Figs. 4 y 5)

La estructuración antes mencionada se consideró como la mas apropiada para este caso ya que al tener los apoyos en el centro de los patios, se tendría suficiente espacio para que la cimentación de éstos no afectará a la del edificio existente y provocará hundimientos indeseables. (Fig. 3)

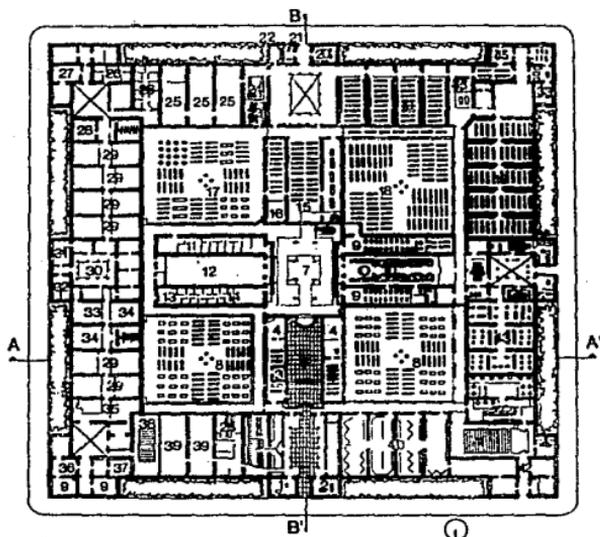
Todos estos detalles y dimensiones se muestran a continuación.

Es pertinente mencionar que para el diseño estructural de los techados se tomó como único modelo la cubierta de mayores dimensiones en planta es decir, la de 45.12 m por lado. (Figs. 7 y 8)



- | | |
|--------------------|--------------|
| 1. Plaza Ciudadela | 3. Toisá |
| 2. Enrico Martínez | 4. Balderrás |

Fig. 1



Biblioteca Pública de México

- | | |
|---------------------------------------|---|
| 1. Rotaciones públicas | 24. Sanitarios mujeres |
| 2. Librería | 25. Servicios |
| 3. Guarderropa | 26. Cubículo profesoras |
| 4. Préstamo a domicilio | 27. Cafetería |
| 5. Vestíbulo acceso | 28. Sala de cómputo |
| 6. Jefatura circulación | 29. Aula |
| 7. Catálogos | 30. Escuela Nacional de biblioteconomía |
| 8. Sala general | 31. Recepción |
| 9. Sala de lectura | 32. Subdirección |
| 10. Lectura informal | 33. Fotografía |
| 11. Mapoteca | 34. Laboratorios |
| 12. Colección S.E.P. | 35. Restauración |
| 13. Sala mecanografía | 36. Biblioteca |
| 14. Cubículos de estudio individuales | 37. Acevo |
| 15. Hemeroteca | 38. Aula magna |
| 16. Préstamo hemeroteca | 39. Zona de invidentes |
| 17. Sala consulta hemeroteca | 40. Sala de exposiciones |
| 18. Colecciones especiales | 41. Auditorio |
| 19. Almacén de libros | 42. Pabellón de servicio |
| 20. Control de personas | 43. Sala infantil |
| 21. Control | 44. Teatro guñol |
| 22. Descanso empleados | 45. Enquadernación |
| 23. Sanitarios hombres | |

Fig. 2



Corte A - A'



Corte B - B'

Fig. 3

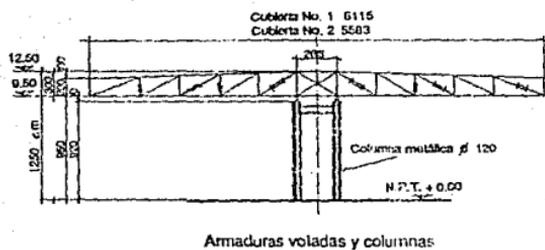
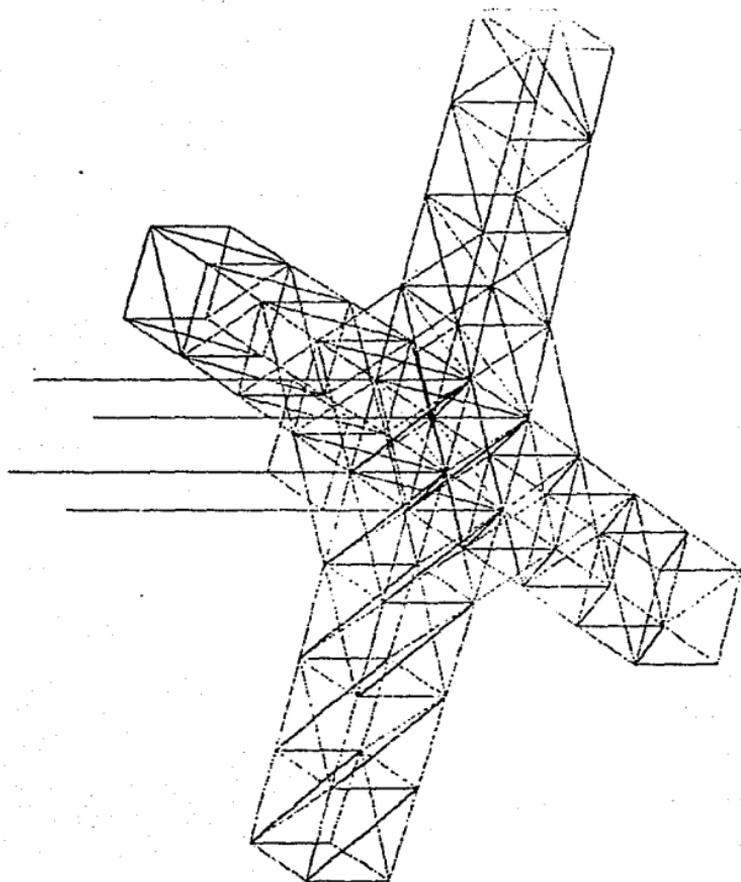


Fig. 4



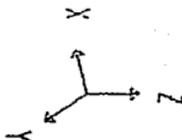
SAP90

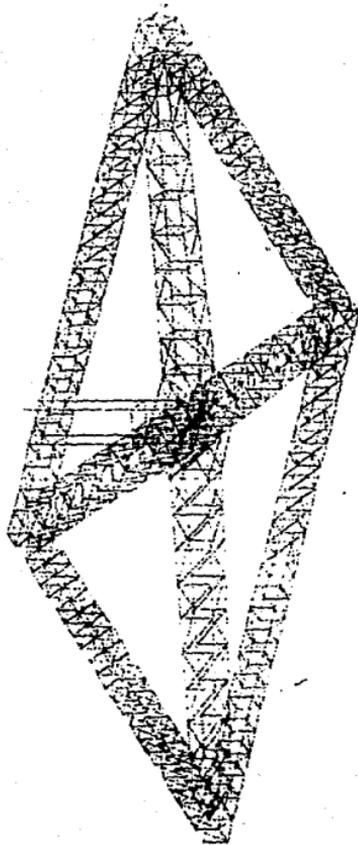
FILE : Tesis2

UNDEFORMED SHAPE

CONEXIÓN DE COLUMNAS CON ARMADURAS PRINCIPALES EN SUPERESTRUCTURA.

FIG. 5



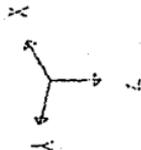


FILE : 05192

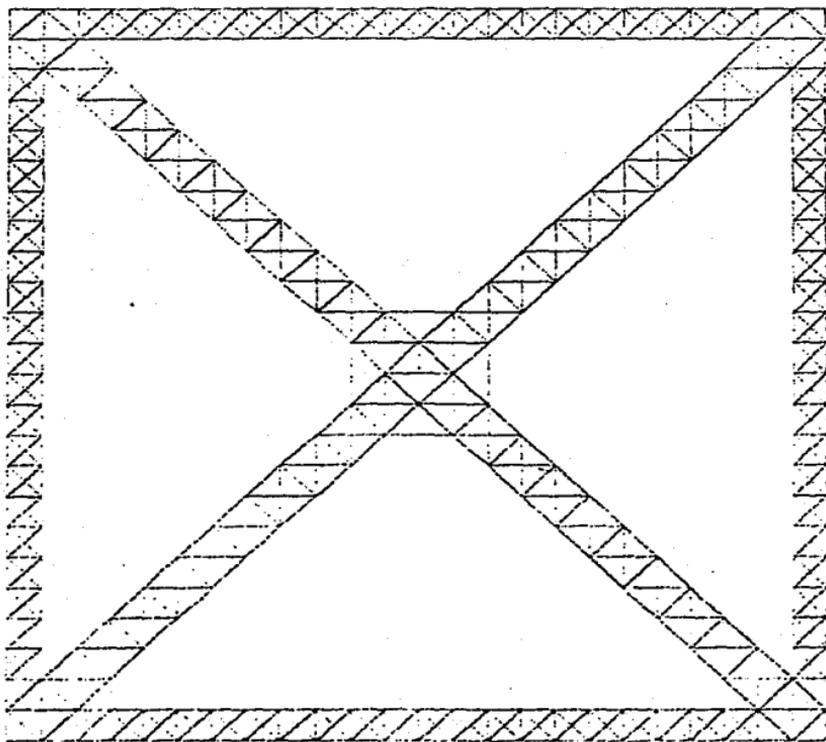
UNDEFORMED SHAPE

MODELO MATEMÁTICO DE LA SUPERESTRUCTURA.

FIG. 6



SAP90



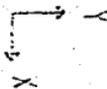
SAP90

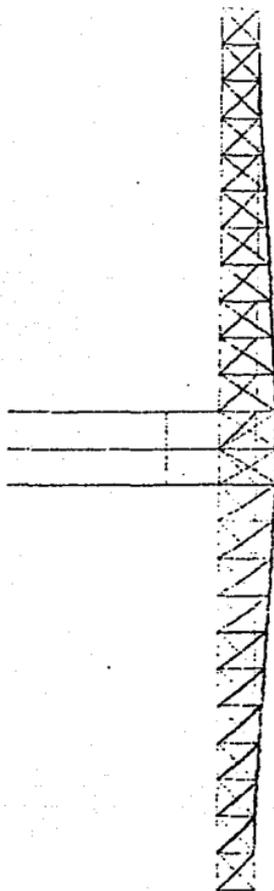
FILE : 05102

UNDEFORMED SHAPE

VISTA EN PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA.

FIG. 7



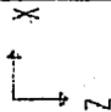


FILE : Tesis2

UNDEFORMED SHAPE

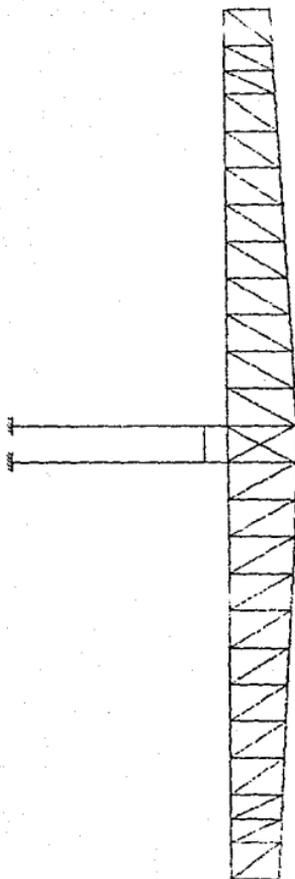
VISTA LATERAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

FIG. 8



06pvs

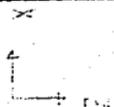
TRABAJO DE GRADUACIÓN - 2014



SAP80

FILE : ENRIQUE1

UNDEFORMED GEOMETRY

ARMADURA PRINCIPAL DE SUPERESTRUCTURA.
FIG. 9



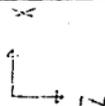
SAP80

FILE : ENRIQUE I

UNDEFORMED GEOMETRY

ARMADURA SECUNDARIA DE SUPERESTRUCTURA.

FIG. 10



III. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

1) Descripción del Proyecto Estructural.

Las dimensiones del proyecto mencionadas anteriormente dieron origen, por sí solas, a descartar la idea de realizar la estructura en concreto debido a que esta alternativa implica un peso mucho mayor que una estructura construida en acero, por consiguiente, no fue necesario realizar algún estudio económico en donde se compararan las dos alternativas anteriores. De esta manera se procedió a estructurar el techado por medio de armaduras metálicas cuyos elementos estarían formados por secciones "I" construidas con placas de acero soldadas entre sí.

Estas armaduras podemos dividir las en principales y secundarias. Las primeras estarán apoyadas directamente en las columnas y trabajarán en doble voladizo teniendo que los elementos mecánicos de mayor magnitud estarán localizados en el centro o sea, en los apoyos. Por este motivo, se propuso que el peralte de estas armaduras fuera variable con un mínimo de dos metros en los extremos y un máximo de tres en el centro. De la misma manera, las secciones mas esbeltas se localizarán en los extremos y las mas robustas en los apoyos. (Fig.9)

Las segundas, formarán el perímetro del techado y estarán apoyadas en los extremos de las primeras, trabajarán simplemente apoyadas y tendrán un peralte constante de dos metros. (Fig. 10)

Cabe hacer notar otra pequeña limitación arquitectónica que impedía que el ancho de los patines de las secciones que formarían las cuerdas de las armaduras (principales y secundarias) fuera variable por lo que se tuvieron que proponer como elementos, secciones "I" con un ancho constante de patines $bf=30$ cm y variar solamente los espesores de los patines (t_f) y de las almas (t_w) para lograr optimizar el diseño y que al mismo tiempo se tuviera un aspecto uniforme.

Este trabajo presenta el análisis estructural efectuado con las secciones definitivas y el diseño de los elementos finales basado en los resultados obtenidos del análisis antes mencionado.

Las secciones que finalmente fueron propuestas se muestran a continuación.

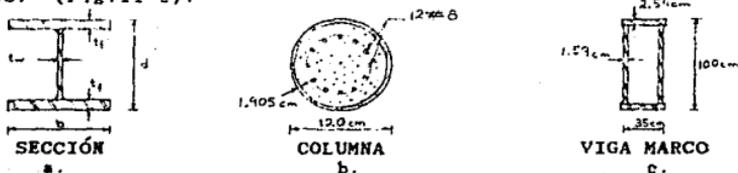
Secciones Utilizadas en Armaduras Principales y Secundarias (Fig.11-a)

Sec.	b(cm)	d(cm)	t_f (cm)	t_w (cm)	Area(cm ²)
1	30	30	3.81	1.59	264.18
2	30	30	1.91	0.95	139.47
3	30	30	0.95	0.61	74.14
4	30	25	1.91	0.95	134.72
5	30	25	1.27	0.61	89.90
6	30	25	0.95	0.61	71.09
7	30	30	1.27	0.61	92.95

8 Columna de sección compuesta. (Fig.11-b).

9 Trabe de acero de sección cajón que forma junto con las columnas el marco dúctil para utilizar un $Q = 3$ en el análisis sísmico. (Fig.11-c).

Figura 11:



2) Consideraciones para el análisis.

2.1) Cargas:

Las cargas consideradas en el análisis estructural del techado fueron las siguientes:

Zona de lámina.

Lámina Imper"B"	15 kg/m2
Largueros	6 kg/m2
Piezas chicas (clips.contraf., etc.)	4 kg/m2
Carga Muerta	25 kg/m2
Carga Viva	70 kg/m2
Carga Viva Reducida	20 kg/m2
Carga Viva Media	5 kg/m2
C.M.+C.V.	95 kg/m2
C.M.+C.V.red	45 kg/m2

Zona de cristal.

Cristal de 9mm (2950 kg/m3)	27 kg/m2
Sellador y pzas.chicas	3 kg/m2
Instalaciones	10 kg/m2
Carga Muerta	40 kg/m2
Carga Viva	70 kg/m2
Carga Viva Reducida	20 kg/m2
Carga Viva Media	5 kg/m2
C.M.+C.V.	110 kg/m2
C.M.+C.V.red	60 kg/m2

La carga muerta especificada anteriormente, no toma en cuenta el peso propio de las armaduras (principales y secundarias) dado que éste, es calculado por la máquina.

Las cargas vivas fueron tomadas del Capítulo V, Artículo 199, Fracción V del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

2.2) Materiales:

El acero en los perfiles laminados y placas utilizadas para la construcción de la superestructura deberá cumplir con un límite de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

2.3) Análisis Sísmico:

La estructura se clasificó, según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 3 de julio de 1987, como dentro del grupo "A" conforme al artículo 174 fracción I del capítulo I del Título Sexto y dado que el edificio se encuentra localizado dentro del centro histórico de la ciudad de México, Zona III, le corresponde un coeficiente $c = 0.40$ multiplicado por 1.5 ya que el techado corresponde al grupo "A" por lo que finalmente se tiene un coeficiente para diseño por sismo $c = 0.40 \times 1.5 = 0.60$, según lo establece el Reglamento en la fracción tercera del Artículo 206 del Capítulo VI del Título Sexto.

El factor de Comportamiento Sísmico seleccionado para este caso fue un $Q = 3.0$

Debido a que las columnas se encuentran ligadas en su parte superior, en las dos direcciones ortogonales, por una sección cajón que cumple con los requisitos para Marcos Dúctiles establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas y que la estructura cumple con los requisitos de regularidad estipulados en las

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se puede usar el factor de $Q = 3.0$ como se demuestra a continuación.

Según la fracción II del punto 5 (Factor de Comportamiento Sísmico) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo: "Se adoptará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3 especificadas para el caso I pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros ...".

Si analizamos cada uno de estos puntos:

"1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos el 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante."

Para nuestra estructura se tiene que la resistencia del único entrepiso es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero y concreto en las dos direcciones ortogonales capaces de resistir el 100 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

"2. Si hay muros ligados a la estructura ...".

Evidentemente éste no es nuestro caso ya que la estructura en estudio no cuenta con muros de carga o rigidez.

"3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos."

Este punto queda resuelto al darnos cuenta que la estructura cuenta con un solo nivel, por lo que el cociente de la capacidad resistente de ese entrepiso entre la acción de diseño no puede diferir de él mismo.

"4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con ...".

Este punto se refiere a estructuras de concreto reforzado exclusivamente y éste no es nuestro caso.

"5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes."

Este punto se analizará a continuación:

Al analizar lo estipulado en el segundo párrafo del inciso 11.2.1 de las Normas Técnicas para Diseño de Estructuras Metálicas en el que se pide que cada uno de los marcos resista, como mínimo, el 25 por ciento de las fuerzas horizontales que le corresponderían si trabajase aislado del resto de la estructura, nos damos cuenta que cada marco de nuestra estructura fue diseñado para resistir el 50 por ciento de la fuerza horizontal puesto que el techado cuenta únicamente con dos marcos en cada dirección ortogonal.

La gráfica de esfuerzo de tensión - deformación del acero empleado en la elaboración de placas y perfiles laminados ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) cumple con tener "una zona de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente a la ruptura no es menor de 20 por ciento".

Los requisitos para Miembros en Flexión (sección 11.2.2) deben de

ser aplicados solo a elementos con cargas últimas axiales pequeñas, tales que no excedan de $P_y/10$ siendo $P_y = F_y \times A$. Como las columnas de la estructura están sometidas a cargas mucho mayores, solo se revisará que la trabe que forma el marco cumpla con estas condiciones. Los Requisitos Geométricos (sección 11.2.2.1) se cumplen dado que se tiene que:

a) La viga es de sección transversal rectangular hueca.
b) El eje de la viga intersecta con el de las columnas en las que se apoya.

- c) La viga es una sección tipo 1 puesto que se cumple que:
- Los patines se encuentran unidos a las almas en forma continua.
 - Tiene un eje de simetría en el plano de las cargas.
 - Y otro transversal al primero.
 - Puede llegar a desarrollar el momento plástico puesto que sus dimensiones no permiten algún tipo de falla local prematura.
 - El cociente ancho/grueso de los patines no excede el valor:

$$\frac{1600}{\text{ancho}} \left(\frac{1}{F_y} \right)^{1/2} = \frac{1600}{2530} \left(\frac{1}{2530} \right)^{1/2} = 31.81$$

ancho = 35 cm
grueso = 2.54 cm
ancho/grueso = $35/2.54 = 13.78$
Como $13.78 < 31.81$ se cumple.

- La relación ancho/grueso de las almas es menor que:

$$\frac{3500}{\text{ancho}} \left(\frac{1}{F_y} \right)^{1/2} = \frac{3500}{2530} \left(\frac{1}{2530} \right)^{1/2} = 69.58$$

ancho = 95 cm
grueso = 1.59 cm
ancho/grueso = 59.75
Como $59.75 < 69.58$ se cumple.

Lamentablemente, los elementos de sección compuesta no están comprendidos dentro del reglamento para el Distrito Federal, así que tomaremos como normas a seguir las contenidas en la Revista de Ingeniería del A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction).

2.4) Análisis por Viento:

Se realizó el análisis por viento conforme a lo estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento publicadas en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal con fecha de 29 de octubre de 1987.

La estructura se encuentra clasificada, de acuerdo con el punto 2.2, dentro del Tipo 1 y considerando que, según el punto 3.1, la estructura estará expuesta a una presión de diseño de:

$$p = C_p \times C_z \times K \times p_o$$

Donde:

- C_p = factor de presión.
- C_z = factor correctivo por la altura.
- K = factor correctivo por condiciones del predio.
- p_o = presión básica de diseño.

Según el punto 3.3, para techos inclinados, lado de barlovento se tiene que:

$$C_p = 0.04 \times (\text{angulo}) - 1.6, \text{ pero } -0.8 < C_p < 1.8$$

$$C_p = (0.04 \times 2.78) - 1.6 = -1.49 < -0.8$$

Por lo tanto:

$$C_p = -0.8$$

Debido a la geometría de la estructura, no se presentan paredes de

barlovento ni de sotavento. unicamente se tendrán succiones en el techo inclinado.

Según el punto 3.2. para estructuras con una altura mayor de 10 m sobre el nivel del terreno Cz se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Cz = (z / 10)^{2/a}$$

Donde:

z = 12.50 m (altura máxima sobre el nivel del terreno).

a = 4.5 (dado que la estructura se encuentra en Zona B).

$$Cz = (12.5 / 10)^{2/4.5} = 1.10426$$

K = 1.0

Según el punto 3.1:

po = 35 kg/m² (por tratarse de una estructura del grupo A).

Substituyendo los valores se tiene:

$$p = (-0.8) \times (1.10426) \times (1.0) \times (35)$$

$$p = -30.9193 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión)}$$

Esta succión "p" es mayor que la carga muerta en la zona de lámina que es de 25 kg/m².

Se tiene por lo tanto, una succión efectiva de 5.9193 kg/m² que provoca inversiones de esfuerzos en los elementos de las armaduras, estos esfuerzos debidos a la acción del viento son tan pequeños comparativamente con los que se presentan bajo cargas gravitacionales o de sismo, que no controlan el diseño.

2.5) Análisis por Torsión:

Tomando en cuenta las condiciones geométricas de la estructura en estudio, podemos observar que en planta, ésta presenta simetría respecto a dos ejes perpendiculares entre sí, es decir, que teóricamente no existe excentricidad entre el Centro de Masas y el Centro de Torsión. Al tenerse que estos dos centros coinciden en un mismo punto y sometiendo a la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales (sismo) se tiene que teóricamente, esta se desplazará de manera uniforme en la misma dirección del sismo aplicado sin que exista torsión.

En la realidad, la simetría exacta no existe teniéndose que todo cuerpo tiende a rotar al desplazarse.

Esta "Inercia Rotacional" de cualquier elemento en el espacio es tomada en cuenta durante el análisis tridimensional de la estructura en el programa.

2.6) Modelo Matemático:

El modelo que sirvió para el análisis estructural de los techados fue idealizado lo mas apegado posible a la realidad tomando en cuenta las características físicas y geométricas de todos los elementos estructurales que formarían parte del techado real con sus dimensiones definitivas para obtener resultados que fueran lo mas aproximados a la realidad y poder, mediante el análisis tridimensional, optimizar la construcción de la estructura lo mas posible.

3) Breve Descripción del Programa:

El programa, en su entrada de datos, se encuentra dividido en bloques que deben guardar un orden determinado para que puedan ser leídos correctamente por la máquina.

El primero de estos bloques es el que guarda el número de nudos y de condiciones de carga a que se desea someter la estructura, este bloque debe iniciarse con la palabra "SYSTEM".

El segundo bloque tiene como finalidad archivar la geometría nodal de la estructura y su título es "JOINTS".

El tercer bloque lleva por nombre "RESTRAINTS" y tiene por objeto determinar los nudos que presentan alguna restricción de movimiento tanto en desplazamientos como en giros.

En algunos casos se utilizan también los bloques; "CONSTRAINTS" en el que se le indica a la máquina que los desplazamientos de algún o algunos nudos deben ser iguales a los de otro u otros nudos preestablecidos, "SPRINGS" que será usado para el análisis de la cimentación y en él se indica la posición y la constante de los resortes (que sustentan a la estructura) que, multiplicada por su área tributaria, variará dependiendo del punto que se trate y "SHELL" en el que se indican los elementos "Placa", su posición, orientación y sus propiedades geométricas, físicas y mecánicas.

El bloque siguiente se inicia con la palabra "FRAME" y tiene por objeto el determinar las propiedades de las secciones propuestas, la magnitud de las cargas uniformemente repartidas, de que nudo a que nudo va cada elemento y de que tipo de elemento se trata ya que éstos pueden ser, viga (toma carga axial y momento) o armadura (únicamente toma carga axial).

Otro de los bloques usados es el llamado "LOADS" en el que se encuentra definida la magnitud de las cargas puntuales, su dirección y su punto de aplicación.

Por último se presenta el bloque "COMBO" en el que se indica la combinación de cargas que deberá efectuar la computadora al momento de "correr" el programa.

Cada uno de estos bloques deberá de ir separado del siguiente por una línea en blanco.

El programa utilizado en este trabajo lleva por nombre "SAP 80" (Structural Analysis Programs) versión 36.02 elaborado en el año de 1984 en la Universidad de Berkeley California. Está basado en el método de las rigideces y del elemento finito.

En la primera etapa la máquina lee los datos de entrada revisando que no existan errores numéricos o alfanuméricos en ellos y crea tres archivos para guardar los datos que irá obteniendo durante la ejecución del programa:

-----SAP
-----SOL y
-----F3F

El primer archivo guarda los datos de entrada procesados y ordenados por la máquina, el segundo archiva las reacciones y desplazamientos de los nudos del modelo bajo las diferentes combinaciones de carga y el tercero almacena los elementos mecánicos para todos y cada uno de los miembros que constituyen la estructura en estudio.

Después de haber creado estos archivos, la máquina está lista para iniciar el análisis de la estructura pero antes es recomendable revisar que no exista algún error en la geometría del modelo y para ello se utiliza un programa auxiliar llamado "SAPLOT" que dibuja en pantalla la geometría de la estructura según los datos de entrada que fueron procesados por la máquina. Este programa auxiliar permite girar la estructura, verla desde distintas elevaciones, hacer cortes o ventanas en ella o amplificar una sección determinada. También puede

colocar en pantalla la numeración de los nudos y/o de los elementos. Con estas eficaces herramientas se logra corregir cualquier error que pudiera existir en la geometría de la estructura mediante su correcto ingreso en el bloque de entrada correspondiente. El proceso es iterativo y una vez que el modelo se encuentra libre de errores geométricos se procede a iniciar el análisis de la estructura (segunda etapa).

Esta segunda etapa del programa comienza al plantear el número de ecuaciones de equilibrio necesarias para resolver el sistema y les asigna un número progresivo. Inmediatamente después se inicia la fase de formación de rigideces de los elementos asignando un desplazamiento unitario a la estructura. Plantea el número de ecuaciones que tendrá que resolver y calcula la rigidez de la estructura para crear la matriz de rigideces. La creación de esta matriz se va logrando al resolver y reducir las ecuaciones por bloques dado que su número por lo general es muy grande. Para nuestro caso, fue necesario que la máquina planteara 3096 ecuaciones para posteriormente agruparlas en 12 bloques y encontrar su solución. Es por esta razón que el realizar un análisis tridimensional requiere, en la mayoría de los casos, del uso de la computadora como herramienta auxiliar del ingeniero.

Una vez obtenida la matriz de rigideces se aplican a la estructura las fuerzas gravitacionales y/o cortantes debidas a sismo reales para que, trabajando nuevamente por bloques, puede calcular los desplazamientos de cada uno de los nudos y los elementos mecánicos de la totalidad de los miembros en las tres direcciones ortogonales. Como último punto de esta segunda etapa el programa graba en los archivos creados anteriormente los datos de salida, es decir, las reacciones y desplazamientos así como los elementos mecánicos de todos los elementos que integran el modelo en las tres direcciones ortogonales.

4) Entrada de Datos:

Para el diseño de la superestructura se "corrió" el SAP 80 tres veces: la primera corrida fue sin cargas para calcular el peso propio de la estructura, la segunda fue bajo cargas gravitacionales (P.P. + C.M. + C.V.) y la tercera fue bajo la acción de sismo (P.P + C.M. + C.V. red + SISMO x-x + 30 % SISMO y-y).

Se hace la distinción entre peso propio (P.P.) y carga muerta (C.M.) aunque en realidad el peso propio forma parte de la carga muerta porque el primero es calculado automáticamente por la máquina mientras que el segundo se le debe de dar en el bloque "FRAME". De acuerdo al método de análisis sísmico estático, la fuerza cortante por sismo que actúa en la estructura es:

$$F_c = (P.P + C.M. + C.V. red) \times 1.5 \times c / Q \quad \text{-----(1)}$$

Donde F_c = fuerza cortante debida a sismo.

P.P. = peso propio de la estructura.

C.M. = carga muerta de la estructura.

C.V. red = carga viva reducida para el diseño por sismo.

1.5 = Factor de amplificación para estructuras del grupo A.

c = coeficiente de diseño por sismo.

Q = factor de comportamiento sísmico.

Para calcular la carga viva reducida total de la estructura se "corrió" el programa primeramente con el peso propio de la estructura mas la carga muerta y en segunda ocasión con el peso propio mas la carga muerta mas la carga viva. Al realizar la diferencia de reacciones de las dos "corridas" se obtiene la carga viva total que obra sobre la estructura:

$$C.V. = (P.P + C.M. + C.V.) - (P.P + C.M.)$$

$$C.V. = 504800.00 - 418400.00 = 86400.00 \text{ kg}$$

Puesto que la carga viva utilizada para el cálculo de las reacciones bajo cargas gravitacionales es de 70 kg/m² y para diseño por sismo es de 20 kg/m² se tiene que:

$$C.V. red = C.V. \times (20 / 70)$$

$$C.V. red = 86400.00 \times (20 / 70) = 24685.71$$

Esta carga la podemos substituir en la ecuación (1) teniendo:

$$F_c = (418400.00 + 24685.71) \times 1.5 \times 0.4 / 3$$

$$F_c = 88617.14 \text{ kg}$$

Como:

$$F_c = P.F. \times g_x$$

----- (2)

Donde:

g_x = acelerador de la gravedad en la dirección x-x.

De (2):

$$g_x = F_c / P.F.$$

La ecuación (2) quiere decir que la fuerza cortante debida a sismo que se aplicará a la estructura será " g_x " veces su peso en la dirección del sismo, en esta ocasión será la dirección x-x.

Esta fuerza horizontal no actuará únicamente en el centro de masas de la estructura, si no que es aplicada en cada uno de sus elementos de manera proporcional a su peso considerando además la inercia rotacional de la estructura tridimensional.

Si de los resultados de la computadora se conoce que:

$$P.F. = 378120.00 \text{ kg}$$

Entonces:

$$g_x = 88617.14 / 378120.00$$

$$g_x = 0.2344$$

Y según lo marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en el punto 8.8 (Efectos Bidireccionales), además del 100% de la fuerza horizontal que actúa en la dirección del sismo, se tomará el 30% de la misma fuerza actuando en dirección perpendicular a la primera.

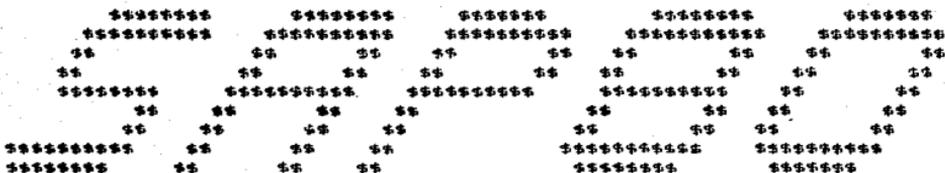
Teniendo entonces:

$$g_y = 0.3 g_x = 0.0703$$

Éstos son los factores de aceleración de la gravedad en la dirección x-x y y-y respectivamente que aparecen al inicio del bloque "FRAME" en la entrada de datos de la corrida por sismo.

A continuación se presentan los datos de entrada de la estructura para ser analizada bajo:

- a) .Peso Propio.
 .Peso Propio + Carga Muerta.
 .Peso Propio + Carga Muerta + Carga Viva y
- b) .Peso Propio + Carga Muerta + Carga Viva reducida. + Sismo.



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.02

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (EHR170389)
 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS GRAVITACIONALES
 UNIDADES UTILIZADAS: Kg y cm

Z=0.0
 JOINTS

L=3

	NUDOS DE DESPLANTE DE COLUMNAS		
X=188.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=188.0	Z=0.0	
X=-188.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=-188.0	Z=0.0	
NUDOS EN CONEXION VIGA-COLUMNA			
X=188.0	Y=0.0	Z=725.0	
X=0.0	Y=188.0	Z=725.0	
X=-188.0	Y=0.0	Z=725.0	
X=0.0	Y=-188.0	Z=725.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1			
X=2068.0	Y=-2225.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1880.0	Z=963.0	G=11,30.1
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2			
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1680.0	Z=963.0	G=35,54.1
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3			
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1680.0	Z=963.0	G=59,67.1
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	G=68,76.1
X=1880.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4			
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1680.0	Z=963.0	G=81,89.1
X=2068.0	Y=-2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=-1880.0	Z=963.0	G=80,88.1
X=1880.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=-1680.0	Z=963.0	
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1			
X=2068.0	Y=2225.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=1880.0	Z=963.0	G=17,13.1
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2			
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=1680.0	Z=963.0	G=17,13.1
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3			
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=1680.0	Z=963.0	G=127,126.1
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	G=127,145.1
X=1880.0	Y=1680.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=1680.0	Z=963.0	
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4			
X=2068.0	Y=2225.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	
X=2068.0	Y=1880.0	Z=963.0	G=173,181.1
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	Z=1145.0
X=1880.0	Y=1680.0	Z=963.0	Z=1285.0
X=2068.0	Y=1680.0	Z=963.0	Z=1145.0
X=2068.0	Y=2068.0	Z=963.0	Z=1145.0
X=1880.0	Y=1880.0	Z=963.0	G=182,190.1
X=1880.0	Y=1680.0	Z=963.0	Z=1145.0

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (EHR170389)
 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS GRAVITACIONALES
 UNIDADES UTILIZADAS: kg y cm

N=520 L=3
 JOINTS

NUDOS DE DESPLANTE DE COLUMNAS	Y=0.0	Z=0.0	
X=188.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=188.0		
X=-188.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-188.0		
NUDOS EN CONEXION VIGA-COLUMNA	Y=0.0	Z=729.0	
X=0.0	Y=0.0	Z=729.0	
X=-188.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-188.0		
X=2068.0	Y=-222.0	Z=965.0	
X=-1880.0	Y=-2068.0		
X=1692.0	Y=-1880.0		G=11,30,1
X=1880.0	Y=1692.0		
X=2068.0	Y=2068.0		
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=35,54,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=59,67,1
X=1880.0	Y=1880.0		G=68,75,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=81,89,1
X=1880.0	Y=1880.0		G=90,95,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		G=107,118,1
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=117,128,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=127,138,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=137,148,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=147,158,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 5	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=157,168,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 6	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=167,178,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 7	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=177,188,1
CUERDA SUPERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 8	Y=0.0	Z=0.0	
X=1880.0	Y=0.0	Z=0.0	
X=0.0	Y=1880.0		
X=-1880.0	Y=0.0		
X=0.0	Y=-1880.0		G=187,198,1

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (EMRL170389)
 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO SISMO EN X-X + 30% EN Y-Y
 UNIDADES UTILIZADAS: kg y cm

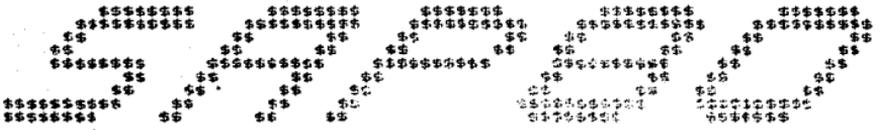
SYSTEM
 JOINTS

NUDOS DE DESPLANTE DE COLUMNAS		
X=188.0	Y=0.0	Z=0.0
X=0.0	Y=188.0	
X=-188.0	Y=0.0	
X=0.0	Y=-188.0	
NUDOS EN CONEXION VIGA-COLUMNA		
X=188.0	Y=0.0	Z= 729.0
X=0.0	Y=188.0	
X=-188.0	Y=0.0	
X=0.0	Y=-188.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1		
X=-2068.0	Y=-2068.0	Z=965.0
X=-1880.0	Y=-2068.0	
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=11,30,1
X=-2068.0	Y=-1880.0	
X=-2256.0	Y=-2068.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2		
X=-2256.0	Y=-2068.0	
X=-2068.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	
X=-1692.0	Y=-1880.0	G=35,54,1
X=-2068.0	Y=-2256.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3		
X=-2256.0	Y=-2068.0	
X=-2068.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	
X=-376.0	Y=-1880.0	G=59,67,1
X=-1880.0	Y=-376.0	
X=-1692.0	Y=-1880.0	G=68,76,1
X=-1880.0	Y=-1692.0	
X=-2068.0	Y=-1880.0	
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4		
X=-2068.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	
X=-1692.0	Y=-1880.0	G=81,89,1
X=-1880.0	Y=-1692.0	
X=-2068.0	Y=-1880.0	G=90,98,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 1		
X=-1880.0	Y=-1880.0	Z=1135.0
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=103,118,1
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=112,129,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 2		
X=-1880.0	Y=-1880.0	Z=1114.0
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=127,135,1
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=137,145,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 3		
X=-1880.0	Y=-1880.0	Z=1104.0
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=139,153,1
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=150,163,1
CUERDA INFERIOR DE ARMADURA PRINCIPAL # 4		
X=-1880.0	Y=-1880.0	Z=1145.0
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=173,181,1
X=-1692.0	Y=-1880.0	
X=-1880.0	Y=-1692.0	G=182,190,1

5) Resultados Obtenidos.

Después de haber "corrido" el SAP 80 bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas, la computadora ha almacenado los desplazamientos y giros de cada nudo así como los elementos mecánicos de todos los miembros integrantes de la estructura para las dos condiciones de carga.

A continuación se muestra un listado impreso de los elementos mecánicos y desplazamientos obtenidos para cada una de las dos condiciones de análisis, primero bajo carga gravitacional (P.P. + C.M. + C.V.) y después bajo la acción de sismo (P.P. + C.M. + C.V. red + SISMO x-x + 30 % SISMO y-y).



STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 86.02

copyright (c) 1984

BY

EDWARD L. WILSON

ENLITE HORACIO RAMIREZ DE LIPCEV.

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (E49L170389)

FRAME ELEMENT RESULTS

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDS	SHEAR	1-2 B. MOMENT	1-3 B. MOMENT	AXIAL TORS	
1	1 -83226.61							
		729.0		.00	.09	-2606.83	597342.17	.00
	2 -93340.83			.00	.10	-2606.83	-1313034.55	.00
		729.0		.00	.12	-3035.67	663314.74	.00
2	3 -114942.62			.00	.13	-3035.67	-1529090.33	.00
		729.0		.00	.15	-3946.39	888998.65	.00
				.00		-3946.39	-1967918.67	.00
	1 -83226.60							
3		729.0		2606.83	-587342.42	.00	.09	.00
	2 -93340.82			2606.83	1313034.64	.00	.09	.00
		729.0		3035.67	-663314.01	.00	.11	.00
		729.0		3035.67	1529090.41	.00	.11	.00
4	3 -114942.60			3946.39	-888998.95	.00	.14	.00
		729.0		3946.39	1967918.76	.00	.14	.00
	1 -83226.61							
	5		729.0		.00	-.10	2606.83	-587342.16
2 -93340.83				.00	-.08	2606.83	1313034.55	.00
		729.0		.00	-.11	3035.67	-663313.74	.00
		729.0		.00	-.10	3035.67	1529090.33	.00
6	3 -114942.62			.00	-.15	3946.39	-888998.65	.00
		729.0		.00	-.13	3946.39	1967918.67	.00
	1 -83226.60							
	7		729.0		-2606.83	587342.43	.00	-.09
2 -93340.82				-2606.83	-1313034.65	.00	-.09	.00
		729.0		-3035.67	663314.02	.00	-.11	.00
		729.0		-3035.67	-1529090.41	.00	-.11	.00
8	3 -114942.60			-3946.39	888998.91	.00	-.14	.00
		729.0		-3946.39	-1967918.76	.00	-.14	.00
	1 -67266.77							
	9		236.0		.00	.34	7945.68	-1875175.94
2 -77380.99				.00	.00	7945.68	-4.55	.31
		236.0		.00	.00	9275.27	2186558.53	.40
		236.0		.00	.00	9275.27	-6.87	.40
10	3 -98982.76			.00	.33	12098.25	2855335.67	.25
		236.0		.00	.00	12098.25	-6.87	.31
	1 -67266.76							
	11		236.0		-7945.68	1875175.94	.00	.33
2 -77380.98				-7945.68	-4.55	.00	.00	.31
		236.0		-9275.27	2186558.50	.00	.33	.40
		236.0		-9275.27	-6.87	.00	.00	.40
12	3 -98982.76			.00	.33	12098.25	2855335.67	.25
		236.0		.00	.00	12098.25	-6.87	.31
	1 -67266.77							
	13		236.0		.00	-.33	-7945.68	1875175.94
2 -77380.99				.00	.00	-7945.68	-4.55	.31
		236.0		.00	.00	9275.27	2186558.53	.40
		236.0		.00	.00	9275.27	-6.87	.40
14	3 -98982.76			.00	-.33	-12098.25	2855335.67	.25
		236.0		.00	.00	-12098.25	-6.87	.31
	1 -67266.76							
	15		236.0		7945.68	-1875175.94	.00	-.33
2 -77380.98				7945.68	4.55	.00	.00	.31
		.0		9275.27	-2186558.53	.00	-.33	.40
		.0		9275.27	6.87	.00	-.33	.40

	3	-98982.76	236.0	9275.27	5.29	.00	.00
			236.0	13036.85	-2055325.16	.00	-.50
				13036.85	2.87	.00	-.50
	1	-7461.75	.00	501.17	397493.75	.00	.06
			.00	.00	430805.83	.00	-.09
			.00	-501.16	397493.15	.00	-.03
	2	-8705.15	.00	501.17	466597.02	.00	.08
			.00	.00	499909.14	.00	-.00
			.00	-501.16	466597.50	.00	-.08
	3	-11345.71	.00	501.17	613249.67	.00	.12
			.00	.00	642825.07	.00	-.00
			.00	-501.16	613249.31	.00	-.12
10	1	-7461.75	.00	501.17	397494.47	.00	.06
			.00	.00	430805.83	.00	-.06
			.00	-501.17	397494.41	.00	-.06
	2	-8705.15	.00	501.17	466597.82	.00	.08
			.00	.00	499909.14	.00	-.00
			.00	-501.17	466597.68	.00	-.08
	3	-11345.71	.00	501.17	613249.63	.00	.12
			.00	.00	642825.07	.00	-.00
			.00	-501.17	613249.33	.00	-.12
11	1	-7461.75	.00	501.17	397494.14	.00	.06
			.00	.00	430805.83	.00	-.00
			.00	-501.16	397494.74	.00	-.20
	2	-8705.15	.00	501.17	466597.43	.00	.03
			.00	.00	499909.14	.00	-.00
			.00	-501.16	466598.07	.00	-.23
	3	-11345.71	.00	501.17	613249.12	.00	.08
			.00	.00	642825.07	.00	-.00
			.00	-501.16	613249.34	.00	-.20
12	1	-7461.75	.00	501.17	397494.08	.00	.06
			.00	.00	430805.83	.00	-.00
			.00	-501.16	397494.81	.00	-.10
	2	-8705.15	.00	501.17	466597.41	.00	.03
			.00	.00	499909.14	.00	-.00
			.00	-501.16	466598.10	.00	-.23
	3	-11345.71	.00	501.17	613249.18	.00	.08
			.00	.00	642825.07	.00	-.00
			.00	-501.16	613249.34	.00	-.20
13	1	-53530.50	265.0	-41.15	-85846.71	-481.47	54119.37
			265.0	-195.09	-117189.98	-481.47	73889.85
	2	-69270.73	265.0	-65.01	-37888.80	-107.37	65533.80
			265.0	-215.94	-134971.04	-107.37	8554.19
	3	-89034.73	265.0	-105.80	-16327.33	-718.19	9061.00
			265.0	-261.73	-119319.89	-718.19	10933.63
14	1	-125713.98	10.00	115.33	-179900.10	544.8	97389.55
			10.00	63.03	-116836.83	544.8	89289.83
			10.00	-175.07	-117289.97	544.8	73289.35
	2	-14557.84	10.00	110.44	-168780.00	544.4	11034.75
			10.00	63.03	-106818.99	544.4	9434.75
			10.00	-161.01	-106551.97	544.4	7834.75
	3	-190710.61	10.00	95.67	-263880.18	543.9	114734.77
			10.00	63.03	-166388.00	543.9	74334.77
			10.00	-194.80	-166121.07	543.9	58334.77
15	1	-134002.57	265.0	681.52	-177802.89	-67.88	47330.13
			265.0	129.33	-63972.07	-67.88	26378.48
	2	-156314.52	.0	743.42	-206151.71	-78.52	55365.62

	3-203661.72	255.9	191.27	-81688.77	-78.28	34483.26	-1.14
		255.9	574.44	-10655.89	-101.69	71946.21	
		255.9	228.26	-107136.89	-101.69	44946.21	
B3	1-96409.77	.0					-3.45
		.0	-1289.11	-81688.77	-101.69	68346.21	
	2-133368.12	.0					-1.63
		.0	-133368.12	-81688.77	-101.69	13446.21	
	3-146335.09	.0					-1.09
		.0	-146335.09	-81688.77	-101.69	44946.21	
B4	1-71571.20	.0					.00
		.0	275.83	-81688.77	-101.69	68346.21	
		.0	-275.83	-81688.77	-101.69	68346.21	
	2-25330.63	.0					.01
		.0	277.00	-81688.77	-101.69	68346.21	
		.0	-277.00	-81688.77	-101.69	68346.21	
	3-107269.58	.0					.01
		.0	277.00	-81688.77	-101.69	68346.21	
		.0	-277.00	-81688.77	-101.69	68346.21	
110	1-51418.87	.0					-3.46
		.0	-14.73	-10700.14	-101.69	71946.21	
	2-70688.81	.0					-4.01
		.0	109.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
		.0	-321.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
	3-50998.64	.0					-1.80
		.0	331.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
		.0	-561.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
111	1-133604.93	.0					-3.28
		.0	188.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
		.0	-188.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
	2-43702.61	.0					-2.62
		.0	229.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
		.0	-229.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
	3-154272.85	.0					-4.95
		.0	484.77	-10700.14	-101.69	71946.21	
		.0	-549.00	-10700.14	-101.69	71946.21	
114	1-135537.10	.0					-3.23
		.0	636.15	-179335.66	-680.44	121661.05	
		.0	74.07	-82786.40	-680.44	59357.31	
	2-159309.08	255.1					-3.76
		.0	794.35	-209061.62	-792.44	141653.29	
		.0	12.21	-101764.65	-792.44	69182.33	
	3-207175.62	266.1					-4.87
		.0	1150.94	-279405.40	-1029.12	183851.83	
		241.4	.00	-140481.52	-1029.12	64590.85	
		266.1	-117.50	-141929.47	-1029.12	89953.85	
115	1-96012.11	.0					-3.21
		.0	-666.92	-82786.39	328.08	59357.30	
		.0	-1219.01	-333672.06	328.08	27931.48	
	2-111967.14	266.1					-3.72
		.0	-696.56	-101764.61	382.47	69182.33	
		.0	-1478.70	-391138.85	382.47	32577.53	
	3-145800.78	265.1					-4.83
		.0	-763.14	-141929.70	497.45	89956.32	
		265.1	-2031.59	-513712.31	497.45	42396.23	
116	1-106162.30	.0					
		.0	277.89	-335088.60	-46.32	6157.88	
		133.7	.00	-314533.88	-46.32	34.06	
		265.9	-274.49	-332675.86	-46.32	6157.88	
	2-123691.57	.0					
		.0	393.08	-390455.63	-53.85	7159.06	
		133.8	.00	-364200.90	-53.85	35.25	
		265.9	-389.22	-389943.99	-53.85	7159.06	
	3-160936.75	.0					.02
		.0	637.22	-513712.31	-59.75	9272.45	
		133.8	.00	-470263.50	-59.75	40.06	

		265.9	-631.73	-512091.54	-69.75	-5878.08
805	1	-7002.66	151.39	2657.99	138.98	-70146.66
		188.0	74.08	22079.25	138.98	58240.93
	2	-9605.95	100.37	404.39	241.03	-9571.57
		188.0	61.00	2872.00	241.03	11347.12
	3	-15734.65	144.75	1450.46	331.00	-15498.89
		188.0	100.00	1000.00	331.00	12740.55
884	1	-9175.20	160.55	20073.28	130.00	-9044.65
		188.0	71.01	20073.28	130.00	12637.28
	2	-9333.34	133.53	11436.33	130.00	-9204.37
		188.0	87.41	10082.08	130.00	10944.87
	3	-9108.41	101.62	10007.44	130.00	-8978.87
		188.0	7.14	20073.28	130.00	12637.28
848	1	-45333.95	.00	.00	.00	-45333.95
		270.0	.00	.00	.00	-45333.95
	2	-53115.16	.00	.00	.00	-53115.16
		270.0	.00	.00	.00	-53115.16
	3	-69089.46	.00	.00	.00	-69089.46
		270.0	.00	.00	.00	-69089.46
553	1	-8365.34	.00	-0.00	.00	-8365.34
		170.0	.00	-0.00	.00	-8365.34
	2	-10094.83	.00	-0.00	.00	-10094.83
		170.0	.00	-0.00	.00	-10094.83
	3	-11850.16	.00	-0.00	.00	-11850.16
		170.0	.00	-0.00	.00	-11850.16
559	1	-16643.78	.00	-0.00	.00	-16643.78
		220.0	.00	-0.00	.00	-16643.78
	2	-21574.71	.00	-0.00	.00	-21574.71
		220.0	.00	-0.00	.00	-21574.71
	3	-29090.56	.00	-0.00	.00	-29090.56
		220.0	.00	-0.00	.00	-29090.56
553	1	-23650.83	.00	-0.00	.00	-23650.83
		260.0	.00	-0.00	.00	-23650.83
	2	-27678.04	.00	-0.00	.00	-27678.04
		260.0	.00	-0.00	.00	-27678.04
	3	-36293.13	.00	-0.00	.00	-36293.13
		260.0	.00	-0.00	.00	-36293.13
641	1	18446.94	74.28	5860.00	.00	18446.94
		157.8	.00	5860.61	.00	18446.94
		315.6	-74.28	.13	.00	18446.94
	2	20456.06	74.28	5860.00	.00	20456.06
		157.8	.00	5860.61	.00	20456.06
		315.6	-74.28	.13	.00	20456.06
	3	24174.35	74.28	5860.00	.00	24174.35
		157.8	.00	5860.62	.00	24174.35
		315.6	-74.28	.13	.00	24174.35
651	1	33127.33	74.28	-0.01	.00	33127.33
		189.5	.00	7037.17	.00	33127.33
		378.9	-74.28	.14	.00	33127.33
	2	38463.65	74.28	-0.01	.00	38463.65
		189.5	.00	7037.17	.00	38463.65
		378.9	-74.28	.14	.00	38463.65
	3	49881.29	74.28	-0.02	.00	49881.29
		.0	.00	.00	.00	49881.29

		189.5		7037.17	.00	.00
652		378.9	-74.28	.14	.00	.00
	1	-9875.36				
		189.0	74.28	-01	.00	.00
		378.9	-74.28	7037.17	.00	.00
	2	-11497.41				
		189.0	74.28	-01	.00	.00
		378.9	-74.28	7037.16	.00	.00
	3	-14964.60				
		189.0	74.28	-02	.00	.00
		378.9	-74.28	7037.15	.00	.00
1077						
	1	-83054.27				
		188.0	390.38	-03	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.88	.00	.00
	2	-96825.15				
		188.0	390.38	-04	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.87	.00	.00
	3	-126076.66				
		188.0	390.38	-05	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.85	.00	.00
1081						
	1	83699.51				
		188.0	390.38	-03	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.88	.00	.00
	2	97590.28				
		188.0	390.38	-04	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.87	.00	.00
	3	127042.43				
		188.0	390.38	-05	.00	.00
		376.0	-390.38	36695.85	.00	.00

ENRIQUE HORACIO RAMIREZ DE LIPSEY.

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (EHL170389)

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
5	.340794	.102772	-.035442	-.000161	.000460	.000000
6	.342669	.100972	-.024202	-.000087	.000538	.000001
7	.344327	.102772	-.001475	-.000161	.000606	.000000
8	.342669	.104505	-.013715	-.000233	.000578	-.000001
9	.960165	.588840	-12.044347	.004526	-.002405	.000363
10	.487376	.175903	-.018573	-.000895	.000125	.000011
11	.450440	.146181	-.042567	-.000037	.001234	.000012
12	.127798	-.229544	-13.824409	-.002558	.004536	-.000424
13	1.019378	.551450	-13.031483	.002489	-.004424	-.000474
14	.515721	.146181	-.005658	-.000038	-.000787	.000007
15	.487372	-.115221	-.029648	-.000987	.000125	.000001
16	.176326	-.300035	-13.811083	-.004534	.002641	.000533

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	-.0205E+05	-.5612E+04	.2038E+06	.3332E+07	-.1158E+08	-.4150E-02
2	-.0205E+05	-.3971E+04	.1788E+06	.3332E+07	-.1078E+08	-.1401E-01
3	-.0205E+05	-.2513E+04	.1505E+06	.3332E+07	-.1007E+08	-.4150E-02
4	-.0205E+05	-.3382E+04	.1333E+06	.2500E+07	-.1076E+08	.1401E-01

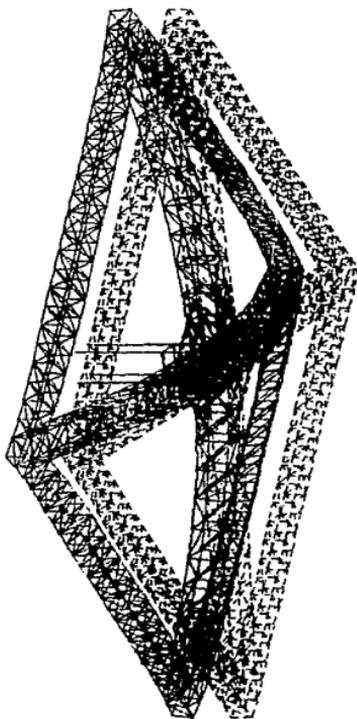
ENRIQUE HORACIO RAVIREZ DE LIPCSEY.

TECHADO EDIFICIO COLONIAL MODELO COMPLETO (EMSL170389)

FRAME ELEMENT FORCES

EL. ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST. END 1	SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQ
1	1-191523.36	729.0	6611.52	-3227544.62	-25562.50	11554174.66	.00	
			5022.81	1013171.17	-22265.29	-5150053.58		
2	1-127194.99	729.0	9976.02	-3985550.77	-22048.52	10762407.39	.01	
			8387.31	5707885.11	-16751.31	-3360129.95		
3	1 -7750.41	729.0	6611.52	-3227544.85	-18968.15	10068570.64	.00	
			5022.81	1013170.93	-13670.94	-1828376.17		
4	1 -72078.77	729.0	3381.67	-2499946.13	-22048.52	10762407.16	-.01	
			1792.96	-613792.49	-16751.31	-3360130.18		
5	1 -99438.42	236.0	5090.13	-1140581.74	-6203.43	1261658.31	.44	
			4575.82	1140581.74	-4488.56	3.64		
6	1 -88404.10	236.0	-5204.15	1288864.37	-16950.06	3800215.35	-.01	
			-3710.47	-5.02	-15245.19	-2.64		
7	1 -67915.68	236.0	5090.14	-1140582.57	-25375.52	6022258.92	.22	
			4575.82	1140582.57	-25650.65	-8.19		
8	1 -78949.97	236.0	14957.93	-3471734.23	-16260.05	3800215.52	.67	
			14452.51	2.48	-15245.13	-2.54		
9	1 -9664.47	.0	-48976.90	7098141.51	-29.87	-1739.37	-.14	
		89.3	-49234.31	3748239.58	.00	-2759.16		
		265.9	-49979.23	-6056564.37	65.44	5780.63		
10	1 -9262.25	.0	-48976.90	7074171.09	-85.44	5780.67	.14	
		197.6	-49721.84	-2677057.50	.00	-3759.18		
		265.9	-49979.24	-6080571.79	29.87	-1739.60		
11	1 -9846.25	.0	27148.20	-3010831.04	-123.18	5781.13	.07	
		151.7	26576.48	1062857.35	.00	-3559.08		
		265.9	26145.87	4073832.53	92.78	1739.43		
12	1 -9080.46	.0	27148.20	-3054600.55	-92.78	1740.05	-.07	
		114.20	26717.57	20037.96	.00	-3559.01		
		265.9	26145.87	4028273.83	123.18	5780.51		
18	1 -79124.21	.0	-86.97	-105415.62	-653.28	73080.88	-4.88	
		265.9	-241.90	-149133.82	-635.30	-98217.77		
21	1-167268.03	.0	95.51	-213735.00	727.98	-128816.76	-4.60	
		87.1	.00	-209575.51	739.06	-64909.53		
		265.9	-135.94	-227087.75	751.80	69228.05		
22	1-178635.76	.0	760.53	-227087.87	-145.63	63222.71	-4.54	
		265.9	205.45	-95276.07	-81.63	39010.67		
27	1-132957.75	.0	-836.53	-32276.00	-238.31	-33010.67	-4.50	
		265.9	-1385.61	-394077.85	-238.25	-32845.53		
24	1 -91560.02	.0	-124.16	-394075.08	-81.26	8857.31	.81	
		265.9	-676.25	-500476.86	-17.90	-4418.67		
110	1 73707.92						-4.49	

		77.0	177.80	-1174.98	1.13	6574.14
		255.1	-432.00	-1312.71	1.14	-5393.96
113	1 77997.88					
		111.4	395.85	-1005.15	1.17	1005.15
		255.1	-384.15	-1345.49	1.18	-1005.15
114	1 165722.44					
		255.0	919.48	-234582.92	-679.09	155224.13
		255.3	.00	-114902.63	-816.37	-55457.08
		255.1	-20.25	-114960.74	-814.98	-70136.25
115	1 114037.35					
		255.0	-501.24	-114960.75	431.24	-70136.36
		255.1	-340.99	-399942.55		36082.94
116	1 132567.89					
		72.7	255.85	-399297.19	-77.38	8087.77
		255.3	.00	-390009.51	-52.61	3106.17
			-679.89	-455691.80	-13.26	-3952.65
208	1 -8341.90					
		185.0	174.31	-1140.14	277.72	-3765.75
			36.55	18715.81	309.37	21569.12
384	1 -6334.44					
		175.0	234.67	-3558.26	146.12	10672.70
		185.0	.00	16112.14	107.32	-11250.29
			-16.42	15007.06	107.94	-12545.07
549	1 -63312.82					
		135.0	10.05	678.34	-23.51	-1.02
		170.0	.00	.01	33.61	-2261.78
			-10.05			-1.02
553	1 -10732.57					
		85.0	3.34	-1.04	-11.13	-1.01
		170.0	.00	141.21	11.13	73.15
			-3.34	1.03		.00
559	1 -24199.42					
		110.0	4.32	-1.04	-14.41	-1.01
		250.0	.00	237.66	14.41	73.43
			-4.32	.04		-1.01
562	1 -30452.65					
		130.0	6.46	-1.03	-21.53	-1.00
		250.0	.00	419.72	21.53	139.00
			-6.46	.02		-1.00
641	1 21915.22					
		157.0	84.52	.00	-10.22	.00
		315.0	.00	6567.93	10.22	507.17
			-84.52	.14		.01
551	1 42547.12					
		15.0	90.54	-1.01	-1.03	.00
		378.0	.00	6576.96	1.03	1162.00
			-90.54	.17		.00
652	1 -5330.22					
		15.0	90.54	-1.03	-1.03	.00
		378.0	.00	6576.96	1.03	1162.00
			-90.54	.18		.00
1077	1 -102245.44					
		15.0	390.33	-1.04	-51.37	.00
		378.0	.00	36695.67	51.37	8501.47
			-390.33	.70		.00
1081	1 102297.62					
		15.0	390.33	-1.04	-51.37	.00
		378.0	.00	36695.67	51.37	8501.47
			-390.33	.70		.00



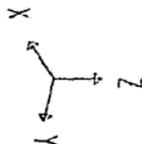
SAP90

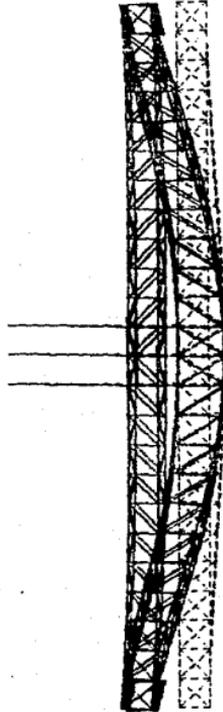
FILE : Tesis2

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1

FIG. 12

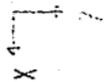
SUPERESTRUCTURA DEFORMADA
BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS
VERTICALES.

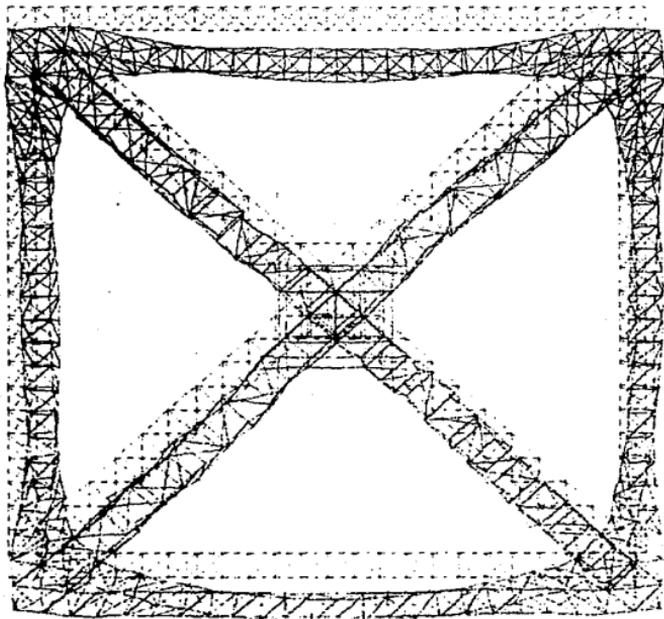


SAP90

FILE : Tesis2

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1
FIG. 13VISTA LATERAL DE LA
SUPERESTRUCTURA DEFORMADA
BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS
VERTICALES.



FILE : testis2

DEFORMED SHAPE

LOAD : 1

FIG. 14

VISTA EN PLANTA DE LA
SUPERESTRUCTURA DEFORMADA
BAJO LA ACCIÓN DE SISMO.

6) Diseño de los Elementos Propuestos.

Los listados anteriores muestran ya una selección de los elementos mecánicos críticos para cada sección propuesta, es por esta razón que no se encuentran incluidos todos los 1624 elementos integrantes de la estructura si no únicamente aquellos que serán sometidos a revisión.

6.1) Revisión de los Estados Límite por Desplazamientos:

6.1.1) La revisión de los estados límite por desplazamientos verticales se realizó de acuerdo a lo estipulado por el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal tomando una carga viva media (C.V.m) de 5 kg/m² para cubiertas con pendiente mayor de 5 %.

Las flechas máximas que se presentan en la estructura fueron calculadas por la máquina bajo las siguientes sollicitaciones: peso propio, peso propio mas carga muerta y peso propio mas carga muerta mas carga viva máxima, estas flechas se muestran a continuación en los puntos críticos del techado: (Figs. 12 y 13)

Nudo No.	D e s p l a z a m i e n t o s V e r t i c a l e s (c m)		
	P.P.	P.P.+C.M.	P.P.+C.M.+C.V.
9	10.6697	12.3913	16.0142
204	12.3913	14.3733	18.5466

El nudo No. 9 se localiza en el extremo de una de las armaduras principales (en el punta del volado) y el nudo No. 204 se localiza al centro del claro de una de las armaduras secundarias.

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, se tomará una carga viva media de 5 kg/m² teniendo que:

$$\begin{aligned} \text{Desp. (C.M.)} &= \text{Desp. (P.P.+C.M.)} - \text{Desp. (P.P.)} \\ \text{Desp. (C.V.)} &= \text{Desp. (P.P.+C.M.+C.V.)} - \text{Desp. (P.P.+C.M.)} \\ \text{Desp. (C.V.m)} &= \text{Desp. (C.V.)} \times 5 / 70 \\ \text{Desp. (C.M.+C.V.m)} &= \text{Desp. (C.M.)} + \text{Desp. (C.V.m)} \end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \text{Desp. (C.M.)} &= \text{Desplazamiento debido a la C.M.} \\ \text{Desp. (C.V.)} &= \text{Desplazamiento debido a la C.V.} \\ \text{Desp. (P.P.+C.M.)} &= \text{Desp. debido a P.P.+C.M.} \\ \text{Desp. (P.P.+C.M.+C.V.)} &= \text{Desp. debido a P.P.+C.M.+C.V.} \\ \text{Desp. (C.V.m)} &= \text{Desp. debido a la Carga Viva Media.} \\ \text{Desp. (C.M.+C.V.m)} &= \text{Desplazamiento diferido.} \end{aligned}$$

Para el nudo No. 9 se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Desp. (C.M.)} &= 12.3913 - 10.6697 = 1.7216 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.V.)} &= 16.0142 - 12.3913 = 3.6229 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.V.m)} &= 3.6229 \times 5 / 70 = 0.2588 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.M.+C.V.m)} &= 1.7216 + 0.2588 = 1.9804 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para el nudo No. 204 se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Desp. (C.M.)} &= 14.3733 - 12.3913 = 1.9820 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.V.)} &= 18.5466 - 14.3733 = 4.1733 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.V.m)} &= 4.1733 \times 5 / 70 = 0.2981 \text{ cm} \\ \text{Desp. (C.M.+C.V.m)} &= 1.9820 + 0.2981 = 2.2801 \text{ cm} \end{aligned}$$

Según la Fracción I del Artículo 184 del Capítulo II del Título Sexto del Reglamento para el D.F. se tiene que las flechas verticales permisibles no deben de exceder los siguientes valores (en centímetros):

$$\begin{aligned} \text{Para volados:} & \quad 2 \left(\left(L / 480 \right) + 0.3 \right) \\ \text{Para otros casos:} & \quad \left(L / 480 \right) + 0.3 \end{aligned}$$

Para las armaduras principales (doble voladizo) se tiene que calculando la distancia entre los nudos 9 y 20 (longitud del voladizo L):

$$L = \left(\left(X_2 - X_1 \right)^2 + \left(Y_2 - Y_1 \right)^2 \right)^{1/2}$$

$$L = \left(\left(-2068 - 0 \right)^2 + \left(-2256 + 188 \right)^2 \right)^{1/2}$$

$$L = 2924.59 \text{ cm}$$

$$\text{Desp.max.} = 2 \left(\left(2924.59 / 480 \right) + 0.3 \right)$$

$$\text{Desp.max.} = 12.79 \text{ cm}$$

$$\text{Desp. (C.M.+C.V.m)} = 1.9804 \text{ cm}$$

Como:

$$\text{Desp. (C.M.+C.V.m)} < \text{Desp.max.} \quad \text{Si Cumple.}$$

Para las armaduras secundarias (simplemente apoyadas) se tiene que la distancia entre los nudos 193 y 215 es de $L = 4512 \text{ cm}$.

$$\text{Desp.max.} = \left(4512 / 480 \right) + 0.3$$

$$\text{Desp.max.} = 9.70 \text{ cm}$$

$$\text{Desp. (C.M.+C.V.m)} = 2.2801 \text{ cm}$$

Como:

$$\text{Desp. (C.M.+C.V.m)} < \text{Desp.max.} \quad \text{Si Cumple.}$$

Cabe hacer notar que los cálculos de los desplazamientos máximos verticales que presentará la estructura durante su vida útil y que fueron comparados con los máximos permisibles que marca el reglamento, no consideran las deformaciones provocadas por el peso propio de la estructura. La razón de esta omisión en los cálculos es que estas deformaciones causadas por el peso propio serán absorbidas por las contraflechas que se les darán a las armaduras durante su fabricación.

6.1.2) Para los desplazamientos debidos a fuerzas horizontales el Reglamento de Construcciones para el D.F. (en el mismo artículo, fracción II) marca como estado límite de servicio una deflexión lateral entre dos niveles sucesivos de la estructura igual a la altura del entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones. El artículo 209 del mismo documento establece que "Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas constantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo ..."

De los resultados de la computadora al analizar la estructura bajo la acción de sismo se registraron los siguientes desplazamientos horizontales (en la parte superior de las columnas): (Fig. 14)

Nudo No.	Desplazamiento en la dirección x-x (cm)
20	0.4873
21	0.4550
44	0.5157
45	0.4874
Promedio	0.4864

Debido a la premura de tiempo disponible para realizar el proyecto estructural, los desplazamientos calculados por la máquina se efectuaron considerando las siguientes propiedades para las secciones compuestas de las columnas:

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 2175460 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a lo estipulado en la publicación No. 4 del Volumen 16 del Cuarto Trimestre de 1979 de la revista de Ingeniería publicada por el A.I.S.C. y conforme se muestra en el punto 6.2.4 (Revisión de Secciones Compuestas) de este trabajo, los desplazamientos horizontales debieron de calcularse con las propiedades para Secciones Compuestas que se indican a continuación:

$$Em = 3420712 \text{ kg/cm}^2$$

$$Is = 1232430 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, para obtener el desplazamiento real que tendrá la estructura bajo la sollicitación de sismo, bastará con multiplicar el desplazamiento obtenido por la computadora por el factor que resulta de dividir:

$$(Es \times I) / (Em \times Is) = (2100000 \times 2175460) / (3420712 \times 1232430)$$

$$(Es \times I) / (Em \times Is) = 1.0837$$

Teniendo entonces que el desplazamiento promedio real será:

$$\text{Desp.Prom.Real} = 1.0837 \times 0.4864 = 0.5271 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo permisible Según la Fracción II del Artículo 184 del Capítulo II del Título Sexto del Reglamento para el D.F. es de:

$$\text{Desp.max.} = H / 500$$

Si la altura promedio del techado es $H = 1100 \text{ cm}$

$$\text{Desp.max.} = 1100 / 500$$

$$\text{Desp.max.} = 2.20 \text{ cm}$$

Como:

$$\text{Desp.Prom.Real} = 0.5271 \text{ cm} < \text{Desp.max.} = 2.20 \text{ cm} \quad \text{Si Cumple.}$$

Según lo estipulado en el artículo 209 del mismo documento se tiene que:

$$\text{Desp.max.relative} = 0.006$$

En la estructura se tiene:

$$\text{Desp.relative} = (\text{Promedio} / H) \times Q$$

$$\text{Desp.relative} = (0.5271 / 1250) \times 3$$

$$\text{Desp.relative} = 0.001265$$

Como:

$$\text{Desp.relative} = 0.001265 < \text{Desp.max.relative} = 0.006 \text{ Si Cumple}$$

6.2) Revisión de las Secciones Sometidas a Carga Axial y Flexión:

Para la revisión de los elementos propuestos se seguirá el procedimiento de esfuerzos permISIBLES planteado en las secciones 1.5 (Esfuerzos Permisibles) y 1.6 (Esfuerzos Convinados) del Manual de Construcción en Acero del Instituto Americano de Construcción en Acero (A.I.S.C. I.M.C.).

A continuación se muestran los principales puntos especificados en este manual. Cabe hacer notar que las unidades empleadas deberán de estar en el sistema inglés.

"SECCION 1.5 ESFUERZOS PERMISIBLES

1.5.1 Acero Estructural

1.5.1.1 Tensión

El esfuerzo a tensión F_t no debe exceder de $0.60F_y$.

1.5.1.2 Cortante

El esfuerzo debido a cortante F_v no debe exceder de $0.40F_y$.

1.5.1.3 Compresión

1.5.1.3.1 El esfuerzo permisible debido a compresión axial F_a es:

Si $K1/r < Cc$:

$$F_a = (1 - (K1/r)^2 / (2(Cc)^2)) F_y / (5/3 + 3(K1/r)^3 / (8Cc)^3) \quad (1.5-1)$$

Donde:

$$Cc = (2(3.1416)^2 E / F_y)^{1/2}$$

Si $K1/r > Cc$:

$$F_a = 12(3.1416)^2 E / (23(K1/r)^2) \quad (1.5-2)$$

1.5.1.4 Flexión

El esfuerzo de tensión y compresión en las fibras extremas de las secciones formadas en caliente o armadas en frío con un plano de simetría y cargadas en ese mismo plano que cumplen los requisitos de secciones compactas podrán tener un esfuerzo admisible a la flexión de:

$$F_b = 0.66F_y$$

Para considerar a una sección como compacta, deberá satisfacer los siguientes requisitos:

1. Los patines deberán de estar conectados en forma continua al alma o almas.
2. La relación ancho/espesor de las secciones no atiesadas de los patines en compresión no debe exceder:

$$65 / (F_y)^{1/2}$$

3. La relación ancho/espesor de las secciones atiesadas de los patines en compresión no debe exceder:

$$190 / (F_y)^{1/2}$$

4. La relación ancho/espesor del alma o almas no deben de exceder el valor aplicable:

Cuando $f_a / F_y < 0.16$:

$$d/t = 640 / (F_y)^{1/2} (1 - 3.74 f_a / F_y) \quad (1.5-4a)$$

Cuando $f_a / F_y > 0.16$:

$$d/t = 257 / (F_y)^{1/2} \quad (1.5-4b)$$

5. La longitud lateralmente soportada del patín en compresión de todas las secciones a excepción de circulares o en cajón no debe de exceder de:

$$76bf / (F_y)^{1/2} \quad \text{o} \quad 20000 / ((d/A_f) F_y)$$

Donde:

bf = ancho de patín en pulgadas.

Af = área del patín en compresión en pulgadas cuadradas.

6. La longitud lateralmente soportada para una sección cajón cuyo peralte no excede su ancho en mas de seis y que el espesor de sus patines no es mayor que dos veces el espesor de las almas no debe exceder de:

$$(1950 + 1200 M_1/M_2) b / F_y$$

Donde:

M1 = Menor de los momentos en los extremos del elemento.

M2 = Mayor de los momentos en los extremos del elemento.

7. La relación espesor/diámetro de una sección circular hueca no debe ser mayor que:

$$3300 / F_y$$

SECCIÓN 1.6 ESFUERZOS COMBINADOS

1.6.1 Compresión Axial y Flexión

Los elementos sometidos a esfuerzos de compresión axial y flexión combinados, deberán de dimensionarse de tal manera que satisfagan los siguientes requisitos:

Si $f_a/F_a > 0.15$:

$$f_a/F_a + C_m x f_{bx} / ((1 - f_a/F'_{ex}) F_{bx}) + C_m y f_{by} / ((1 - f_a/F'_{ey}) F_{by}) \leq 1.0 \quad (1.6-1a)$$

$$F'_e = 12(3.1416)^2 E / 23(Kl/r)^2$$

$$C_m = 0.85$$

$$f_a / 0.60 F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \leq 1.0 \quad (1.6-1b)$$

Si $f_a/F_a \leq 0.15$:

$$f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} \leq 1.0 \quad (1.6-2)''$$

Para la condición de carga de la estructura bajo la acción de Peso Propio + Carga Muerta + Carga Viva reducida + Sismo, la resistencia de los elementos se incrementó en un tercio multiplicando el esfuerzo crítico de Euler (F'_e) por 1.3333 conforme se indica en la sección 1.5.6 del manual de Construcción en Acero del A.I.S.C.

6.2.1) Revisión de los Elementos de las Armaduras Principales y Secundarias sometidas a Flexo-Compresión:

Esta revisión se realizó con la ayuda de un programa para computadora que pide como datos de entrada la geometría de la sección, sus propiedades mecánicas, su longitud, fuerzas y momentos actuantes y tipo de sollicitación (gravitacional o sísmica) a que se somete la estructura. Los datos de salida son: revisión de compacidad y revisión de la sección bajo la acción de esfuerzos combinados conforme al reglamento del Instituto Americano de Construcción en Acero (A.I.S.C.).

Estas revisiones de los elementos sometidos a flexo-compresión que componen las cuerdas inferiores de las armaduras principales y las superiores de las secundarias así como los montantes sometidos a compresión, se muestran a continuación.

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

70

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo I Elemento Número 22

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
t_f = 3.81 cm
t_w = 1.59 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
F_y = 2530 kg/cm²
I_x = 40961.88 cm⁴
I_y = 17152.5 cm⁴
A = 264.1842 cm²
r_x = 12.45192 cm
r_y = 8.057684 cm
L = 265.9 cm
K = 1
KL/r_x = 21.35413
KL/r_y = 32.99956

Solicitaciones:

(P.P + C.M. + C.V.)

P = 203661.7 kg
M_x = 266234.3 kg x cm
M_y = 71904.3 kg x cm

Revisión de Compacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f \leq 65/(F_y)^{1/2}$
 $30 / 2 \times 3.81 \leq 65 / (2530)^{1/2}$
3.937003 < 10.83333 O.K.

c) Aplicable solamente a secciones cajón.

d) Si $f_a/F_y > 0.16$:
 $d/t_w \leq 257/(F_y)^{1/2}$
Si $f_a/F_y \leq 0.16$:
 $d/t_w \leq (640/(F_y)^{1/2}) * (1 - 3.74(f_a/F_y))$

$f_a/F_y = .3047067$
18.86792 < 42.83333 O.K.

e) El patín en compresión deberá estar soportado lateralmente una distancia menor o igual que L

$L_c = 76 \times b / (F_y)^{1/2}$
 $L_c = 380 \text{ cm} > L = 265.9 \text{ cm}$ O.K.

La sección es compacta.

$F_b = 0.66 F_y = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$

C_c = 128.0013

f_a = 770.908 kg/cm²

F_a = 1388.78 kg/cm²

f_a/F_a = .5 < 1.0

f_b = 97.49344 kg/cm²

C_mx = 0.85

F_e'_x = 23714.22 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = .6410962 < 1.0

Ecuación (1.6-1b) = .6038886 < 1.0

C_my = 0.85

F_e'_y = 9930.159 kg/cm²

O.K.

O.K.

f_by = 62.88091 kg/cm²

=====

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo 2 Elemento Número 21

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
tf = 1.91 cm
tw = .95 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
Fy = 2530 kg/cm²
Ix = 24061.61 cm⁴
Iy = 8596.87 cm⁴
A = 139.471 cm²
rx = 13.13471 cm
ry = 7.851059 cm
L = 265.9 cm
K = 1
KL/rx = 20.24408
KL/ry = 33.86804

Solicitaciones:

(P.P. + C.M. + C.V.)

P = 190710.8 kg
Mx = 253245.2 kg x cm
My = 147126.8 kg x cm

Revisión de Capacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f \leq 65/(F_y)^{1/2}$
 $30 / 2 \times 1.91 \leq (65 / (25.3)^{1/2}$
 $7.833402 \leq 10.83333$ O.K.

c) Aplicable solamente a secciones cajón.

d) Si $f_a/F_y > 0.16$:
 $d/t_w \leq 257/(F_y)^{1/2}$
Si $f_a/F_y \leq 0.16$:
 $d/t_w \leq (640 / (F_y)^{1/2}) * (1 - 0.74 (f_a / F_y))$

$f_a/F_y = .5404692$
 $31.57895 \leq 42.83333$ O.K.

e) El patín en compresión deberá estar soportado lateralmente una distancia menor o igual que Lc.
Lc = $76 \times b / (F_y)^{1/2}$
Lc = 380 cm > L = 265.9 cm O.K.

La sección es compacta.

Fb = 0.66 Fy = 1669.8 kg/cm²

Cc = 128.0013
fa = 1367.387 kg/cm²
Fa = 1384.371 kg/cm²
Fa/Fa = .9 < 1.0 O.K.

fbx = 157.873 kg/cm² fby = 256.7273 kg/cm²
Cmx = 0.85 CMy = 0.85
Fe'x = 26026.18 kg/cm² Fe'y = 9427.400 kg/cm²
Ecuación (1.6-1a) = 1.225344 > 1.0 No pasa.

=====

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo 2 Elemento Número 21

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
tf = 1.91 cm
tw = 1.27 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
Fy = 2530 kg/cm²
Ix = 24540.1 cm⁴
Iy = 8599.469 cm⁴
A = 147.8486 cm²
rx = 12.88337 cm
ry = 7.626534 cm
L = 265.9 cm
K = 1
KL/rx = 20.63901
KL/ry = 34.86512

Solicitaciones:

(P.P + C.M. + C.V.)

P = 190710.8 kg
Mx = 253245.2 kg x cm
My = 147126.8 kg x cm

Revisión de Compacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f \leq (25/(F_y))^{1/2}$
 $30 / 2 \times 1.91 \leq (65/(36))^{1/2}$
7.833403 < 10.83333 O.K.

c) Aplicable solamente a secciones cajón.

d) Si $f_a/F_y > 0.16$:
 $d/t_w \leq (257/(F_y))^{1/2}$
Si $f_a/F_y \leq 0.16$:
 $d/t_w \leq (640/(F_y)^{1/2}) * (1 - 3.74(f_a/F_y))$

$f_a/F_y = .5098443$
23.62205 < 42.83333 O.K.

e) El patín en compresión deberá estar soportado lateralmente una distancia menor o igual que Lc

$L_c = 76 \times b / (F_y)^{1/2}$
 $L_c = 390 \text{ cm} > L = 265.9 \text{ cm}$ O.K.

La sección es compacta.

$F_b = 0.66 F_y = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$

Cc = 123.0013

fa = 1227.906 kg/cm²

Fa = 1379.251 kg/cm²

fa/Fa = .9 < 1.0 O.K.

fbx = 154.7947 kg/cm²

Cmx = 0.25

Fe'x = 25286.03 kg/cm²

Eslación (1.6-1a) = 1.17104 > 1.0

Cmy = 0.65

Fe'y = 8395.905 kg/cm²

fby = 234.6496 kg/cm²

No pasa.

=====

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo 2 Elemento Número 21

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
tf = 2.54 cm
tw = .95 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
Fy = 2530 kg/cm²
Ix = 30036.45 cm⁴
Iy = 11431.78 cm⁴
A = 176.074 cm²
rx = 13.06101 cm
ry = 8.057668 cm
L = 265.9 cm
K = 1
KL/rx = 20.35831
KL/ry = 32.99962

Solicitaciones:

(P.P. + C.M. + C.V.)

P = 190710.8 kg
Mx = 253245.2 kg x cm
My = 147136.8 kg x cm

Revisión de Compacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f \leq 65/(F_y)^{1/2}$
 $30 / 2 \times 2.54 = 5.905512 < 10.83233$ O.K.

c) Aplicable solamente a secciones cajón.

d) Si $fa/F_y > 0.16$:
 $d/t_w \leq 257/(F_y)^{1/2}$
Si $fa/F_y \leq 0.16$:
 $d/t_w \leq (640/(F_y)^{1/2}) * (1 - 3.74(fa/F_y))$

$fa/F_y = .4281142$
 $21.57895 < 42.83333$ O.K.

e) El patín en compresión deberá estar soportado lateralmente a una distancia menor o igual que L_c
 $L_c = 76 \times b / (F_y)^{1/2}$
 $L_c = 380 \text{ cm} > L = 265.9 \text{ cm}$ O.K.

La sección es compacta.

$F_b = 0.66 F_y = 1669.8 \text{ kg/cm}^2$

$C_c = 123.0013$

$f_a = 1062.129 \text{ kg/cm}^2$

$F_a = 1388.78 \text{ kg/cm}^2$

$f_x/F_a = .7 < 1.0$ O.K.

$f_{bx} = 126.469 \text{ kg/cm}^2$

$C_{mx} = 0.85$

$F_e'x = 26090.9 \text{ kg/cm}^2$

Ecuación (1.6-1a) = .9573896 < 1.0 O.K.

Ecuación (1.6-1b) = .9048829 < 1.0 O.K.

$f_{by} = 198.0428 \text{ kg/cm}^2$

$C_{my} = 0.85$

$F_e'y = 9930.12 \text{ kg/cm}^2$

O.K.

O.K.

=====

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

74

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo 3 Elemento Número 18
Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
t_f = .95 cm
t_w = .61 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
F_y = 2530 kg/cm²
I_x = 13157.79 cm⁴
I_y = 4275.532 cm⁴
A = 74.141 cm²
r_x = 13.32178 cm
r_y = 7.593917 cm
L = 245.9 cm
K = 1
KL/r_x = 19.95979
KL/r_y = 35.01487

Solicitaciones:

(P.P + C.M. + C.V.)

P = 89034.72 kg
M_x = 172198.5 kg x cm
M_y = 110333.6 kg x cm

Revisión de Compacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f = (65 / (F_y)^{1/2}$
 $30 / 2 \times .95 = (65 / (35)^{1/2}$
15.78947 > 10.83333 No cumple.

La sección no es compacta.

F_b = 0.6 F_y = 1518 kg/cm²

C_c = 128.0013

f_a = 1203.824 kg/cm²

F_a = 1378.477 kg/cm²

f_a/F_a = .8 < 1.0 O.K.

f_b = 196.3078 kg/cm²

C_m = 0.85

F_e'_x = 27143.16 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = 1.237089 > 1.0

C_m = 0.85

F_e'_y = 8819.979 kg/cm²

f_b = 387.0874 kg/cm²

No pasa.

Revisión de Secciones Metálicas I
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

75

Ubicación del Elemento: Cuerda inferior de armadura principal
Sección Tipo 3 Elemento Número 18

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 30 cm
t_f = 1.27 cm
t_w = .61 cm

Propiedades de la Sección:

E = 210000 kg/cm²
F_y = 2520 kg/cm²
I_x = 16736.93 cm⁴
I_y = 5715.52 cm⁴
A = 92.95059 cm²
r_x = 13.43877 cm
r_y = 7.841548 cm
L_x = 265.9 cm
K = 1
KL/r_x = 19.78003
KL/r_y = 33.90912

Solicitaciones:

(P.P + C.M. + C.V.)

P = 89034.72 kg
M_x = 172198.5 kg x cm
M_y = 110233.8 kg x cm

Revisión de Capacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $t/2t_f \leq (65/(F_y))^{1/2}$
 $30 / 2 \times 1.27 \leq (65 / (25.2))^{1/2}$
11.81102 > 10.83333 No cumple.

La sección no es compacta.
F_b = 0.6 F_y = 1518 kg/cm²

C_c = 128.0913
F_a = 957.3715 kg/cm²
F_n = 1281.461 kg/cm²
F_a/F_n = .75 < 1.0
F_b = 152.2284 kg/cm²
C_m = 0.95

O.K.

C_m/C_b = 0.85

f_{by} = 287.5635 kg/cm²

F_{e'_x} = 27622 kg/cm² F_{e'_y} = 9404.578 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = .9513036 < 1.0 O.K.

Ecuación (1.6-1b) = .9231246 < 1.0 O.K.

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

Ubicación del Elemento: Montante sobre columnas
Sección Tipo 4 Elemento: Columna 114
Dimensiones de la Sección:

b = 20 cm
d = 25 cm
t_f = 1.91 cm
t_w = .93 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
F_y = 2530 kg/cm²
I_x = 16061.71 cm⁴
I_y = 8596.514 cm⁴
A = 124.721 cm²
r_x = 10.91898 cm
r_y = 7.988101 cm
L = 300 cm
K = 1
KL/r_x = 27.47534
KL/r_y = 37.55586

Solicitaciones:

(P.P. + C.M. + C.V.)

P = 69089.46 kg
M_x = 0 kg x cm
M_y = 0 kg x cm

Revisión de Capacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2t_f \leq 65/(F_y)^{1/2}$

$30 / 2 \times 1.91 \leq 65 / (25)^{1/2}$
7.852403 < 10.83333 O.K.

c) Aplicable solamente a secciones cajón.

d) Si $t_f/F_y > 0.16$:

$d/t_w \leq 257/(F_y)^{1/2}$

Si $t_f/F_y \leq 0.16$:

$d/t_w \leq (640/(F_y)^{1/2}) * (1 - 0.74(t_f/F_y))$

$t_f/F_y = .2027011$

26.21579 < 42.83333 J.K.

e) El patín en compresión deberá estar soportado

lateralmente una distancia menor o igual que L_c

$L_c = 76 \times b / (F_y)^{1/2}$

$L_c = 330 \text{ cm} > L = 300 \text{ cm}$ O.K.

La sección es compacta.

F_b = 0.66 F_y = 1669.8 kg/cm²

C_c = 128.0013

f_a = 512.8337 kg/cm²

F_a = 1345.128 kg/cm²

f_a/F_a = .3 < 1.0 O.K.

f_b = 0 kg/cm²

C_m = 0.85

F_{e₁} = 10006.73 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = .3756671 < 1.0 O.K.

Ecuación (1.6-1b) = .3370351 < 1.0 O.K.

f_by = 0 kg/cm²

C_my = 0.85

F_{e₁}y = 7666.602 kg/cm²

O.K.

O.K.

=====

Revisión de Secciones Metálicas '1'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.I.

77

Verificación del Elemento No. 5 contra el Armadura principal
Sección Tipo 5 Elemento Número 563

Dimensiones de la Sección:

b = 30 cm
d = 25 cm
t_f = 1.27 cm
t_w = .61 cm

Propiedades de la Sección:

E = 210000 kg/cm²
F_y = 2530 kg/cm²
I_x = 11213.49 cm⁴
I_y = 5715.425 cm⁴
A = 89.90059 cm²
r_x = 11.21804 cm
r_y = 7.973389 cm
L = 260 cm
K = 1
KL/r_x = 23.17696
KL/r_y = 32.60847

Solicitaciones:

(P.P + C.H. + C.V.)

P = 36293.13 kg
M_x = 0 kg x cm
M_y = 0 kg x cm

Verificación de Compacidad de la Sección:

Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

$b/2t_f = (65/(F_y))^{1/2}$
 $30 / 2 \times 1.27 = (65 / (25))^{1/2}$
11.81102 < 10.83333 No cumple.

La sección no es compacta.

F_b = 0.6 F_y = 1518 kg/cm²

C_c = 128.0013

f_a = 402.7029 kg/cm²

F_n = 1290.75 kg/cm²

f_a/F_a = .2 < 1.0

O.K.

f_a = 0 kg/cm²

f_o = 0 kg/cm²

C_m = 0.85

C_m = 0.85

F_e'_x = 20130.74 kg/cm²

F_e'_y = 16137.78 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = .290277 < 1.0

O.K.

Ecuación (1.6-1b) = .2697429 < 1.0

O.K.

=====

Revisión de Secciones Metálicas 'I'
Sometidas a Flexocompresión según A.I.S.C.

Ubicación del Elemento: Lente de Anillado principal
Sección Tipo 4 Elemento Número 559

Dimensiones de la Sección:

l₁ = 20 cm
d₁ = 25 cm
t₁ = .95 cm
l₂ = .61 cm

Propiedades de la Sección:

E = 2100000 kg/cm²
F_y = 2530 kg/cm²
I_x = 8873.115 cm⁴
I_y = 4275.437 cm⁴
A = 71.09101 cm²
r_x = 11.172 cm
r_y = 7.25502 cm
L = 220 cm
K = 1
KL/r_x = 19.6921
KL/r_y = 28.36872

Solicitaciones:

(P.P. + C.M. + C.V.)

P = 29070.56 kg
M_x = 0 kg x cm
M_y = 0 kg x cm

Revisión de Capacidad de la Sección:

a) Alma unida en forma continua a los patines. O.K.

b) $b/2L_f \leq 0.65 \sqrt{F_y}$ ^{1/2}
 $30 / 2 \times .95 \leq 0.65 \sqrt{36}$ ^{1/2}
15.73947 > 10.85933 No cumple.

La sección no es compacta.

$F_b = 0.6 F_y = 1518$ kg/cm²

C_c = 126.0013

f_a = 409.2017 kg/cm²

F_a = 1411.425 kg/cm²

f_a/F_a = .2 < 1.0

O.K.

f_b/F_b = 0 kg/cm²

f_b/F_b = 0 kg/cm²

C_mx = 0.85

C_my = 0.85

F_e'_x = 27886.15 kg/cm²

F_e'_y = 13436.71 kg/cm²

Ecuación (1.6-1a) = .2399086 < 1.0

O.K.

Ecuación (1.6-1b) = .2695664 < 1.0

O.K.

Sección Tipo 7 Elemento Número 108
Dimensiones de la Sección:

$b = 30$ cm
 $d = 30$ cm
 $t_f = 1.27$ cm
 $t_w = 1.27$ cm

Propiedades de la Sección:

$E = 210000$ kg/cm²
 $F_y = 2520$ kg/cm²
 $I_x = 16766.93$ cm⁴
 $I_y = 5715.52$ cm⁴
 $A = 92.95057$ cm²
 $r_x = 13.43877$ cm
 $r_y = 7.341548$ cm
 $L = 198$ cm
 $K = 1$
 $R_L/r_w = 13.93937$
 $R_L/r_x = 23.97486$

Solicitaciones:

(D.R. + D.M.) (C.V.)

$P_n = 15734.66$ kg
 $M_n = 26500.31$ kg x cm
 $M_y = 29092.9$ kg x cm

Verificación de Compacidad de la Sección:

El alma está en forma continua a los patines. O.K.

$b/2t_f \leq 65/(F_y)^{1/2}$

$30 / 2 \times 1.27 \leq 65 / (2520)^{1/2}$

$11.91102 \leq 10.03332$ No cumple.

La sección no es compacta.

$F_b \leq F_y = 2520$ kg/cm²

$C_x = 120.0010$

$S_x = 169.2792$ kg/cm²

$S_y = 1021.741$ kg/cm²

$r_{L/T} = 1.1 < 1.0$

O.K.

$C_b = 13.67741$ kg/cm²

$C_m = 0.85$

$F_b = 13.72770$ kg/cm²

Ecuación (1.6-2) = $1.0C_b C_m$ < 1.0

O.K.

O.K.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

6.2.2) Revisión de los Elementos de las Armaduras Principales y Secundarias sometidas a Flexo-Tensión

Estos elementos se revisarán mediante la ecuación de la "Ecuadría" que dice lo siguiente:

$$f = (P / A) + (M / I) \text{ y}$$

Los elementos que presentan los mayores elementos mecánicos para cada una de las secciones tipo son los que se muestran a continuación.

Sección	Elem.No.	P (kg)	Mx(kg*cm)	My(kg*cm)	f(kg/cm ²)
1	110	207179.62	279405.40	183851.83	1047.33
2	113	194272.89	270772.78	193145.85	1255.50
3	114	90958.39	181636.05	114774.90	1442.10
6	651	49881.29	0.00	0.00	701.66

Como se puede apreciar, en todos los casos el esfuerzo máximo de tensión f que se presenta en cada una de las secciones tipo es menor que el esfuerzo máximo permisible ($0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$) por lo que se concluye que las secciones propuestas son aceptables bajo esfuerzos de flexo-tensión.

Después de haber efectuado la revisión de los elementos que integran las armaduras de la superestructura que se encuentran sometidos a flexo-compresión o a flexo-tensión, podemos concluir que todos los elementos propuestos para la fabricación de la superestructura poseen las propiedades geométricas adecuadas a excepción de la sección tipo 3, que como se observó en las revisiones anteriores, no cumple los límites establecidos por el manual del A.I.S.C. por lo que sus dimensiones se aumentaron y pasará a ser sección tipo 7. Lo mismo ocurre con la sección tipo 2 que forma parte de las cuerdas de las armaduras principales cuyas dimensiones de su sección transversal quedaron finalmente como sigue:

b = 30 cm
d = 30 cm
tf = 2.54 cm
tw = 0.95 cm

6.2.3) Revisión de la Viga Metálica de Sección Cajón que Forma Junto con las Columnas un Marco Dúctil:

Sección Tipo 9 Elemento Número 9

Dimensiones de la Sección:

b = 35 cm
d = 100 cm
tf = 2.54 cm
tw = 1.59 cm

Propiedades de la sección:

E = 2100000 kg/cm²
Fy = 2530 kg/cm²
Ix = 648932.63 cm⁴
Iy = 78520.78 cm⁴
A = 479.6456 cm²
rx = 36.7824 cm
ry = 12.7948 cm
L = 146 cm
K = 0.65
KL/rx = 2.5800
KL/ry = 7.4171

Solicitaciones:

(P.P.+C.M.+C.V.red+Sismo)

P = 9664.47 kg
Mx = 7098141.51 kg x cm
My = 1739.37 kg x cm

Revisión de Compacidad de la Sección:

- a) Almas unidas en forma continua a los patines O.K.
b) Aplicable solo a secciones I o canal.
c)

$$\frac{b}{2tf} \leq \frac{190}{F_y} \quad \frac{1}{2}$$

$$14 < 31.67$$

- d) Si $fa/F_y > 0.16$:

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{257}{F_y} \quad \frac{1}{2}$$

Si $fa/F_y \leq 0.16$:

$$\frac{fa}{F_y} = 0.6567 \quad \frac{d}{tw} \leq \frac{640}{F_y} \quad \frac{1}{2} \quad \times (1-3.74(fa/F_y))$$

62.8931 > 42.83333

No Cumple.

La sección no es compacta.

$$\begin{aligned}
 F_b &= 0.6F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2 \\
 C_c &= 128.0013 \\
 f_a &= 20.1492 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_a &= 1495.9693 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_a/F_a &= 0.0135 \\
 f_{bx} &= 546.9090 \text{ kg/cm}^2 & f_{by} &= 0.3877 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{bx}/F_b &= 0.3603 & f_{by}/F_b &= 0.0003 \\
 \text{Ecuación (1.6-2)} &= 0.5105 < 1.0 & & \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

La sección es adecuada.

6.2.4) Revisión de las Columnas Tubulares de Acero Rellenas de Concreto (Secciones Compuestas):

De acuerdo con el artículo de la página 101 de la publicación No. 4 del Volumen 16 del Cuarto Trimestre de 1979 de la Revista de Ingeniería publicada por el A.I.S.C., una sección puede considerarse compuesta si cumple con la siguiente desigualdad:

$$A_s / (A_s + A_{cr} + A_{cc}) > 0.04$$

Donde:

A_s = Área de acero proporcionada por el perfil.
 A_{cr} = Área de acero proporcionada por el refuerzo longitudinal.
 A_{cc} = Área efectiva de concreto.

En nuestro caso:

$$A_s = 3.1416 \times ((D)^2 - (d)^2) / 4$$

Si:

$D = 120.00 \text{ cm}$
 $d = 116.19 \text{ cm}$
 $t = 1.905 \text{ cm}$
 D = Diámetro exterior.
 d = Diámetro interior.
 t = Espesor del tubo.
 La columna está reforzada con 12 vars No. 8
 (Área de una varilla del No. 8 = 5.07 cm²).

$$A_s = 706.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{cr} = 12 \times 5.07 = 60.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = (3.1416 \times d^2 / 4) - 60.84 = 10542.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s / (A_s + A_{cr} + A_{cc}) = 0.0625$$

Como: $0.0625 > 0.04$ Si es una sección compuesta.
 Los materiales deberán cumplir que:

$$210 \text{ kg/cm}^2 < f'_c < 560 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y < 3870 \text{ kg/cm}^2$$

En nuestro caso: $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Si cumple.

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Si cumple.}$$

El espesor del tubo deberá cumplir:

$$t \geq D (F_y / 8E)^{1/2}$$

En nuestro caso:

$$t \geq 120 (2530 / 8 \times 2100000)^{1/2}$$

$$t \geq 1.4726 \text{ cm}$$

Como:

$$t = 1.905 \text{ cm} \quad \text{Si cumple.}$$

Esfuerzos Permisibles:

El esfuerzo permisible debido a compresión F_a en el área de acero estructural de la sección compuesta, deberá ser determinado mediante las ecuaciones (1.5-1) o (1.5-2) utilizando un esfuerzo de fluencia modificado F_{my} , un radio de giro modificado r_m y un módulo de elasticidad modificado de la sección compuesta E_m .

La carga axial permisible de la columna deberá de tomarse igual al producto del área de acero proporcionada por el tubo A_s por el esfuerzo por compresión axial F_a .

Para secciones circulares huecas rellenas de concreto con F_y y $F_{cr} < 3870 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que:

$$F_{my} = F_y + (F_{cr} \times A_{cr} / A_s) + (0.85f'c \times A_{cc} / A_s)$$

$$E_m = 2100000 + 0.4E_c \times A_{cc} / A_s$$

$$r_m = r_s$$

En donde:

E_m = Módulo de Elasticidad Modificado.

E_c = Módulo de Elasticidad del concreto.

r_s = radio de giro de la sección de acero.

F_{cr} = límite de fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

Si:

$$E_c = 14000 \times (f'c)^{1/2} = 14000 \times (250)^{1/2} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_{cr} = 60.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 706.77 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{cc} = 10542.15 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$F_{my} = 2530 + (4200 \times 60.8 / 706.77) + (0.85 \times 250 \times 10542.15 / 706.77)$$

$$F_{my} = 6060.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 2100000 + 0.4 \times 221359 \times 10542.15 / 706.77$$

$$E_m = 3420712 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_m = r_s = (I_s / A_s)^{1/2}$$

La inercia de la sección circular hueca de acero es:

$$I_s = 3.1416 \times (D^4 - d^4) / 64 = 3.1416 \times ((120)^4 - (116.19)^4) / 64$$

$$I_s = 1232430.37 \text{ cm}^4$$

$$r_m = (1232430.37 / 706.77)^{1/2}$$

$$r_m = 41.7582 \text{ cm}$$

Para las columnas de nuestra estructura:

$$K = 1.2$$

$$l = 950 \text{ cm}$$

$$Kl/r_m = 1.2 \times 950 / 41.7582$$

$$Kl/r_m = 27.30$$

$$C_c = 3.1416 (2E_m / F_{my})^{1/2}$$

$$C_c = 3.1416 (2(3420712) / 6060.95)^{1/2}$$

$$C_c = 105.5487$$

Como:

$Kl/r_m < C_c$, se utilizará la ecuación 1.5-1 del manual de construcción en acero del A.I.S.C.

$$F_a = (1 - (Kl/r_m)^2 / (2C_c)) F_{my} / (5/3 + 3(Kl/r_m)^3 / (8C_c) - (Kl/r_m)^3 / (8C_c)) \quad (1.5-1)$$

Substituyendo valores tenemos:

$$F_a = 3325.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = A_s \times F_a = 706.77 \times 3325.70$$

$$P_a = 2350505 \text{ kg}$$

Para elementos compuestos sometidos a flexocompresión, el esfuerzo permisible debido a flexión será:

$$F_b = 0.75F_y$$

Los elementos de sección compuesta sometidos a flexocompresión, deberán de satisfacer la siguiente expresión:

$$\left(\frac{f_a}{F_a} \right)^2 + \left(\frac{C_{mx}}{1 - (f_a/F'_{ex})} \right) \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \left(\frac{C_{my}}{1 - (f_a/F'_{ey})} \right) \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (E)$$

En donde los términos:

$$C_{mx} / (1 - (f_a/F'_{ex}))$$

y

$$C_{my} / (1 - (f_a/F'_{ey}))$$

deben tomarse mayores que 1.0

Para poder aplicar la ecuación (E) deberá de utilizarse un módulo de sección modificado S_m que se calculará de la siguiente manera:

$$S_m = S_{sc} + (1/3) A_{cr} (h - 2C_r) F_{cr} / F_y + ((h/2) - (A_w \times F_y) / 1.71' c(h)) A_w \quad (F)$$

En donde:

S_{sc} = Módulo de sección elástico de la sección tubular.

h_2 = Espesor total de la sección compuesta en el plano paralelo a la flexión.

h_1 = Espesor total de la sección compuesta en el plano perpendicular a la flexión.

C_r = Distancia promedio de la cara en compresión al refuerzo longitudinal en esa cara y de la cara en tensión a su

respectivo refuerzo longitudinal.
 $A_w = 0.00$ (Para secciones tubulares).

El esfuerzo crítico de Euler dividido entre un Factor de Seguridad de 23/12 queda expresado como:

$$F'e = (12 / 23) \times (3.1416)^2 \times E_m / (K_l / r_m)^2$$

Donde:

K = Coeficiente de longitud efectiva.
 l = Longitud del elemento no soportada lateralmente.

Como último requisito para las secciones tubulares rellenas de concreto se tiene:

$$((0.85f'c \times Acc) / (A_s \times F_{my})) \times (P_a / A_{bc}) \leq 0.75f'c$$

En donde:

P_a = Carga admisible de compresión axial.
 A_{bc} = Área de contacto entre el acero y el concreto.

a) Se analizará en primer lugar, una de las columnas tipo bajo la acción de cargas gravitacionales:

De los resultados obtenidos por la computadora al someter a la estructura bajo la acción de P.P.+C.M.+C.V. podemos observar que los resultados de los cuatro apoyos son iguales, el elemento 2 posee los siguientes elementos mecánicos y carga axial:

Carga Axial = 114942.60 kg
 $M(X) = 1987918.76$ kg x cm
 $M(Y) = 0.00$ kg x cm

$f_a = 114942.60 / 706.77$
 $f_a = 162.6308$ kg/cm²
 $f_a / F_a = 162.6308 / 3325.70$
 $f_a / F_a = 0.0489 < 0.15$

Por lo tanto se utilizará la ecuación 1.6-2:

$$f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \leq 1.0$$

$$f_{bx} = M_x / s_{mx}$$

$$f_{by} = M_y / s_{my}$$

Como se trata de una sección circular, $s_{mx} = s_{my} = s_m$

Para utilizar la ecuación (F) se tiene:

$$S_{sc} = I_s / y = 1232430.37 / 60$$

$$S_{sc} = 20540.51 \text{ cm}^3$$

$$A_{cr} = 60.84 \text{ cm}^2$$

$$h_2 = h_1 = 120 \text{ cm}$$

$$C_r = 18.10 \text{ cm}$$

$$A_w = 0.00$$

Substituyendo en la ecuación (F):

$$S_m = 20540.51 + (1/3)60.84(120 - 2(18.1))4200/2530$$

$$S_m = 1235251.62 \text{ cm}^3$$

$$f_{bx} = 1987918.76 / 1235251.62$$

$$f_{bx} = 1.6093 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 0.00 / 1235251.62$$

$$f_{by} = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$F'ex = F'ey = F'e$ Dado que la sección es circular.

$$F'e = (12 / 23) \times (3.1416)^2 \times 3420712 / (27.30)^2$$

$$F'e = 23634.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 2530$$

$$F_b = 1897.50 \text{ kg/cm}^2$$

Como el término:

$C_m / (1 - (f_a / F'e)) < 1.0$, de acuerdo con lo preestablecido en las normas para secciones compuestas, en este caso tomará el valor de 1.0

Substituyendo los valores en la ecuación (E) se tiene que:

$$(162.63 / 3325.7)^2 + (1.61 / 1897.5) + (0.00 / 1897.5) < 1.0$$

$$0.0032 < 1.0 \quad \text{Por lo tanto, si cumple.}$$

b) Ahora se analizará una de las columnas tipo bajo la acción de cargas gravitacionales y sismo:

De los resultados obtenidos por la computadora al someter a la estructura bajo la acción de P.P.+C.M.+C.V.+SISMO podemos observar que de los cuatro apoyos, el elemento 1 es el que posee los elementos mecánicos y carga axial de mayor magnitud:

$$\text{Carga Axial} = 191523.36 \text{ kg}$$

$$M(X) = 3227544.62 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$M(Y) = 11554174.66 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$f_a = 191523.36 / 706.77$$

$$f_a = 270.9840 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a / F_a = 270.9840 / 3325.70$$

$$f_a / F_a = 0.0815 < 0.15$$

Por lo tanto se utilizará la ecuación 1.6-2:

$$f_a/F_a + f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} \leq 1.0$$

$$f_{bx} = M_x / s_{mx}$$

$$f_{by} = M_y / s_{my}$$

$$s_m = 1235251.62 \text{ cm}^3$$

$$f_{bx} = 3227544.62 / 1235251.62$$

$$f_{bx} = 2.6129 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 11554174.66 / 1235251.62$$

$$f_{by} = 9.3537 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'e = 23634.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1897.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_m / (1 - (f_a / F'e)) = 1.0$$

Substituyendo los valores en la ecuación (E) se tiene que:

$$(270.98 / 3325.7)^2 + (2.61 / 1897.5) + (9.35 / 1897.5) < 1.0$$

$$0.0878 < 1.0 \quad \text{Por lo tanto cumple.}$$

Como último requisito, se deberá de cumplir que:

$$((0.85f'_c \times Acc) / (A_s \times F_{my})) \times (P_a / A_{bc}) \leq 0.75f'_c$$

Si:

$$A_{bc} = 3.1416 \times d^2 / 4 = 3.1416 (116.19)^2 / 4$$

$$A_{bc} = 10602.97 \text{ cm}^2$$

$$((0.85 \times 250 \times 10542.15) / (706.77 \times 6060.95)) \times (2350505 / 10602.97) \leq 0.75f'_c$$

$$115.93 < 187.5 \quad \text{Por lo tanto, si cumple.}$$

Se puede afirmar que las características geométricas y mecánicas de las columnas propuestas para sustentar la estructura, son adecuadas y cumplen con las normas de diseño de secciones compuestas del A.I.S.C.

IV. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

1) Descripción del Proyecto Estructural.

Siguiendo las recomendaciones marcadas en los puntos 8.4 y 8.5 del estudio de mecánica de suelos realizado con fecha del 7 de mayo de 1987 y cuya copia se anexa en este trabajo, se diseñó un cajón de cimentación hueco de concreto reforzado con dimensiones en planta de 14.0 m por lado y 3.0 m de altura estructurado interiormente con 4 muros de 25 cm de espesor colocados en forma de "gato", un muro perimetral de 30 cm de espesor, una losa inferior de 30 cm de espesor y una losa superior de 15 cm de espesor que formaría parte del piso de las salas de lectura de la biblioteca.

Todos los elementos descritos anteriormente se construirán con concreto y estarán armados con doble parrilla a excepción de la losa superior que tendrá únicamente parrilla baja y bastones altos.

En los puntos intermedios de las intersecciones de los muros interiores se construirán cuatro dados también de concreto reforzado de sección transversal cuadrada de 1.80 m por lado y con la misma altura que el cajón de cimentación. En estos dados se empotrarán las columnas de sección compuesta.

Esta cimentación será del tipo compensada, es decir que la sobrecarga debida al peso de la estructura completa, deberá ser igual al peso del volumen de material desalojado por el cajón de cimentación. De esta manera se logra que el terreno en el que se apoyará no sufra hundimientos de consideración durante la vida útil del techado. (Figs. 15, 16, 17 y 18)

2) Consideraciones para el análisis.

2.1) Cargas:

Las cargas consideradas en el análisis estructural de la cimentación fueron las siguientes:

Zona de lectura.

Piso	120 kg/m ²
Carga de Reglamento	40 kg/m ²
Carga Muerta	160 kg/m ²
Carga Viva	350 kg/m ²
Carga Viva Reducida	250 kg/m ²
C.M.+C.V.	510 kg/m ²
C.M.+C.V.red	410 kg/m ²

La carga muerta especificada anteriormente, no toma en cuenta el peso propio de la losa dado que éste, es calculado por la máquina.

La "Carga de Reglamento" es la especificada en el Reglamento de Construcción vigente en el Capítulo IV, Artículo 197. Las cargas vivas fueron tomadas del Capítulo V, Artículo 199, Fracción V.

2.2) Materiales:

Los materiales utilizados en la construcción de la subestructura deberán cumplir con las siguientes características:

Concreto	$f'c = 250$ kg/cm ²
Acero de refuerzo (excepto en alambrrón)	$Fy = 4200$ kg/cm ²
Acero en Alambrrón	$Fy = 2530$ kg/cm ²

3) Entrada de Datos:

Para el diseño de la cimentación, fue necesario "correr" el SAP 80 bajo las siguientes condiciones de carga: fuerzas gravitacionales

(P.P. + C.M. + C.V.) y fuerzas sísmicas (P.P. + C.M. + C.V. + SISMO), estas dos condiciones se lograron fácilmente al introducir en los datos de entrada las reacciones que sobre la cimentación de carga la superestructura bajo estos dos tipos de solicitaciones.

El cajón de cimentación se idealizó mediante un modelo matemático formado por placas homogéneas e isotrópicas con las propiedades del concreto y con las dimensiones antes descritas.

El programa supone que la estructura se encuentra apoyada sobre una cama de resortes elásticos con una constante "K" común a todos ellos, que simula el comportamiento del subsuelo al permitir deformaciones de distinta magnitud dependiendo de la carga que actúa sobre cada uno de los resortes. Del estudio de mecánica de suelos, se obtuvo un valor de la constante de los resortes $K = 0.8 \text{ kg/cm}^3$, este valor se consideró el adecuado para simular el comportamiento del subsuelo muestreado.

El modelo matemático provee resortes en cada nudo con una constante "K" equivalente al área tributaria de cada nudo y suponiendo inicialmente un comportamiento de la placa que representa a la losa inferior de cimentación como infinitamente rígida.

El cálculo demostró que esta hipótesis se cumple con gran aproximación en la realidad, por lo que no se justificó el hacer ajustes posteriores. (Figs. 19 a 21).

Al observar la estructura de la cimentación en planta (Fig. 16) nos damos cuenta que se encuentra formada por doce placas unidas entre sí para dar continuidad a toda la superficie de contacto del cajón. En cada una de las intersecciones de las líneas de contorno de las placas así como en las esquinas del cajón se colocó un resorte de constante "K" que se multiplicó por su área tributaria correspondiente para obtener de esta manera una constante que equivaldría a colocar un sistema de resortes de constante "K" bajo todos y cada uno de los puntos de contacto entre cimentación y terreno.

Estos son los valores que aparecen en la entrada de datos del programa contenidos en el bloque SPRINGS.

A continuación se presenta el listado de la entrada de datos para el diseño de la subestructura bajo los dos tipos de cargas.

PLAN DE CIMENTACION PARA SOPORTAR LA CUBIERTA DE UN EDIFICIO COLONIAL (EHR)

 ANALISIS BAJO CARGAS VERTICALES Y SISMICAS 130889

 DIMENSIONES: PISO = 10.00 x 7.00. CARGA REG. = 40KZ/M². C. V. = 350KZ/M²

NUDOS DE LA LOSA INFERIOR

X=0.00 Y=0.00 Z=0.00

Y=512.0
Y=888.0
Y=1400.0

X=512.0

X=888.0

X=1400.0

X=700.0

X=888.0

X=888.0

X=0.00

Y=700.0
Y=512.0
Y=700.0
Y=888.0
Y=700.0

F=1, 3, 3, 4, 1

NUDOS DE LA LOSA SUPERIOR

V=0.00 Z=300.0

Y=512.0
Y=888.0
Y=1400.0
Y=0.00

X=512.0

X=888.0

X=1400.0

X=700.0

X=888.0

X=888.0

Y=700.0
Y=512.0
Y=700.0
Y=888.0
Y=700.0

F=22, 3, 3, 4, 1

RESTRAINTS

4 13 1

R=1, 0, 0, 0, 0, 0

R=0, 1, 0, 0, 0, 0

: RESTRINGE EN DO GRAD. DE LIB. ESTABILIDAD

: RESTRINGE EN DO GRAD. DE LIB. ESTABILIDAD

SPRINGS

SEGUN EL ESTUDO DE MECANICA DE SUELOS K=0.6 KZ/CM²

4 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

6 4 4

K=0.0024

K=0.0027

: INCLUDE SPRINGS DE 510 KZ/CM² (C.V. + C.V.)

NO.	COORDENADAS	TIPO	VALOR
1	0,00 0,00	1	0.0024
2	512,00 0,00	1	0.0024
3	888,00 0,00	1	0.0024
4	1400,00 0,00	1	0.0024
5	0,00 512,00	1	0.0024
6	0,00 888,00	1	0.0024
7	0,00 1400,00	1	0.0024
8	512,00 512,00	1	0.0024
9	512,00 888,00	1	0.0024
10	512,00 1400,00	1	0.0024
11	888,00 512,00	1	0.0024
12	888,00 888,00	1	0.0024
13	888,00 1400,00	1	0.0024
14	1400,00 512,00	1	0.0024
15	1400,00 888,00	1	0.0024
16	1400,00 1400,00	1	0.0024
17	0,00 0,00	2	0.0027
18	512,00 0,00	2	0.0027
19	888,00 0,00	2	0.0027
20	1400,00 0,00	2	0.0027
21	0,00 512,00	2	0.0027
22	0,00 888,00	2	0.0027
23	0,00 1400,00	2	0.0027
24	512,00 512,00	2	0.0027
25	512,00 888,00	2	0.0027
26	512,00 1400,00	2	0.0027
27	888,00 512,00	2	0.0027
28	888,00 888,00	2	0.0027
29	888,00 1400,00	2	0.0027
30	1400,00 512,00	2	0.0027
31	1400,00 888,00	2	0.0027
32	1400,00 1400,00	2	0.0027

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR
AV. VOLCAN 120 MEXICO 10, D. F. MEXICO

TELEFONOS 540-48-29
520-57-44
520-44-08

E - 006 - 07 - MAYO - 87

ESTUDIO DEL SUBSUELO
BIBLIOTECA DE MEXICO
CIUDADELA , D.F.

1.0 ANTECEDENTES

La Secretaría de Educación Pública proyecta habilitar el edificio actual de la Ciudadela en la calle de Balderas de esta Ciudad para destinarlo a biblioteca pública .

El proyecto incluye el techado de la parte central del edificio cubriendo varios patios en una área de 110 x 110 mts, todo apoyado en cuatro grupos de cuatro columnas .

El Arq. Abraham Zabudovsky encargó al Dr. Pablo Girault el hacer este estudio del subsuelo para diseñar la cimentación idónea desde el punto de vista de funcionamiento y el económico, así como, para escoger el tipo de estructuración para el techo. más apropiado desde el punto de vista del subsuelo .

$$K = 0.8 \text{ Kg/cm}^3$$

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

2.0 CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO

El edificio en planta es casi un cuadrado de 170 mts. de lado, con cuatro patios cuadrados arreglados simétricamente, de 38 mts. de lado. Los muros son de mampostería con espesores muy grandes y ventanas pequeñas.

El edificio es muy antiguo y se considera monumento colonial. Su cimentación es por superficie y no contiene varilla de acero de refuerzo ni en sus muros, ni en su cimentación.

Por su peso sufrió hundimiento de varias decenas de centímetros pero ha llegado ya a un equilibrio debido a su gran edad y se considera que actualmente sus hundimientos, con respecto al terreno natural, son despreciables.

A simple vista se observan hundimientos diferenciales importantes, los cuales han producido grietas en sus muros, con inclinaciones de 45° y 90°, en numerosos lugares. Se han reparado los muros en varias ocasiones y acondicionado los cuartos para biblioteca, escuelas de distintos tipos etc.

El techo original es de vigas de madera con bóveda plana de ladrillo pero ya existen techos modernos en ciertas áreas del edificio.

El edificio es de un piso con cerca de ocho metros de altura.

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

3.0 HUEVO PROYECTO

Para aprovechar el área de los patios se techará toda la parte central del edificio según se indica en la Fig. No. 1

Las dimensiones aproximadas del techo serán de 110 por 110 mts ; este techo se apoyará en cuatro puntos con claros de 65 mts en dos direcciones, con ménsulas de 22 mts.

El techo será muy ligero y a base de armaduras de acero de gran peralte, con plafond bajo la cuerda inferior . Cada apoyo consistirá en cuatro columnas separadas a 4.40 mts entre sí, ver Fig. No 1 ; y localizadas al centro de los patios. El peso total estimado, preliminarmente, para el techo, es de tres mil toneladas, por lo que cada apoyo cargará 750 toneladas aproximadamente.

Dentro del edificio actual se proyecta un mezzanine muy ligero en cerca de la mitad del área del edificio; en esta zona que quedará de dos pisos, habrá, o bien aulas en dos pisos, o áreas de biblioteca con libreros y mesas de lectura.

Según los arquitectos los libreros tendrán 1.80 mts de altura y habrá pasillos de 60 cms de ancho. En la zona de los libreros con densidad máxima, la carga de libros resulta de 400 kg/m^2 (200 por piso).

4.0 TRABAJOS EJECUTADOS

Como parte de este estudio se hicieron los siguientes trabajos: visitas al edificio de la Ciudadela, estudio de los planos arquitectónicos del edificio actual y del nuevo proyecto, juntas con los arquitectos y el Ingeniero estructural para definir las necesidades del nuevo proyecto y estudiar las soluciones mejores para el techo.

Para definir la estratigrafía se perforó un sondeo de tipo Mixto en el lugar indicado de la Fig. No.1, hasta la profundidad de 38 mts.

Se obtuvieron muestras de tipo alterado, e inalteradas, del sondeo Mixto.

A todas las muestras se les clasificó y determinó sus contenidos de humedad en el laboratorio. A las muestras inalteradas se les hicieron además pruebas de resistencia a la compresión no confinada y pesos volumétricos naturales y a ciertas profundidades se determinaron límites líquido y plástico e índice de plasticidad y también relación de vacíos, gravedad específica y grado de saturación.

Durante la obtención de las muestras inalteradas se llevó un registro del avance del muestreador de "tubo partido" según la penetración estándar. (prueba A.S.T. M.D.-1586).

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

Se hicieron pruebas de consolidación para definir la compresibilidad del subsuelo.

Se estudió la Geología y la Estratigrafía de la zona y se analizaron varias alternativas de cimentación para el nuevo proyecto.

5.0 GEOLOGIA

El edificio de la Ciudadela se encuentra en el Centro de la Cd. de México, en la manzana limitada por las calles de Balderas, Tolsa y Enrico Martínez.

El subsuelo bajo el lugar es típico de la zona del "LAGO" del Valle de México. La zona ha sido cargada con esta construcción pesada y ha sufrido abatimientos importantes de las presiones del agua dentro del subsuelo.

"La Costra" o "Manto Superficial" se extiende desde la superficie hasta cinco metros de profundidad. La Formación de arcillas volcánicas, de mineralogía no cristalina, que ha sido llamada Tacubaya, se extiende desde los cinco hasta los 31 metros de profundidad.

"La primera Capa Dura" que es la Formación Arena l Tarango se encontró entre los 31 y 35 metros de profundidad.

La formación arcillosa inferior está entre los 35 y 37.6 metros de profundidad.

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

con la típica capa de vidrio volcánico intercalada a 36 metros de profundidad.

6.0 ESTRATIGRAFIA

La estratigrafía se determinó por medio de un sondeo de tipo Mixto. Los resultados de este sondeo se presentan en la Fig. No.2.

El sondeo se perforó en el centro del edificio por ser el único lugar disponible y a poca profundidad puede no ser representativo de los lugares donde se construirán las cimentaciones.

En la superficie y hasta una profundidad de un metro se encontró un relleno formado por arcilla limosa café con cascajo.

Bajo este relleno se localizó una capa de piedra cantera de aproximadamente 40 cm de espesor; de 1.40 y hasta los 2.65 metros se encuentra un hueco. Una planta de piedra de 35 cm aproximadamente lo subyace. En otros lugares a un par de metros se encontró piedra que impidió el inicio de la perforación.

Debajo de las mamposterías y hasta una profundidad de cinco metros, alternan estratos de arcillas y arcillas limosas con algo de arena. A esta profundidad la resistencia a la penetración estándar es de un golpe y los contenidos de humedad son del orden de 90%.

DR. PABLO GIRALTO D.
INGENIERO CONSULTOR

De los cinco a los seis metros de profundidad se encuentran arcillas de color verde olivo y gris verdoso; en esta capa la penetración estándar sigue siendo de un golpe. Los contenidos de humedad oscilan entre un 200% y 240%. La resistencia a la compresión simple es de 0.6 kg/cm^2 y el peso volumétrico es de 1.2 ton/m^3 .

Subyaciendo a este estrato y hasta los doce metros se localizaron arcillas de color verde olivo con una resistencia a la penetración estándar de un golpe, contenidos de humedad de cerca de 400 % y una resistencia a la compresión no confinada de 0.5 kg/cm^2 con un peso volumétrico de 1.18 ton/m^3 .

De los 12 y hasta los 18 metros de profundidad se encontraron estratos alternados de arcillas color verde olivo y gris verdoso. A esta profundidad la penetración estándar continúa de un golpe, los contenidos de humedad van desde un 200 hasta 300%. La resistencia a la compresión no confinada es de 0.55 kg/cm^2 y el peso volumétrico es de cerca de 1.2 ton/m^3 .

Entre los 18 y 26 metros de profundidad continúan las arcillas volcánicas de color rojizo, gris verdoso y verde olivo; existen algunos estratos intercalados de arcillas poco arenosas. La resistencia a la penetración estándar es de un golpe, los contenidos de humedad son del orden de 300%, disminuyendo un poco en las capas en las que existen arcillas arenosas. A esta profundidad la resistencia a la compresión simple es de 1.0 kg/cm^2 y el peso volumétrico es de 1.23 ton/m^3 .

De los 26 y hasta los 27 metros de profundidad se encontraron arcillas algo areno-

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

sas de color gris verdoso. En este estrato, la resistencia a la penetración estándar es de un golpe, los contenidos de humedad van desde un 100 hasta un 200%. La resistencia a la compresión simple es de 1.0 kg/cm^2 y el peso volumétrico es de 1.24 ton/m^3 .

Bajo los 27, hasta los 31 metros de profundidad se localizaron arcillas de color gris verdoso, verde olivo y café rojizo. La resistencia a la penetración estándar va desde uno hasta siete golpes a la mayor profundidad. Los contenidos de humedad son de un 240%, la resistencia a la compresión simple es de 1.5 kg/cm^2 y el peso volumétrico es de 1.22 ton/m^3 .

A los 31 metros de profundidad y con un espesor de cuatro metros se localizó el estrato denominado "Primera Capa Dura", que está constituido, principalmente, por arcillas arenosas, limos arenosos y arenas limosas, rígidas de color gris verdoso. A esta profundidad, la resistencia a la penetración estándar alcanza desde los diez golpes hasta 120. Los contenidos de humedad oscilan de un 20 a un 60%.

A los 35 y hasta los 37.50 metros de profundidad se localizó la formación de arcilla inferior en la que la resistencia a la penetración estándar es de un golpe. A esta profundidad los contenidos de humedad son de un 180%, en promedio. La resistencia a la compresión simple es de 2.0 kg/m^2 y el peso volumétrico de 1.32 ton/m^3 .

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

De los 37.50 metros y hasta la máxima profundidad explorada que fue de 38 metros, se encontró un estrato de vidrio volcánico de color gris claro en donde la resistencia a la penetración estándar es muy alta y el contenido de humedad es de un 30%.

Los suelos a mayor profundidad no influirán en el comportamiento de la cimentación del nuevo proyecto.

7.0 PRUEBAS DE CONSOLIDACION

Para conocer las características de comprensibilidad y expansibilidad, se hicieron 10 pruebas de consolidación con probetas inalteradas de distintas capas del subsuelo. Los resultados se presentan en las figuras Nos. 3 a 6, en forma de curvas que grafican la relación de vacíos a escala aritmética, contra la presión a escala logarítmica.

Se dieron incrementos de descarga y recarga de algunas pruebas, figuras Nos. 3 y 4; se indica la presión P_0 , por el peso propio del subsuelo, estimando los abatimientos piezométricos.

8.0 CONCLUSIONES

8.1 El subsuelo bajo el lugar donde se construirá la ampliación al edificio de la Ciudadela es típico de la "Zona del Lago" que ha sufrido asentamientos por sobrecargas y por abatimientos piezométricos importantes.

8.2 El edificio de la Ciudadela es muy antiguo, de mamposterías gruesas, sin varilla de acero; ha sufrido hundimientos importantes.

La velocidad de su hundimiento actualmente es prácticamente idéntica a la del terreno natural circundante. Presenta varias grietas en sus muros y otras han sido ya reparadas.

8.3 Cualquier cimentación con pilotes para el nuevo proyecto, produciría hundimientos diferenciales indeseables.

8.4 El mejor tipo de cimentación para los apoyos del techo será por superficie, con el mínimo de asentamientos posible pues éstos se reflejarían en los pisos de la salas de lectura adjuntos.

8.5 El mejor tipo de cimentación para cada apoyo del techo es un cajón de concreto rígido, compensado totalmente e impermeable.

8.6 El nivel del agua freática se encontró a 2.10 metros de profundidad, pero --

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

puede subir un poco en la época de lluvias.

9.0 RECOMENDACIONES

9.1 Cimentación

Cada apoyo formado por cuatro columnas, se cimentará sobre un cajón de concreto - rígido y hueco, desplantado aproximadamente 3.1 metros, de profundidad, con dimensiones aproximadas 14 por 14 metros. Las dimensiones exactas del cajón se determinarán de manera a que tenga un volumen tal, que se compense el peso propio del cajón, sumado a la carga que le imponen las columnas.

PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO SEGÚN DE
1.60 TON/M³ (SEGÚN DR. GIRAULT 18 NOV. 1987)

El peso volumétrico del suelo se tomará de 1.50 ton/m³ para el cálculo de la compensación. La orientación del cajón puede ser la tipo A o la B, en la Fig. No.1, indistintamente, pero conviene calcular varias alternativas para disminuir el peso de las contratraves del cajón, al mínimo; se sugieren espesores de contratraves y muros del cajón de 20 cm. La losa de tapa del cajón será el piso de la sala de lectura; se calculará estructuralmente como tal y se prolongará hacia el resto del patio como una losa de 10 cms de espesor, doblemente armada, que pueda deformarse ligeramente, si se produjeren ligeros movimientos diferenciales entre el cajón y el terreno circundante. Deben colocarse placas de espuma de uretano de cuatro cms de espesor, todo alrededor del cajón bajo el piso.

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

El cajón debe ser perfectamente impermeable en su losa inferior y la parte inferior de sus paredes, por lo que se colocará sobre la plantilla inferior, una membrana impermeable de P.V.C. o similar que se prolongue hacia arriba sobre muros de tabique, contruidos en la orilla de la cimentación Fig. No.7. La impermeabilización subirá hasta una profundidad de .8 metro medida desde la superficie del terreno. La membrana de impermeabilización deberá ser continua y protegerse después de verificada su estanqueidad, por medio de un entortado de 5 cms. de espesor y un muro capuchino (Fig. No.7).

Cada cajón debe tener, en su losa de tapa, un registro para poder inspeccionarlo y verificar que no contenga agua. Las contratraves deben dejar pasar el agua hacia el lugar de inspección y allí se construirá un cárcamo de bombeo de 60 por 60 por 60 cm.

La losa de tapa debe ser también impermeable, para que no penetre agua del lavado de pisos.

9.2 Otras Cargas

Se construirán aulas muy ligeras y áreas de Biblioteca con cargas de libros en la planta baja y en el nuevo mezzanine. Los incrementos de presiones serán del orden de 600 kg/m^2 .

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

Estas presiones, si se aplican en áreas grandes, producirán pequeños asentamientos del edificio de la Ciudadela. No es práctico ni económico reforzar la cimentación ni rigidizar el edificio para estos movimientos.

Por lo tanto deberán aceptarse pequeñas fisuras que pudiesen aparecer en los muros antiguos que no tendrán consecuencias estructurales.

9.3 Estructuración

La estructura del techo, debido a sus grandes claros, (65 metros) tolera pequeños hundimientos diferenciales. Sin embargo convendría que la estructura del techo tuviese el mínimo de rigidez torsional.

Los hundimientos diferenciales son inevitables debido principalmente al hundimiento regional, que no necesariamente será el mismo a las distancias tan grandes a -- que se colocarán los apoyos del nuevo techo.

Habrán cuatro columnas en cada uno de los cuatro patios. Las cuatro columnas quedarán separadas entre sí 4,4 metros, en dos direcciones. Será necesario que se unan las cuatro columnas en sus cabezas por medio de vigas para formar un solo apoyo para el techo. En esta forma el techo tendrá únicamente cuatro apoyos en vez de 16.

El nuevo techo quedará a un metro arriba del edificio y cualquier pared o ventanal entre ambos deberá poder acomodar movimientos diferenciales de \pm 35 cms.

9.4 Sismo

Para escoger el coeficiente sísmico, de acuerdo con el Reglamento de Construcción.

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

del D.D.F., el subsuelo se tomará como de Alta Compresibilidad.

Las presiones netas (no compensadas) podrán incrementarse hasta 6 Ton/m^2 durante el sismo. La carga neta será nula para carga estática.

9.5 Plantilla

Se colocará una plantilla de concreto pobre bajo las cimentaciones, para poder colocar el fierro de refuerzo con limpieza.

9.6 Nivelaciones

Conviene pasar nivelaciones referidas a un banco de nivel superficial colocado en el jardín de la Ciudadela; a las columnas del nuevo techo, periódicamente y remitirse al Dr. Pablo Girault .

9.7 Rellenos

No conviene colocar rellenos para sobreelevar los pisos actuales. ya que producirán hundimientos. Debe consultarse con el Dr. Pablo Girault en caso necesario.-

9.8 Inspección de Excavaciones

El Dr. Pablo Girault inspeccionará las excavaciones apenas se inicien, para ajustar el peso volumétrico usado en la compensación, en caso necesario,

DR. PABLO GIRAULT D.
INGENIERO CONSULTOR

Se verificará también que no se cimente sobre rellenos.

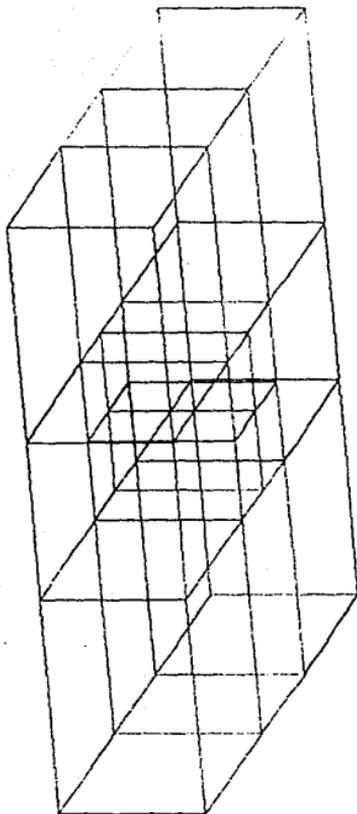
La excavación puede hacerse toda de una vez ; se deberá bombear antes de escavar para bajar el nivel freático a cuatro metros de profundidad.

Se dejarán taludes de 1/4 horizontal a uno vertical, en el perímetro de la excavación.

Atentamente.



Dr. Ing. Pablo Girault D.



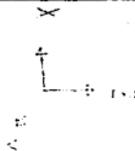
SAP80

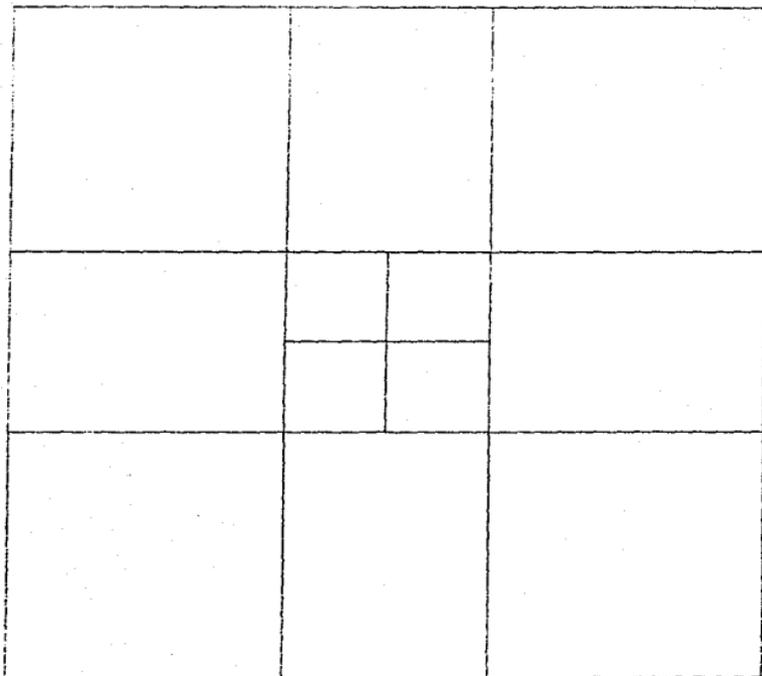
FILE : ENRIQUE3

UNDEFORMED GEOMETRY

CAJÓN DE CIMENTACIÓN (SUBESTRUCTURA).

FIG. 15



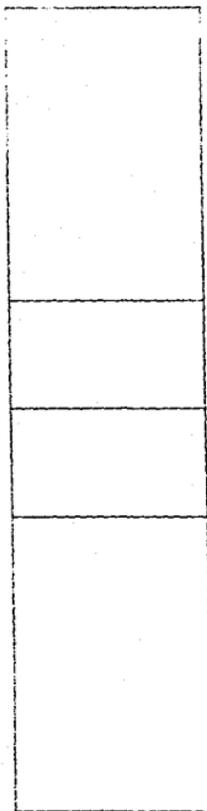


SAP80

FILE : ENRIQUE3

UNDEFORMED GEOMETRY

VISTA EN PLANTA DE LA SUBESTRUCTURA.
FIG. 16

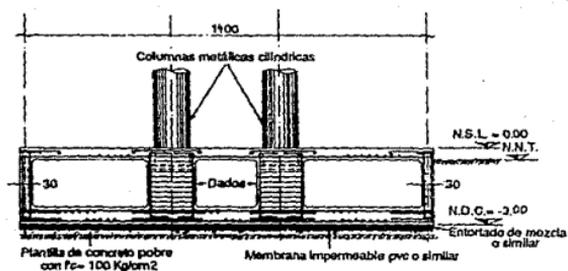


SAP80

FILE : ENRIQUE3

UNDEFORMED GEOMETRY

VISTA LATERAL DE LA SUBESTRUCTURA.
FIG. 17



Cajón de cimentación

Fig. 18

4) Resultados Obtenidos.

Después de haber "corrido" el SAP 80 bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas, la computadora ha almacenado los desplazamientos y giros de cada nudo así como los elementos mecánicos de todos los miembros integrantes de la estructura para las dos condiciones de carga.

A continuación se muestra un listado impreso de los desplazamientos y elementos mecánicos obtenidos por cada una de las dos condiciones de análisis, primero bajo carga gravitacional (P.P. + C.M. + C.V.), después bajo la acción de sismo (P.P. + C.M. + C.V. red + SISMO en x-x + 30 % SISMO en y-y).

PROGRAM: SAPRO/FILE: TESIS3. SOL

END OF THE RESULTS PRINTED BY THE PROGRAM

UNIT OF LENGTH: MILLIMETERS UNIT OF FORCE: NEWTONS UNIT OF MASS: KILOGRAMS

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	-.251631	-.000120	.000072	-.000040
2	.000000	.000000	-.306340	-.000075	.000081	-.000002
3	.000000	.000000	-.333321	-.000045	.000068	-.000003
4	.000000	.000000	-.379757	-.000066	.000060	-.000002
5	.005752	.000000	-.275413	-.000134	.000017	-.000029
6	.002185	.000000	-.360044	-.000100	.000041	-.000025
7	.002085	.000000	-.391848	-.000059	.000054	-.000014
8	.005342	.000000	-.394367	-.000029	.000018	.000014
9	.011077	.000000	-.273991	-.000131	-.000083	.000020
10	.014872	.000000	-.353021	-.000102	-.000051	-.000013
11	.014356	.000000	-.396109	-.000057	-.000034	.000004
12	.008986	.000000	-.395878	-.000041	-.000017	-.000029
13	.015000	.000000	-.249651	-.000121	-.000063	.000027
14	.017868	-.001444	-.304851	-.000110	-.000087	-.000015
15	.018244	.001061	-.342522	-.000084	-.000073	.000001
16	.010499	.002596	-.385726	-.000067	-.000037	.000002
17	.005573	-.000659	-.385157	-.000089	.000056	.000029
18	.002814	-.003580	-.368078	-.000173	-.000032	.000017
19	.006354	-.000915	-.399229	-.000081	-.000027	.000003
20	.007760	.001428	-.403630	-.000009	.000000	.000014
21	.008011	.000570	-.397334	-.000182	-.000097	.000012

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

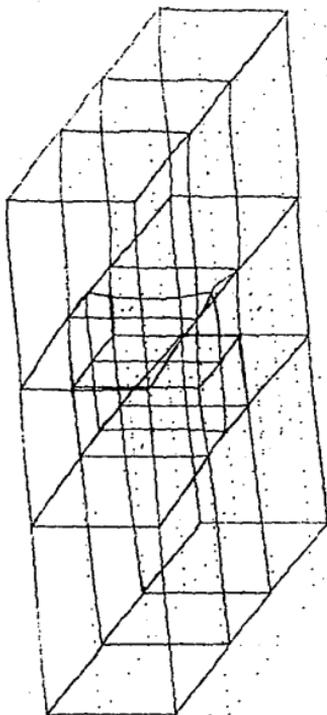
JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	-.109712	-.000131	.000181	-.000034
2	.000000	.000000	-.172804	-.000118	.000193	-.000004
3	.000000	.000000	-.214574	-.000108	.000209	-.000002
4	.000000	.000000	-.267150	-.000098	.000186	-.000013
5	.004793	.000000	-.163343	-.000151	.000142	-.000027
6	.000547	.000000	-.207249	-.000126	.000171	-.000002
7	.006111	.000000	-.326479	-.000101	.000129	-.000019
8	.003877	.000000	-.346832	-.000065	.000158	-.000001
9	.009143	.000000	-.239257	-.000157	.000109	.000015
10	.014327	.000000	-.330077	-.000129	.000094	-.000010
11	.011423	.000000	-.382511	-.000095	.000114	-.000009
12	.007288	.000000	-.423593	-.000070	.000123	-.000023
13	.012945	.000000	-.261063	-.000153	.000084	-.000003
14	.015374	-.002253	-.302147	-.000145	.000049	-.000013
15	.016811	-.003085	-.403256	-.000119	.000057	-.000002
16	.008977	.001488	-.463323	-.000120	.000100	-.000023
17	-.000679	-.001734	-.397082	-.000121	.000240	-.000016
18	.004623	-.000631	-.388274	-.000122	.000141	.000014
19	-.001402	-.000621	-.388274	-.000124	.000232	.000004
20	.002542	-.000265	-.388274	-.000051	.000147	.000004
21	.001481	-.000225	-.388274	-.000027	.000042	.000002

PROBAR UNIFORMABLE SINDR. PR

ENRIQUE HORACIO RAMIREZ DE LIZCEY.

GLOBAL ELEMENT JOINT FORCES

ELEMENT ID	1						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
0808-1	-1.120E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
0808-1	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
0808-1	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
0808-1	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
0808-1	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
0808-1	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	
ELEMENT ID	8						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
10-10	-1.119E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
10-10	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
10-10	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
10-10	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
10-10	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
10-10	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	
ELEMENT ID	10						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
08-10	-1.119E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
08-10	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
08-10	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
08-10	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
08-10	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
08-10	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	
ELEMENT ID	11						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
08-11	-1.119E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
08-11	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
08-11	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
08-11	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
08-11	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
08-11	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	
ELEMENT ID	12						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
08-12	-1.119E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
08-12	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
08-12	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
08-12	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
08-12	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
08-12	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	
ELEMENT ID	13						
LOAD	1						
COMSO JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)	
08-13	-1.119E+05	1.146E+05	1.726E+05	1.146E+05	1.106E+05	1.156E+05	
08-13	-1.170E+05	1.196E+05	1.776E+05	1.196E+05	1.156E+05	1.156E+05	
08-13	-1.847E+04	1.300E+04	1.473E+04	1.300E+04	1.240E+05	1.177E+07	
08-13	-1.831E+04	1.300E+04	1.813E+04	1.300E+04	1.330E+04	1.199E+05	
08-13	-1.978E+04	1.650E+04	1.130E+04	1.650E+04	1.180E+05	1.703E+04	
08-13	-1.352E+04	1.400E+04	1.293E+04	1.400E+04	1.346E+05	1.132E+07	

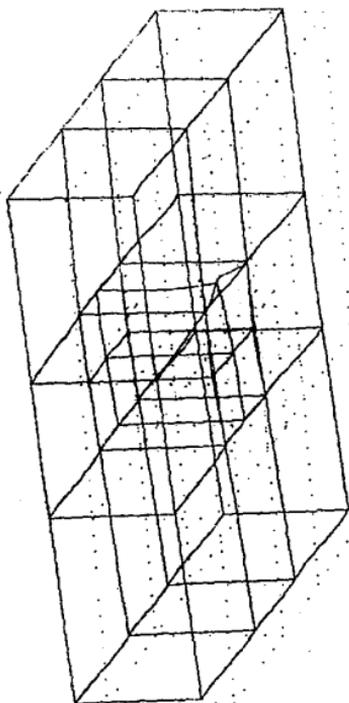


SAP80

FILE : ENRIQUE3

LOAD CONDITION : 1

SUBESTRUCTURA DEFORMADA BAJO CARGAS
FIG. 19 GRAVITACIONALES.

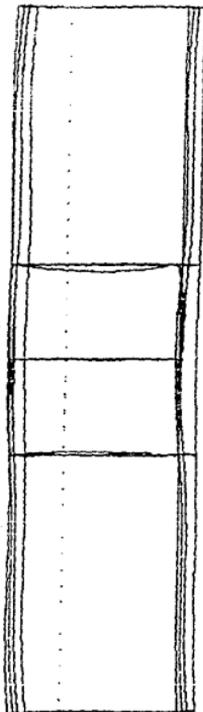


SAP80

FILE : ENRIQUE3

LOAD CONDITION : 2

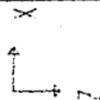
SUBESTRUCTURA DEFORMADA BAJO LA ACCIÓN
DE SISMO. FIG. 20

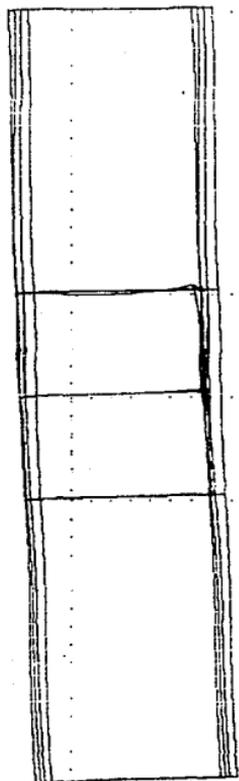


SAP80

FILE : ENRIQUE3

LOAD CONDITION : 1

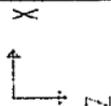
VISTA LATERAL DE LA SUBESTRUCTURA DEFORMADA
BAJO CARGAS GRAVITACIONALES.



SAP80

FILE : ENRIQUE3

LOAD CONDITION : 2

VISTA LATERAL DE LA SUBESTRUCTURA DEFORMADA
BAJO LA ACCIÓN DE SISMO.

5) Diseño de los Elementos Propuestos.

De los resultados obtenidos por la computadora (elementos mecánicos y asentamientos) analizaremos los primeros para diseñar los elementos constitutivos del cajón de cimentación y posteriormente los segundos para corroborar que no se sobrepase la capacidad de carga del terreno en ningún punto y bajo ninguna sollicitación.

5.1) Diseño de la Losa Inferior.

Como ya fue descrito anteriormente, este elemento estructural de concreto reforzado tiene un espesor de 30 cm y estará reforzado con doble parrilla.

El miembro "SHELL" con los mayores elementos mecánicos es el número 8 presentándose bajo la acción de cargas gravitacionales, a continuación se presenta su diseño:

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$M(-) = 141000 \text{ kg*cm/m}$$

$$M(+) = 48000 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(-) = 1.4 \times 141000 = 197400 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(+) = 1.4 \times 48000 = 67200 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(-) / (b \times d^2) = 197400 / (100 (25)^2) = 3.1584$$

$$p = p \text{ min} = 0.0025$$

$$Mu(+) / (b \times d^2) = 67200 / (100 (25)^2) = 1.0752$$

$$p = p \text{ min} = 0.0025$$

Por lo tanto la losa inferior se armará con doble parrilla con varilla del número 6 a cada 40 cm.

5.2) Diseño de la Losa Superior.

El "SHELL" con los mayores elementos mecánicos es el número 20 cuyo diseño se presenta a continuación:

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$M(-) = 28700 \text{ kg*cm/m}$$

$$M(+) = 12200 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(-) = 1.4 \times 28700 = 40180 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(+) = 1.4 \times 12200 = 17080 \text{ kg*cm/m}$$

$$Mu(-) / (b \times d^2) = 40180 / (100 (10)^2) = 4.0180$$

$$p = p \text{ min} = 0.0025$$

$$Mu(+) / (b \times d^2) = 17080 / (100 (10)^2) = 1.7080$$

$$p = p \text{ min} = 0.0025$$

Por lo tanto la losa superior se armará con parrilla baja con varilla

del número 4 a cada 35 cm.

5.3) Diseño del Muro Perimetral.

De la computadora se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos para el elemento número 29:

$M_y = 398000 \text{ kg*cm/m}$
 $V = 8410 \text{ kg}$
 $P = 10100 \text{ kg}$
 $t = 30 \text{ cm}$
 $H = 300 \text{ cm}$
 $L = 1400 \text{ cm}$

Seguendo el procedimiento que marca el Reglamento de Construcción vigente y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto y considerando el muro como de contención trabajando a flexión, tenemos:

$A_s = 22.14 \text{ cm}^2$ (en los extremos debido a la flexión repartidos en un ancho de 120 cm).
 Refuerzo horizontal = Varilla del número 4 a cada 15 cm.
 Refuerzo vertical = Varilla del número 6 a cada 20 cm.

Este refuerzo se repetirá igual en los dos lechos.

5.4) Diseño de un Muro Interior.

De la computadora se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos para el elemento número 42:

$M_y = 717000 \text{ kg*cm/m}$
 $V = 49900 \text{ kg}$
 $P = 26400 \text{ kg}$
 $t = 25 \text{ cm}$
 $H = 700 \text{ cm}$
 $L = 300 \text{ cm}$

Seguendo el procedimiento que marca el Reglamento de Construcción vigente y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, tenemos:

$A_s = 18.45 \text{ cm}^2$ (en los extremos debido a la flexión repartidos en un ancho de 45 cm).
 Refuerzo horizontal = Varilla del número 4 a cada 20 cm.
 Refuerzo vertical = Varilla del número 6 a cada 30 cm.

Este refuerzo se repetirá igual en los dos lechos.

5.5) Revisión de Esfuerzos en el Terreno.

Con las deformaciones que la computadora ha obtenido de la cimentación bajo cargas gravitacionales y sísmicas, (Figs. 19, 20, 21 y 22) podemos obtener las presiones de contacto que la losa inferior del cajón de cimentación transmite al terreno. Cabe indicar que en ningún punto sobrepasan la capacidad de carga del terreno estipulada en el estudio de mecánica de suelos.

Enseguida se muestran los diagramas de presiones bajo las dos condiciones de carga: (Figs. 23 y 24)

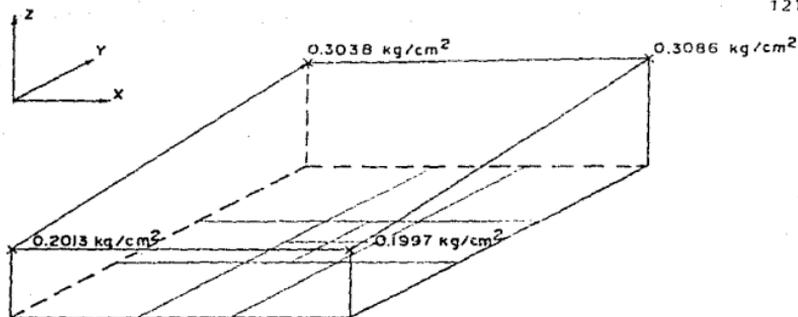


DIAGRAMA DE PRESIONES BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES.

FIG. 23

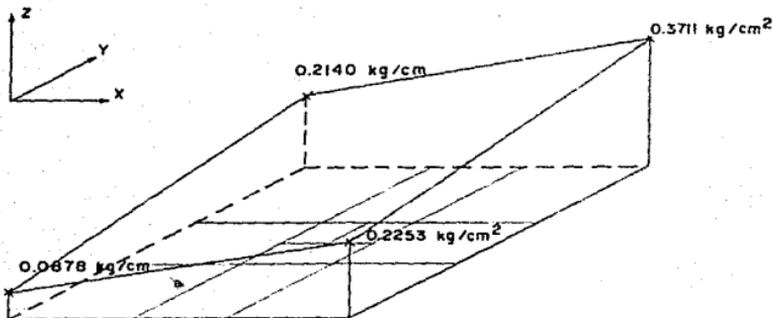


DIAGRAMA DE PRESIONES BAJO LA ACCIÓN DE SISMO.

FIG. 24

V. CONCLUSIONES.

Después de haber diseñado con la ayuda de un programa tridimensional para computadora los elementos metálicos y de sección compuesta de la superestructura y los de concreto de la subestructura podemos concluir los siguientes puntos:

- 1) En estructuras complejas como la presente, la simplificación del análisis para utilizar los diferentes métodos convencionales como marcos planos (dos direcciones), conlleva impresiones importantes que no detectan algunos efectos provenientes de la interacción de la estructura en conjunto, por lo tanto no es posible definir con precisión un Factor de Seguridad confiable como tampoco calcular en forma realista esfuerzos y deformaciones particularmente cuando se originan por viento o sismo, solicitaciones que originan torsiones y alabeos significativos a causa de las excentricidades y asimetría de la fuerza actuante.
- 2) Como un corolario de lo anterior, los resultados obtenidos de un análisis tridimensional son mas reales que los obtenidos de un análisis plano puesto que en el tridimensional, todos los elementos que integran la estructura se encuentran interactuando sin importar la dirección en que estén ubicados.
- 3) Esta interrelación entre los diferentes elementos de una estructura, afecta de manera determinante en su diseño y por lo tanto en su costo, haciendo mas confiable su comportamiento estructural dado que el análisis tridimensional considera la respuesta real de la estructura bajo diferentes tipos de solicitaciones. En particular me refiero al análisis por torsión, que en nuestro caso, aunque la estructura es geométricamente simétrica, las combinaciones de carga debidas al viento son asimétricas.
- 4) La rapidez en el análisis matemático de la estructura con el auxilio de un programa tridimensional para computadora es de gran ayuda para el Ingeniero Civil en Estructuras, ya que hoy en día, los problemas exigen una rápida y adecuada solución, por lo que esta posibilidad debe de ser explotada por el ingeniero para que día a día, mediante el óptimo aprovechamiento de los recursos existentes, la Ingeniería Civil pueda ir progresando.

VI. BIBLIOGRAFÍA.

- AGUIRRE V. Ramón
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F.
1987, Quinta Época No. 44
26 de noviembre de 1987
73 p.
- AGUIRRE V. Ramón
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F.
1987, Quinta Época No. 46
3 de diciembre de 1987
80 p.
- AGUIRRE V. Ramón
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F.
1987, Quinta Época No. 38
5 de noviembre de 1987
21 p.
- AGUIRRE V. Ramón
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F.
1987, Quinta Época No. 36
29 de octubre de 1987
16 p.
- AGUIRRE V. Ramón
"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F.
1987, Quinta Época No. 40
12 de noviembre de 1987
27 p.
- Altos Hornos de México S.A.
Manual AHMSA para Ingenieros
Primera Edición
Torreón Coahuila. 1970
435 p.
- American Institute of Steel Construction Inc.
Steel Construction Manual
Eight Edition
Chicago, Illinois, U.S.A., 1980
824 p.

- ARELLANO Z. Manuel
"Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal,
Título Sexto: Seguridad Estructural de las Construcciones"
Diario Oficial de la Federación
México D.F.
1987, No. 3, Tomo CDVI
3 de julio de 1987
Pag. 115 - 142.

- BAENA Guillermina
Instrumentos de Investigación
13a Edición, 2a Reimpresión
México D.F., Editores Mexicanos Unidos, 1987
134 p.

- BOWLES Joseph E.
Diseño de Acero Estructural
Trad. Carlos A. García Ferrer
Primera Edición
México D.F., Limusa, 1984
602 p.

- BOWLES Joseph E.
Structural Steel Design Data Manual
U.S.A., Mc.Graw-Hill Book Company
174 P.

- BUEN López Heredia Oscar de
Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño
Primera Edición, Primera Reimpresión
México D.F., Limusa, 1982
673 p.

- DÍAZ Canales Manuel
Apuntes de Mecánica de Materiales III
Universidad Nacional Autónoma de México
México D.F., junio de 1984
257 p.

- DOWRICK D. J.
Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos
México D.F., Limusa, 1984
410 p.

- Enrique Martínez Romero S.A. Consultores Asociados
Av. Nuevo León No. 54, México D.F.

- Enrique Martínez Romero S.A. Consultores Asociados
Memorias de Cálculo de las Cubiertas de los Patios
del Edificio de la Ciudadela (Biblioteca de México)

- FURLONG Richard W.
"AISC Column Design Logic Makes Sence
for Composite Columns, Too"
Engineering Journal A.I.S.C.
New York, U.S.A.
First Quarter, 1976, Volume 13, No. 1
1976
24 p.

- GONZALEZ C. Oscar, Francisco Robles F.
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Segunda Edición
México D.F., Limusa, 1985
675 p.
- GUINLE R. L.
Diccionario Técnico y de Ingeniería
México D.F., Cía. Editorial Continental S.A., 1965
311 P.
- Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Series del Instituto de Ingeniería, Publicación No. 401
México D.F., julio de 1977
324 p.
- JUÁREZ Ortega Agustín
Comunicación personal y Memorias de Cálculo de
las Cubiertas de los Patios del Edificio de la
Ciudadela (Biblioteca de México)
- POPOV Egor P.
Introducción a la Mecánica de Sólidos
México D.F., Limusa, 1983
652 p.
- Structural Stability Research Council.
"Specification for the Design of
Steel-Concrete Composite Columns"
Engineering Journal A.I.S.C.
New York, U.S.A.
Fourth Quarter, 1979, Volume 16, No. 4
1979
40 p.
- TORRE V. Ernesto, Ramiro Navarro de A.
Metodología de la Investigación
México, Edo. de México, Mc. Graw Hill, 1984
298 p.
- WHITE Richard, Peter Gergely y Robert Sexsmith
Estructuras Estáticamente Indeterminadas
Volumen 2
México D.F., Limusa, 1984
356 p.
- WILLIAMS Edwin B.
Spanish-English, English-Spanish Dictionary
U.S.A., Bantam Books, Inc. 1971.
370 p.
- WILSON Edward L. and Habibullah Ashraf
SAP 80 a Series of Computer Programs for the
Static and Dynamic Finite Analysis of Structures
Users Guide
Computers and Structures Inc.
Berkeley California U.S.A. 1986
27 p.

- WILSON Edward L. and Habibullah Ashraf
SAP 80 a Series of Computer Programs for the
Static and Dynamic Finite Analysis of Structures
Sample Example and Verification Manual
Computers and Structures Inc.
Berkeley California U.S.A. 1986
236 p.

- WILSON Edward L. and Habibullah Ashraf
SAP 80 a Series of Computer Programs for the
Static and Dynamic Finite Analysis of Structures
Technical Reference Manual
Computers and Structures Inc.
Berkeley California U.S.A. 1986
245 p.

- WILSON Edward L. and Habibullah Ashraf
SAP 80 a Series of Computer Programs for the
Static and Dynamic Finite Analysis of Structures
Saplot Users Manual
Computers and Structures Inc.
Berkeley California U.S.A. 1986
45 p.