

2ej 3B

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO PARA LA SEDE DEL CONGRESO DE LA UNION

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
JUAN MANUEL CASTRO BENDIMEZ
MEXICO, D. F. 1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	pag.
1. PRESENTACION	3
2. INTRODUCCION	6
3. ALTERNATIVAS DE ANALISIS DE LA ESTRUCTURA	15
3.1. Análisis Estructural	16
3.2. Estructuración de Marcos C y E	38
3.3. Estructuración de Marcos 11 y 21	57
3.4. Estructuración de Marcos 14 y 18	63
3.5. Análisis sísmico	67
3.6. Elementos mecánicos definitivos	71
4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO SIGUIENDO LAS ES- PECIFICACIONES DEL AISC - 1978	78
4.1. Análisis y Diseño de Larguero	78
4.2. Marcos C y E	86
4.2.1. Trabes del Primer Nivel	86
4.2.2. Trabes del Segundo Nivel	114
4.2.3. Trabes del Tercer Nivel	126
4.2.4. Diseño de Montantes	145
4.2.5. Diseño de Contraventeos	161
4.3. Marcos 11 y 21	166
4.3.1. Trabes en todos los Niveles	166
4.3.2. Contraventeos y Montantes	171
4.4. Marcos 14 y 18	173
4.4.1. Trabes	173
4.5. Columnas Centrales (180x180)	184
4.5.1. Columna de sotano a Primer Nivel	185
4.5.2. Columna de Primer Nivel a Nivel Azotea	189
4.6. Columnas Extremas	195
4.7. Diseño de Placas Base	200
4.7.1. Placas de Base Centrales	200
4.7.2. Placas de Base Extremas	209
5. ESTUDIO DE ALGUNAS DE LAS CONEXIONES DE LA VIGA -- VIERENDEL	214
5.1. Conexión Tipo I	215
5.2. Conexión Tipo II	218
5.3. Conexión Tipo III	223
6. CONCLUSIONES	226

1.- P R E S E N T A C I O N

Imaginemos que nos encontramos en una caverna allá en el América del Norte. El frío del exterior y el terreno completamente nevado nos - impide salir a disfrutar de la naturaleza y de la vida. Acabamos de comer un buen pedazo de un animal que logramos cazar hace tres días y nos encontramos todos alrededor de una fogata sin saber que hacer. En ese momento de pereza y aburrimiento se nos ocurre inconsciente-- mente tomar una piedra que se encuentra a nuestro alcance. Empeza-- mos a golpearla contra una roca mayor que se encuentra cerca de noso-- tros también. De repente, en alguno de esos rayones que provocamos, encontramos que se parece de una forma muy simple a un objeto o ani-- mal que nos es familiar, entonces una idea se nos ocurre, dibujar o representar objetos, animales u hombres sobre las rocas y maderas -- para poder expresarnos.

Tal vez al principio no sentimos la necesidad de transmitir ideas a otra persona que observe en otro tiempo lo que nosotros hemos talla-- do. Pero con el tiempo sentimos la necesidad de dejar algún mensaje, la necesidad de comunicarnos con la demás gente o de guardar a largo tiempo lo que sabemos o lo que sentimos. De esta necesidad nace la escritura, invento del hombre que nos ha llevado a conocer vida y pen-- samientos de lejanos lugares, de lejanos tiempos y de variedad de per-- sonas. Tenemos a nuestro alcance toda una historia tan larga y tan - interesante que ya no nos sentimos tan solos.

Yo creo que como a nuestros antepasados, nosotros también queremos --- guardar y comunicar nuestros pensamientos y nuestra vida a la demás -- gente. Lo mismo me sucede ahora, quisiera guardar en mi Tesis algún - pensamiento, quisiera que algún día dentro de pocos o muchos años cuan-- do lea otra vez mi trabajo, sienta lo mismo que ahora siento cuando es-- toy por terminar mi carrera escolar. También quisiera que dentro de - algunos años me juzgue, me conozca como era yo cuando tenía ésta edad. A mi en lo particular me suena muy interesante y como sé que la Tesis es únicamente un requisito que hay que cumplir, yo la escribo para mí y si realmente otra persona la lee se dará cuenta que la Tesis es per-- sonal y espero que sepa comprenderlo.

El porque escogí el diseño de uno de los edificios de la Sede del Congreso de la Unión; tal vez, simplemente porque se me cruzó en mi vida de pasante. Tuve oportunidad de colaborar en el diseño de dicha estructura de acero que a mi parecer era bastante interesante por los problemas ingenieriles que presentaba. Era una obra que por su sencillez en su estructuración era bien compleja en su diseño. Digo "era", porque este diseño ya se desechó. Y en lugar de éste, se construyó un edificio de concreto reforzado bastante interesante también.

Pero como ya habíamos mencionado, ya se tenía la mayor parte del diseño y en este trabajo trataré de completarlo y de exponer todos los problemas que se presentaron en el transcurso de su diseño. En la introducción de este trabajo se expondrá la descripción del proyecto, donde se presentarán las diversas estructuraciones que se propusieron y la solución final del edificio. Esta estructura aparte de su estudiado proyecto arquitectónico, debe tener un cuidadoso diseño, un factor de seguridad más elevado por ser una obra para el gobierno que se toma en cuenta al aplicarsele las fuerzas sísmicas.

Y ahora que estoy pregonando que la obra es importante, debo y creo que que es una obligación presentar la mejor Tesis que pueda desarrollar. Porque si no doy lo mejor de mí mismo y no pienso que el requisito que estoy cumpliendo es una tarea donde demostraré todo lo que puedo desarrollar, donde se refleje el nivel que he alcanzado, que pesado y difícil me resultaría.

La ingeniería como profesión puede ser completa tanto como para desarrollar el raciocinio, la imaginación y el criterio del individuo dependiendo de cada uno. Es importante aclarar lo anterior, porque actualmente se encuentra con personas cada vez más especializadas, más mecanizadas y más encerradas en sus actividades que parecen formar parte de una máquina, una máquina de producción, no perfecta he de aclarar, pero que funciona, produce y vende. Es triste, porque ahora se necesitan personas que entiendan más de otros campos, que sepan organizar y decidir problemas de todo tipo, donde se tomen en cuenta los factores físicos, económicos y humanos principalmente. En todas las profesiones como actividades se presenta el mismo caso y la solución consiste en no encerrarse en su materia, en tomar y leer literatura.

tura tanto técnica como artística y tratar de comprender su contenido. Es por eso que el lenguaje que usaré en el trabajo sea sencillo, lo más conciso posible y lo más accesible para todas las personas sean o no ingenieros. Es de esperar que para personas que no están relacionadas con el ramo, carece de importancia el desarrollo de todo el diseño de un edificio, pero los resultados y la obra en sí siempre son admirados.

Así pues, he tratado de demostrar todo lo que aquí presento exponiendo teorías, métodos y problemas que pueden ilustrar un poco más el -- trabajo. He procurado también hacer uso de diagramas y dibujos de manera de hacer más didáctica la explicación. Realmente me siento ahora como si estuviera presentando mi primer libro, un libro que es una memoria de cálculo que presenta como se diseña una estructura y que cae en la monotonía y la repetición y que algunas veces no puede ilustrar claramente los conceptos que a veces necesitamos conocer. Creo que lo único bueno que tiene, es el orgullo de quien lo escribió.

2.- INTRODUCCION

La edificación en estudio formaba parte de la obra: "La Sede del Congreso de la Union" que es donde se asienta el poder legislativo de la nación. Tal vez sea por ésto, por su importancia y trascendencia que el proyecto presentado es estudiado con varias alternativas de solución y se aplica un análisis de conjunto de la obra.

Para que nos demos cuenta de una manera superficial, presentamos el proyecto de dicha obra: (vease fig. I-1). Los edificios componentes de la Sede del Congreso de la Union, son:

- La Cámara de Diputados.
- Dos edificios de oficinas y servicios para los diputados y demás personal.
- La Cámara de Senadores.
- Dos edificios de oficinas y servicios para los senadores y demás personal.
- Dos edificios destinados a la biblioteca, archivos y comedor para los diputados y senadores. (objetivo de la Tesis)
- Un patio central.

Para las dos Cámaras, de Diputados y Senadores, podemos decir que es un proyecto bastante complejo, con grandes volados, trabes muro de hasta 5 m de peralte, elementos bastante rígidos y en conjunto la estabilidad y seguridad son satisfactorias. Todo el edificio será de concreto para la Cámara de Diputados exceptuando el techo del recinto oficial, que son unas armaduras de acero que libran un claro de cerca de 70 metros, para la Cámara de Senadores debido a su extraño diseño arquitectónico habrá una mezcla de elementos de acero y de concreto.

De los edificios para oficinas y servicios de las dos Cámaras, son también una estructura de concreto que se compone de un sistema de losas planas y trabes. Interponiendose entre estos dos edificios de oficinas para los diputados y los senadores, se encuentra en franca comunicación la biblioteca o el denominado Pórtico, obra puramente de acero que consiste únicamente en dos pisos que se encuentran elevados 9.0 m del nivel del patio. (vease fig. I-2). El Pórtico que es el edificio en estudio, es un edificio elevado con el fin de dar-

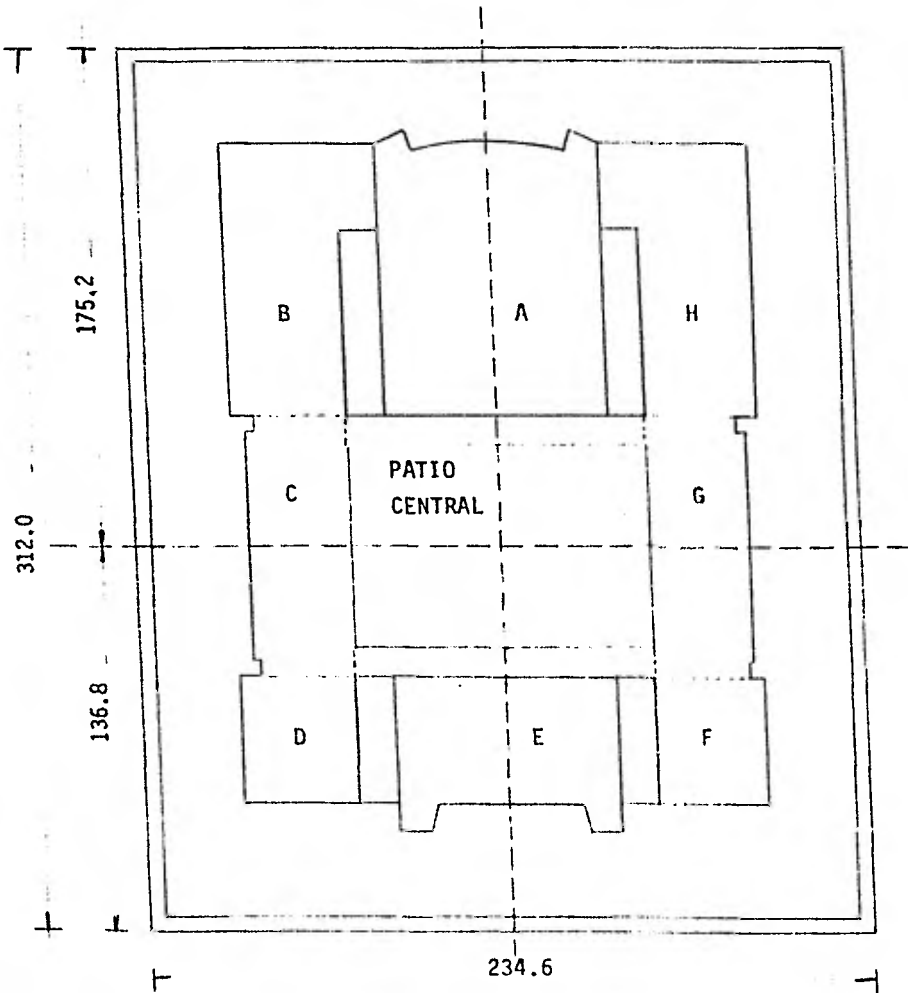


FIG. I-1

NOTACION:

- Edificio - A; La Cámara de Diputados.
 Edificios - B y H; Edificios de Oficinas para los diputados.
 Edificios - C y G; La Biblioteca, el Pórtico.
 Edificios - D y F; Edificios de Oficinas para los senadores.
 Edificio - E; La Cámara de Senadores.

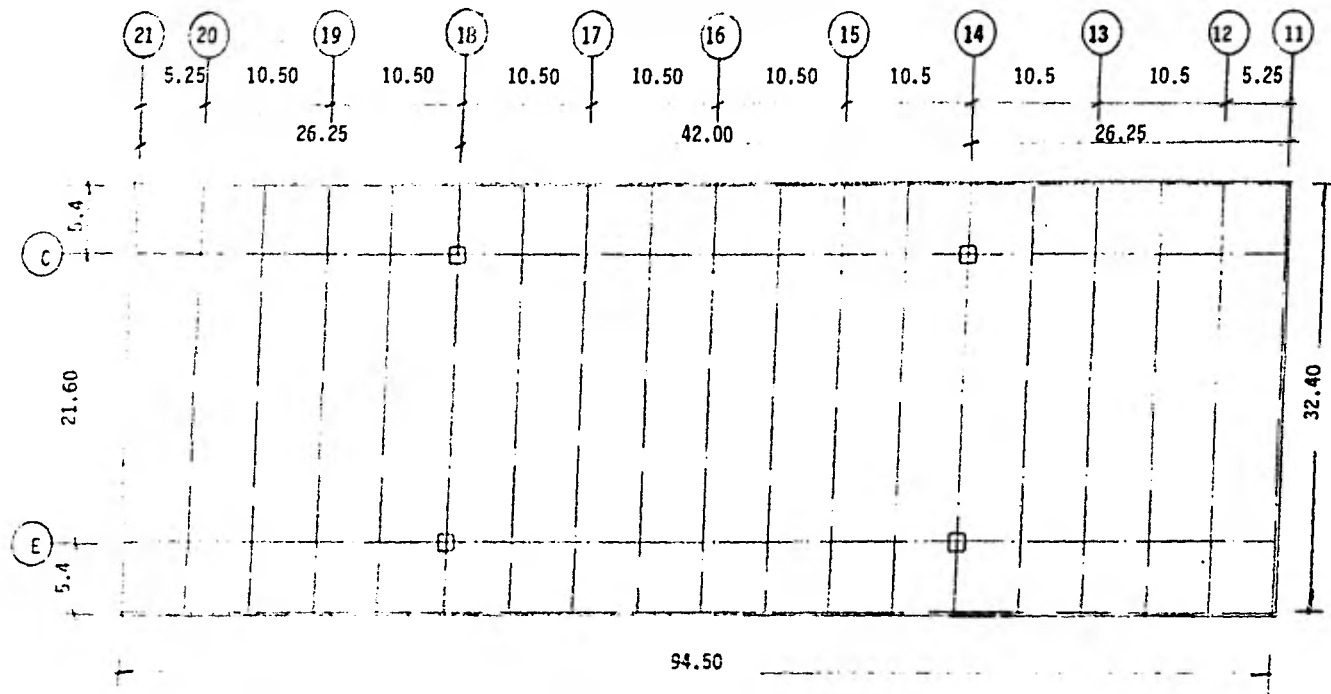


FIG. I-2

PLANTA ESQUEMATICA DE BIBLIOTECA Y ARCHIVO

páso libre a los peatones que circulen del patio central al exterior de la Sede o viceversa. Entonces, nos conviene tener el menor número de columnas posibles, que aparte de dar mucho mayor funcionalidad al paso, da una mejor vista y belleza a la obra, aunque el diseño -- sea de mayor cuidado y mayor costo.

Para dar solución al Pórtico, primeramente, como se comentará con mayor detalle en el siguiente capítulo de este trabajo, se pensó en estructurar nuestro Pórtico con dos marcos fundamentalmente, apoyados en dos columnas cada uno, colocando entre cada uno de ellos una serie de largueros para unir y colocar el sistema de losa.

La estructuración de los dos marcos sería de la siguiente manera; -- (vease fig. 1-3).

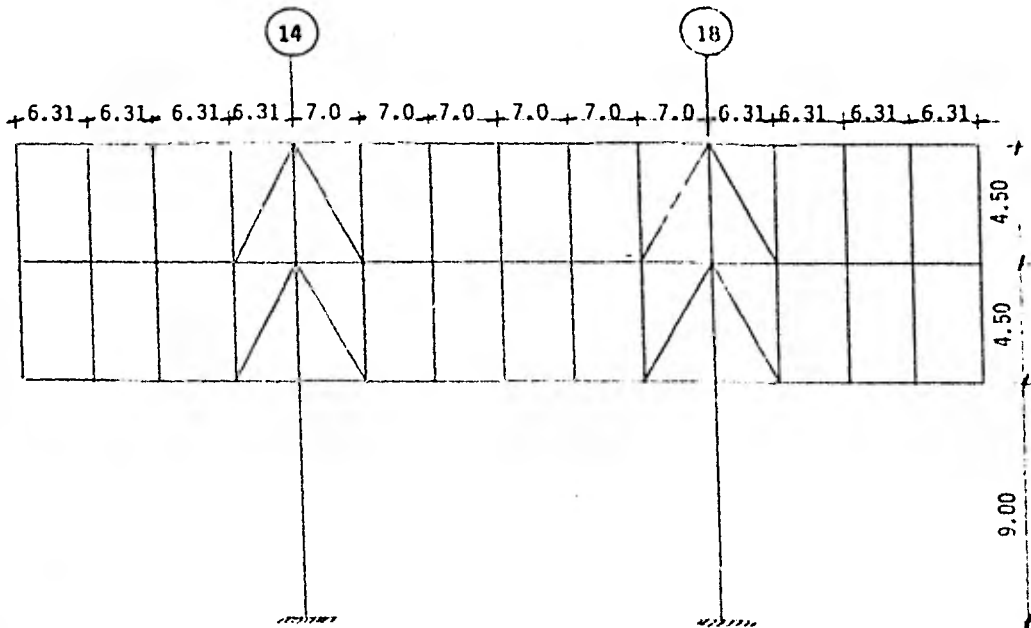


FIG. 1 - 3

De una manera simple sería como si colocáramos una viga vierendeel - de dos niveles, de longitud de 94.50m y peralte de 9.00m apoyada en - dos columnas espaciadas 42.00m, de manera de tener volados de 26.25m. Al hacerse el análisis de esta estructura, tanto para carga verti - cal como para sismo estático, se encontró que los desplazamientos de algunos de sus nudos eran inaceptables en la condición de carga ver - tical, se consideró una carga viva de 1000 kg/m^2 . Se descartó esta - primera solución.

El siguiente paso consistió en apoyar los dos extremos de la viga -- vierendeel en los edificios extremos, (vease fig. I-4). De esta so - lución, se obtuvo para la condición de sismo únicamente, unos despla - zamientos laterales del orden de 10cm, osea que se logró resolver -- parcialmente los desplazamientos verticales pero no así los despla - zamientos laterales y ya que no podíamos articular los extremos para - no perjudicar los edificios vecinos, se resolvió que debíamos aumen - tar más la rigidez del marco.

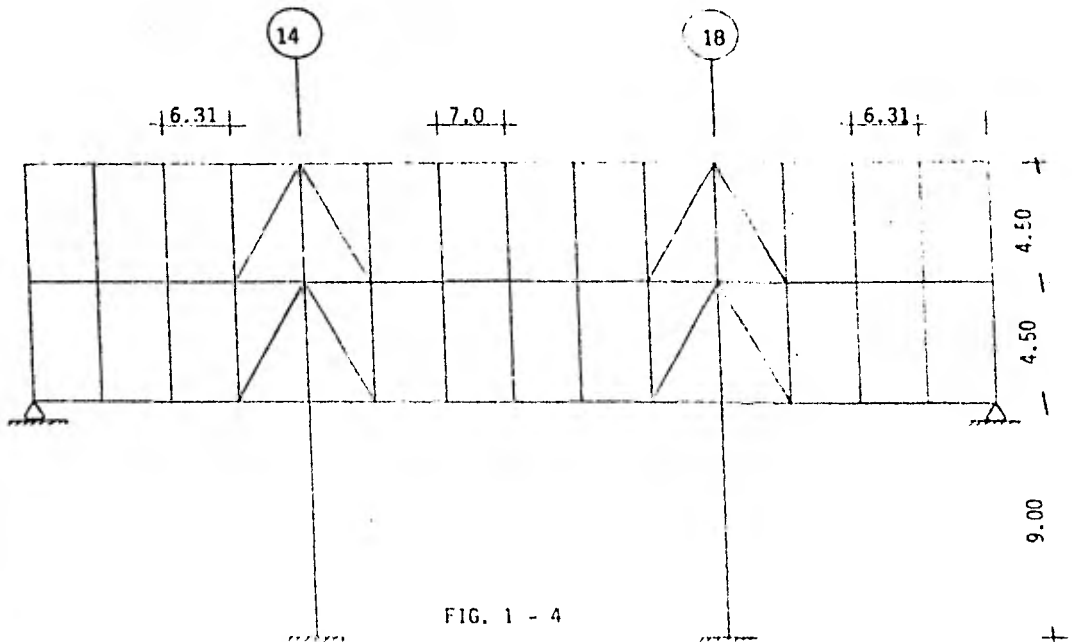


FIG. 1 - 4

Definitivamente desechamos la idea de tener únicamente dos columnas en el marco. Se tenía pues que proponer nuestras limitaciones para determinar con mayor precisión el campo de acción de nuevas soluciones; en primer lugar, se propuso que cada edificio trabajara por separado sin que uno afecte al otro. En segundo lugar no se podía aumentar el número de columnas en la planta baja o en el paso de peatones por ser una restricción arquitectónica. En tercer lugar no se podía aumentar el peralte de las trabes, por quitar vista al edificio, máximo y cerca de las columnas se permitió tener hasta 2.50 m de manera de aumentar la rigidez del marco. En cuarto lugar y con el fin de rigidizar el marco, se impedía contraventear todo el marco, debido a que disminuía en gran porcentaje la funcionalidad del interior de la biblioteca.

Determinando entonces el campo de acción y con un esmerado estudio se concluyó: que el marco contaría con dos columnas más en los extremos, de manera que no interfieran el paso de la gente. Se aumentarán a -- dos los claros contraventeados entre montantes a cada lado de las columnas y un claro contraventeado en las columnas externas. Se propuso trabes de peralte variable, para lograr 2.50 m en la conexión con la columna que es donde más se necesita. En la cimentación y en el nivel del patio ó planta baja se colocará una trabe de concreto de gran tamaño para rigidizar la parte inferior del marco. Fué así como se -- logró el diseño definitivo del edificio, (vease fig. 1-5).

Haciendo un recordatorio de todo lo hasta aquí expuesto, debemos darnos cuenta que aún no hemos hecho notar como se rigidizará el edificio en la dirección contraria a estos dos grandes marcos. Para esta solución nos enfrentamos con los mismos problemas que en la otra. -- Veamos antes que nada que podemos formar 4 marcos justamente, como se ha denominado en la fig. 1-2, en los ejes 11, 14, 18 y 21. Debemos -- aclarar también que no se permite contraventear los marcos intermedios (14 y 18) y ni se permite aumentar el número de columnas tampoco.

Entonces nuestra única solución será rigidizar al máximo los marcos -- extremos (11 y 21) y rigidizar también el sistema de losas del edificio para evitar deformaciones excesivas en caso de un sismo que de análisis es menos rígida en esta dirección (vease fig. 1-6).

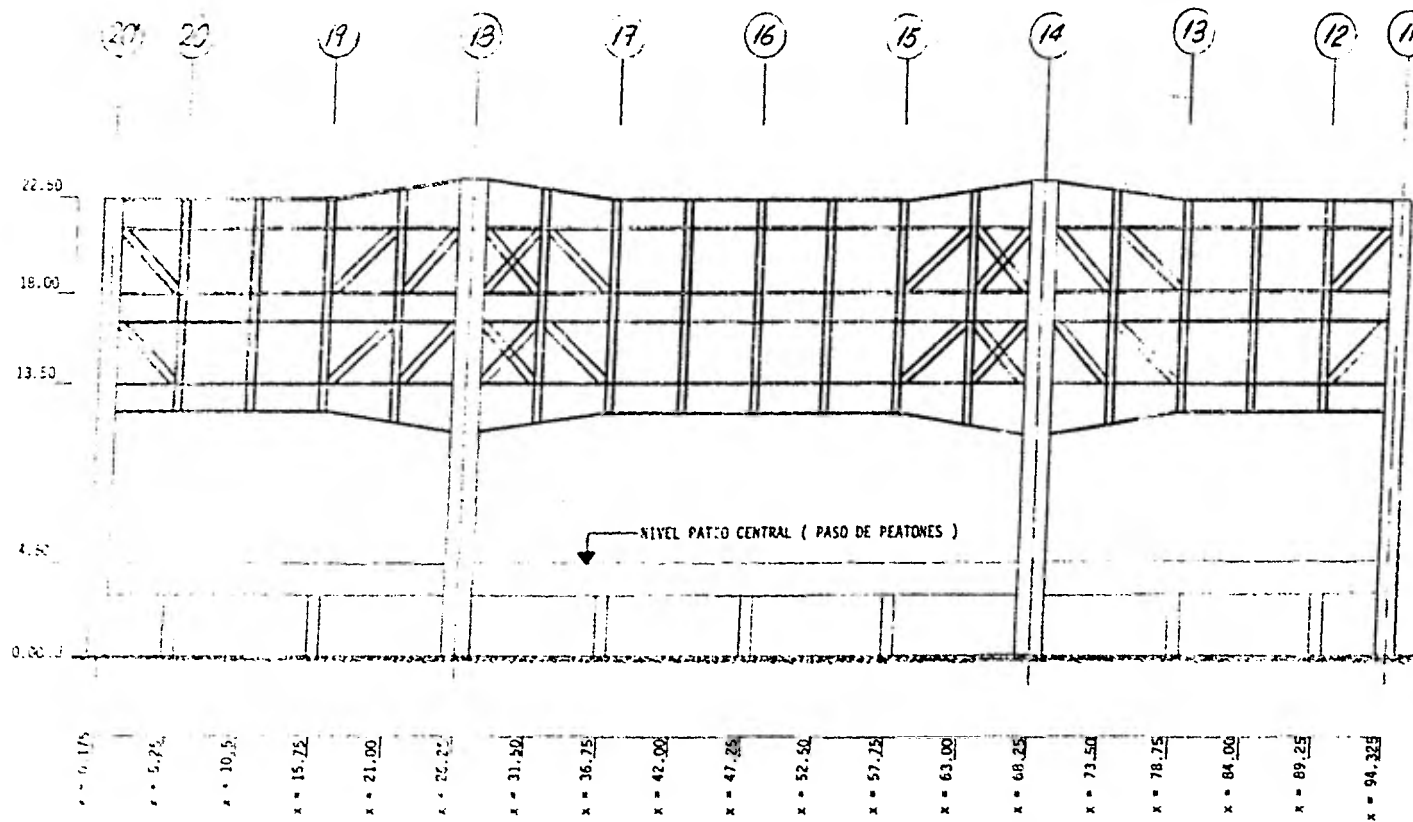


FIGURA 1-5
 (CORTE ESQUEMATICO DE MARCOS C Y E)

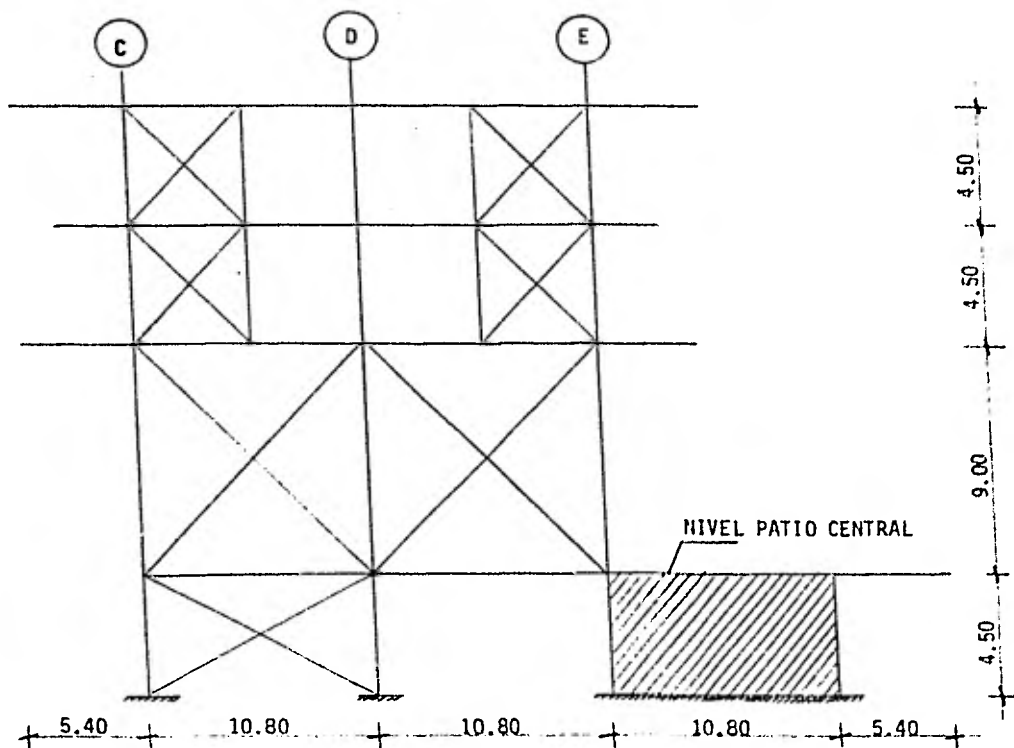


FIG. 1 - 6

El porque de esta estructura, se debe a que haciendo un análisis de conjunto de toda la obra y un análisis dinámico para sí mismo, se obtuvo que la rigidez de este marco es suficiente para tomar casi toda la fuerza sísmica en esta dirección. La pregunta interesante e inteligente será ¿ cómo lograremos que los dos marcos separados 95 m logren tomar toda la fuerza lateral y contener el edificio sin disponer de más contraventeos ó de más marcos ? La contestación podría ser que el contraventeo horizontal y rigidez del sistema de pisos sea tal que lo gre transmitir todo el peso del edificio a los extremos. Todo este análisis y estudio, además de su solución se detallarán más adelante.

Debemos pues por terminada nuestra pequeña introducción y adentrémo-- nos al problema propiamente dicho, porque lo hasta ahora expuesto ---

resulta ser de una manera muy rápida y sencilla un resumen de la obra en estudio y de sus problemas que fueron aconteciendo y como se fueron solucionando.

Veamos también que hasta este momento ya conocemos la obra, su finalidad y su estructura, además ya sabemos en forma platicada el estudio que se llevó a cabo en su diseño y también el proyecto definitivo. Lo que expondremos después será el diseño de cada uno de los elementos que componen el Pórtico y su problemática, además el estudio de algunas de sus tantas conexiones que tiene, la que nosotros juzgamos más importante y más interesante. Espero ahora que la introducción haya cumplido con la finalidad de poner al tanto a los lectores del proyecto y haya fomentado el interés de este trabajo.

3.- ALTERNATIVAS DE ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Existen diversos tipos de estructuras y muchas formas para clasificarlas. Se pueden clasificar por su finalidad, por el tipo de material que se use, por su tamaño, por su importancia, etc. Ahora bien, para cada tipo de estructura y el criterio para clasificarla le corresponde alguna característica principal, cumplir con algún requisito especial aparte de algunos otros que son necesarios. De una manera más clara, diremos que todas las estructuras deben cumplir ciertos requisitos -- fundamentales, pero uno más que los demás. Estos requisitos son:

- seguridad
- economía
- estética

Pongamos ejemplos. Supongamos que debemos diseñar la estructura para algún hospital o una escuela. Para este caso debemos cumplir antes -- que nada el requisito de seguridad, después veremos si la estructura proyectada es bella y el aspecto economía depende de la seguridad. -- Ahora pensemos en una instalación industrial, lo primero sería olvi-- darnos del aspecto estético; si se trata del caso de un almacén, regi-- rá el aspecto economía, pero si por ejemplo es una nave donde la ma-- quinaria es de alto costo y muy delicada el requerimiento principal -- será la seguridad. Todo lo expuesto viene al caso, porque para dise-- ñar la obra que pretendemos ahora realizar, debemos justificar y acla-- rar el criterio usado para su diseño. El edificio en estudio es una estructura como ya lo habíamos mencionado, sofisticada que por su fina-- lidad debe ser ante todo segura, bella y funcional. Olvidemonos del aspecto económico primeramente, dependerá de los otros dos. Debemos-- cuidar fundamentalmente la seguridad ya que es un tipo de estructura donde se reunirá un grupo numeroso de personas, también debemos pen-- sar en el aspecto estético ya que es una obra importante en la vida -- misma de la nación. La seguridad de la estructura puede valuarse con 3 criterios diferentes:

- 1) Que la estructura se diseñe siempre a esfuerzos de traba-- jo, o sea en el campo elástico.
- 2) Que la estructura se diseñe bajo el criterio de falla, o sea en el campo plástico.
- 3) Que la estructura se diseñe bajo el criterio de las de-- formaciones.

Para el edificio en estudio se revisaron el primer y el tercer criterio. El primero porque se diseñó con las leyes de Hooke, teorías que han sido tan estudiadas y desarrolladas que existen actualmente métodos muy sencillos de aplicar. El diseño consiste en obtener las fuerzas internas de todos los componentes de la estructura sometidas a cargas debidas al peso propio más la carga viva y a fuerzas de sismo. De esta manera, se debe cuidar que todos los elementos estén sometidos a esfuerzos dentro del rango elástico. El tercer criterio se tomó en cuenta -- porque cuando el edificio vibra o se deforma, ofrece inseguridad y molestias al inquilino, aún sin presentar peligro de falla. Si observamos, el Pórtico es un edificio que por sus grandes claros y su estructura puede oscilar y deformarse fácilmente, entonces nuestra estructura debe ser tan rígida como el diseño lo requiera.

Ultimamente se está usando más frecuente el diseño plástico ya que al final de cuentas es el diseño que hace que los elementos trabajen a mayor capacidad que en el diseño elástico, resultando así la estructura menos costosa. Pero el análisis estructural que se requiere es mucho más complicado y además el criterio y preparación de un ingeniero es fundamental para poder interpretar y comprender el funcionamiento de la estructura. Esto y aunado a que existen carencia de métodos sencillos de aplicación para el análisis del comportamiento plástico de una estructura, evita que no sea muy usual y además que tratándose en nuestro caso de una obra que también interviene el aspecto tiempo de realización hace que el diseño plástico no se haya usado.

3.1 ANALISIS ESTRUCTURAL.

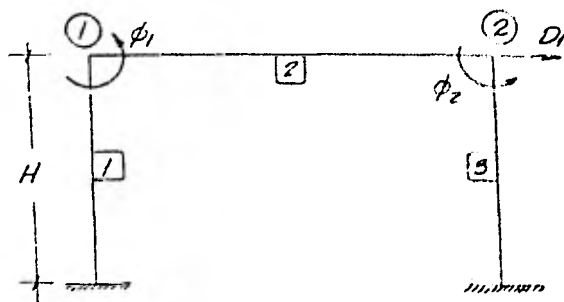
Después de estructurar un marco y aplicarle las fuerzas a que será sometido, lo que sigue es resolverlo. O sea, obtener las fuerzas internas de cada uno de sus elementos, las deformaciones de cada barra y los desplazamientos de cada nudo. Esta etapa, constituye una de las ramas de la ingeniería estructural, la cuál ha progresado a un ritmo acelerado en los últimos años con el advenimiento de las máquinas computadoras.

Los métodos que se tenían anteriormente han evolucionado de manera tal que con el uso del cálculo matricial se puede hacer uso de la computadora. Para el diseño del Pórtico se disponía de una máquina computadora, de tal forma que lo único que hicimos es dar los datos, llamar al pro--

grama y esperar a que se resuelva, y así obtuvimos lo que quisimos sin trabajar mucho, ahorrando mucho tiempo que perderíamos en realizar un gran número de operaciones elementales. Y si los resultados obtenidos no son convenientes, modificamos nuestra estructuración, codificamos la modificación y volvemos a usar la computadora otra vez. Podemos así optimizar el diseño, cosa que antes era muy difícil y muy laborioso. Es excelente esta ventaja, pero para presentar un buen trabajo y comprender todo el diseño de una estructura, debemos conocer que es lo que hace la computadora, en que se fundamenta y cómo se interpretan los resultados. Primeramente debemos decir que en nuestro caso se hizo uso del programa STRESS, programa que resuelve estructuras bajo el criterio de análisis elástico dando deformaciones, fuerzas internas y reacciones de la misma.

Pretendemos ahora mostrar el método de los desplazamientos o el método de las Rigideces que es en el que se fundamenta el programa STRESS y para esto nos basaremos en el marco más sencillo, para que después hagamos un pequeño ejemplo de un marco no muy elaborado, de manera de justificar como se obtienen los resultados prescritos.

se tiene el siguiente marco:



- SOLUCION -

La teoría se basa en sí de los siguientes principios fundamentales:

1º PRINCIPIO DE CONTINUIDAD.

Conocidos los desplazamientos de los nudos de una estructura, se -- pueden conocer las deformaciones de las barras.

$$\begin{array}{ccc} \{d\} & \longrightarrow & \{e\} \\ \text{(desplazamientos)} & & \text{(deformaciones)} \end{array}$$

$$\therefore \{e\} = [a]\{d\}$$

$[a]$ = matriz de continuidad.

$$\text{desplazamientos} = \{d\} = \begin{Bmatrix} \vartheta_1 \\ \vartheta_2 \\ D_1 \end{Bmatrix} \begin{array}{l} \text{rotación del nudo } \textcircled{1} \\ \text{rotación del nudo } \textcircled{2} \\ \text{desplazamiento del marco} \end{array}$$

aislemos barra $\textcircled{2}$



las deformaciones de la barra

$$\begin{array}{l} \textcircled{2} \text{ serán:} \\ \{e\}_{\textcircled{2}} = \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \begin{array}{l} \text{giro en } \textcircled{A} \\ \text{giro en } \textcircled{B} \end{array} \end{array}$$

Si obtenemos una matriz tal que relacione los desplazamientos del -- marco con las deformaciones de las barras, tendríamos:

$$e = \begin{cases} \theta_{A1} = & - D_1/H \\ \theta_{B1} = \vartheta_1 & + D_1/H \\ \theta_{A2} = -\vartheta_1 & \\ \theta_{B2} = & \vartheta_2 \\ \theta_{A3} = & - D_1/H \\ \theta_{B3} = & \vartheta_2 + D_1/H \end{cases}$$

generalizando:

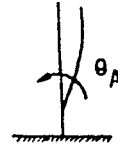
$$\begin{array}{l} \theta_A = -\vartheta_A - D/L \\ \theta_B = \vartheta_B + D/L \end{array}$$

Veamos detalladamente esta hipótesis.

En la barra **1**, en el nudo **A** el nudo no gira pues es un apoyo, -- pero la barra tiende a desplazarse D_1/H , considerando que D_1 es pequeño, el giro sera:

$$\theta = \tan \theta \longrightarrow 0$$

$$\theta = \tan \theta = D/L$$



en el nudo **B** de la barra **1**, el nudo gira θ_1 . de esta manera obtenemos:

$$[a] = \begin{bmatrix} & & & -1/H \\ & 1 & & 1/H \\ -1 & & & \\ & & 1 & \\ & & & -1/H \\ & & 1 & 1/H \end{bmatrix} \quad (6 \times 3)$$

MATRIZ DE CONTINUIDAD

6 = número de barras por dos (dos deformaciones)

3 = número de desplazamientos del marco.

2ª LEY DE HOOKE

Considera que los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones de la barra. O sea que se trabaja dentro del rango elástico.

$$S = E \times D$$

donde: S = esfuerzo normal.

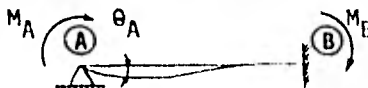
E = modulo de Young ó de elasticidad.

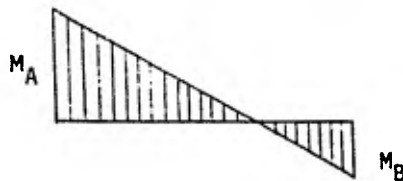
D = deformación unitaria normal del material.

$$\{P\} = [k] \{e\}$$

(Fuerzas internas) = (Rigidez de cada barra)(Def. de cada barra)

propongamos el siguiente caso; una viga que trabaja exclusivamente a flexión:





La ecuación del momento flexionante

$$m_x = R_A x + M_A = \frac{d^2 y}{dx^2}$$

ahora bien

$$M_B = M_A + R_A L \Rightarrow R_A = \frac{M_B - M_A}{L}$$

en consecuencia:

$$m_x = \left(\frac{M_B - M_A}{L} \right) x + M_A = \frac{d^2 y}{dx^2} \dots (1)$$

integrando:

$$\frac{dy}{dx} = \left(\frac{M_B - M_A}{2L} \right) x^2 + M_A x + a \dots (2)$$

a = constante

cuando $x = L$; $\frac{dy}{dx} = 0$

porque en B, la curva de la elástica es horizontal por el empotramiento.

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)_L = EI \theta_B = 0 = \left(\frac{M_B - M_A}{2} \right) L + M_A L + a$$

deduciendo:

$$a = - \left(M_A + M_B \right) \frac{L}{2} = EI \left(\frac{dy}{dx} \right)_0 = EI \theta_A$$

porque para $x = 0$ en (2) $\frac{dy}{dx} = a$

Integrando por segunda vez (1), tenemos:

$$EI y = \left(\frac{M_B - M_A}{6L} \right) x^3 + M_A \frac{x^2}{2} - \left(M_A + M_B \right) \frac{L}{2} x + b$$

b = constante; de valor nulo ya que para $x = 0 \rightarrow EI y = 0$; para $x = L \rightarrow EI y = 0$; donde $EI y = \text{flecha}$.

$$0 = \left(\frac{M_B - M_A}{6} \right) L^2 + \frac{M_A L^2}{2} - \left(M_A + M_B \right) \frac{L^2}{2} = - \frac{M_B L^2}{3} - \frac{M_A L^2}{6}$$

$$\therefore \boxed{M_B = -\frac{M_A}{2}}$$

$$EI\theta_A = -\left(M_A - \frac{M_A}{2}\right) \frac{L}{2} = -\frac{M_A L}{4}$$

$$\theta_A = -\frac{M_A L}{4EI}$$

$$\boxed{M_A = -\frac{4EI}{L} \theta_A}$$

A $\frac{4EI}{L}$, se le conoce como la rigidez angular de la barra; y a la --
relación:

$$\frac{M_A}{M_B} = 2 \quad (\text{factor de transporte})$$

Se tiene

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 4 & -2 \\ -2 & 4 \end{bmatrix} \frac{EI}{L} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad \text{para cada barra}$$

$$\{P\} = [k] \{e\} \quad \text{para cada barra.}$$

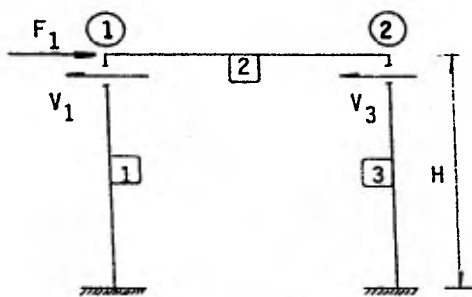
3º PRINCIPIO DE EQUILIBRIO:

Por todos es bien sabido que todos los nudos de las estructuras deben estar en equilibrio, o sea que la suma de sus momentos sea cero. Que la estructura en general esté en equilibrio, implica que la suma de -- fuerzas exteriores y reacciones sea cero.

Las barras también deben estar en equilibrio; entonces los cortantes de las barras verticales deben ser la fuerza F_1 lateral que aplicamos para desplazar y deformar al marco.

Basemonos pues en las dos condiciones que acabamos de enunciar:

- 1) Suma de momentos en los nudos es nula.
- 2) Suma de cortantes en columnas igual a fuerza lateral.



$$F_1 = V_1 + V_3$$

$$V_1 = \frac{M_{B1} - M_{A1}}{H}$$

$$V_2 = \frac{M_{B3} - M_{A3}}{H}$$

además

$$M_{B1} + M_{A2} = 0$$

$$M_{B2} - M_{B3} = 0$$

Hagamos-lo matricialmente:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ F_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} & 1 & -1 & & & \\ -1/H & 1/H & & 1 & & \\ & & & & -1/H & 1/H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_{A1} \\ M_{B1} \\ M_{A2} \\ M_{B2} \\ M_{A3} \\ M_{B3} \end{Bmatrix}$$

observando bien:

$$\{F\} = [a^t]\{p\}$$

(Fuerzas externas) = (continuidad traspuesta)(fzas. int.)

RESUMEN:

Los datos de que disponemos al analizar un marco son la forma, geometría (obtención de matriz a), tamaño, geometría de cada elemento --- (obtención de matrices K) y, cargas y fuerzas laterales a que se encuentra sometida la estructura (obtención de matriz F). O sea:

$$\{F\}, [K]_i \text{ y } [a]$$

Propongamos la siguiente hipótesis:

LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA, será el conjunto de fuerzas que se requieren para tener desplazamientos unitarios, analizado renglón por renglón:

$$\{F\} = [K] \{d\} \quad \dots (3)$$

si $\{d\} = 1 \implies \{F\} = [K]$
 $[K]$ = Matriz de rigidez de la estructura.

Ahora bien:

del principio de Hooke $\{P\} = [k] \{e\}$
 del principio de continuidad $\{e\} = [a] \{d\}$

$$\therefore \{P\} = [k] [a] \{d\}$$

del principio de equilibrio $\{F\} = [a^t] [k] [a] \{d\} \quad \dots (4)$

si comparamos la ecuación (3) con la ecuación (4) concluiríamos que:

$$[K] = [a^t] [k] [a]$$

Analizemos ahora la matriz de Rigidez de la Estructura:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ F_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 & X_2 & X_5 \\ X_3 & X_4 & X_6 \\ X_7 & X_8 & X_9 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_1 \end{Bmatrix}$$

veamos que significa cada término de la matriz.

X_1 = Momento ó giro necesario en el nudo ① para que $D_1 = 1$

X_2 = Momento que se tiene en el nudo ② cuando se tiene un giro $D_1 = 1$

X_3 = Momento que se tiene en el nudo ① cuando se tiene un giro $D_2 = 1$

X_4 = Momento necesario en el nudo ② para que $D_2 = 1$

X_5 = Fuerza que se presenta en la barra [1] cuando se tiene $D_1 = 1$

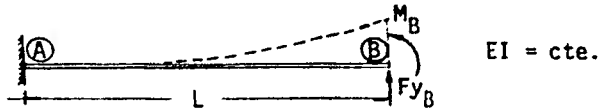
X_6 = Fuerza que se presenta en la barra [2] cuando se tiene $D_2 = 1$

X_7 = Momento en el nudo ① cuando se tiene $D_1 = 1$

X_8 = Momento en el nudo ② cuando se tiene $D_1 = 1$

X_9 = Fuerza necesaria para que $D_1 = 1$

Para obtener cada término de la matriz, analicemos una viga en voladizo, empotrada en uno de sus apoyos y obtengamos la matriz de flexibilidades:



La matriz de flexibilidades es justamente lo opuesto a la matriz de rigideces. Será pues los desplazamientos necesarios para que las -- fuerzas exteriores sean unitarios.

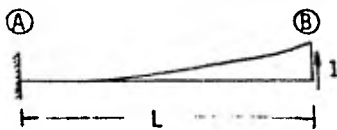
$$\{F_B\} = \begin{Bmatrix} F_{y_B} \\ M_B \end{Bmatrix} \quad \{d_B\} = \begin{Bmatrix} d_{y_B} \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

consideramos la estructura de comportamiento lineal:

$$\{d_B\} = [f_{BB}] \{F_B\}$$

sea $\{F_B\} = [I] \rightarrow \{d_B\} = [f_{BB}][I]$

1a. Columna de $[f_{BB}]$; $F_{y_B} = 1$ y $M_B = 0$



$$v_B = (L/EI)(L)(1/2)$$

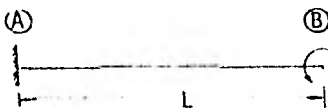
$$\theta_B = \frac{L^2}{EI}$$



$$M_B = (L/EI)(L/2)(2L/3)$$

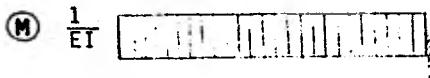
$$d_{y_B} = \frac{L^3}{3EI}$$

2a. Columna de $[f_{BB}]$; $F_{y_B} = 0$ y $M_B = 1$



$$v_B = (1/EI)(L)$$

$$\theta_B = \frac{L}{EI}$$



$$M_B = (1/EI)(L)(L/2)$$

$$dy_B = \frac{L^2}{2EI}$$

entonces:

$$[f_{BB}] = \begin{bmatrix} \frac{L^3}{3EI} & \frac{L^2}{2EI} \\ \frac{L^2}{2EI} & \frac{L}{EI} \end{bmatrix}$$

si $\{F_B\} = [K_{BB}]\{d_B\}$

entonces: $[K_{BB}] = [f_{BB}]^{-1}$

Para invertir la matriz, usemos el método de la matriz adjunta:

$$[K_{BB}] = [f_{BB}]^{-1} = \begin{bmatrix} f_{22} & -f_{12} \\ -f_{21} & f_{11} \end{bmatrix} \times \frac{1}{D}$$

$$D = f_{11}f_{22} - f_{12}^2$$

como $f_{11} = \frac{L^3}{3EI}$; $f_{22} = \frac{L}{EI}$; $f_{12} = f_{21} = \frac{L^2}{2EI}$

$$D = \left(\frac{L^3}{3EI}\right)\left(\frac{L}{EI}\right) - \left(\frac{L^2}{2EI}\right)^2 = \frac{L^4}{3(EI)^2} - \frac{L^4}{4(EI)^2}$$

$$D = \frac{L^4}{12(EI)^2}$$

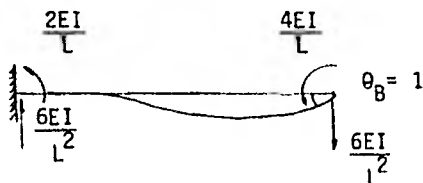
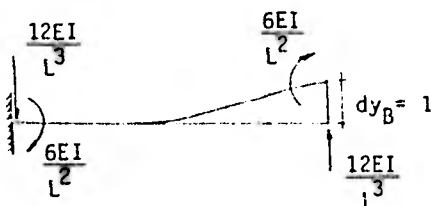
$$K_{11} = \frac{f_{22}}{D} = \frac{\frac{L}{EI}}{\frac{L^4}{12(EI)^2}} = \frac{12EI}{L^3}$$

$$K_{12} = K_{21} = -\frac{f_{12}}{D} = -\frac{\frac{L^2}{2EI}}{\frac{L^4}{12(EI)^2}} = -\frac{6EI}{L^2}$$

$$k_{22} = \frac{f_{11}}{D} = \frac{\frac{L^3}{3EI}}{\frac{L^4}{12(EI)^2}} = \frac{4EI}{L}$$

$$\therefore [k_{BB}] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

O sea:

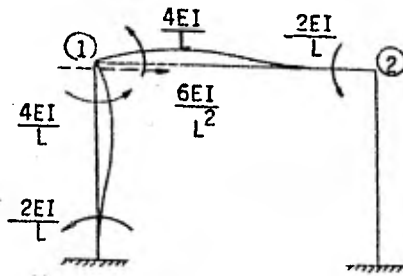


El $\frac{2EI}{L}$ se obtiene por equilibrio:

$$\frac{2EI}{L} = \left(\frac{6EI}{L^2} \right) L - \frac{4EI}{L}$$

Observemos que ya obtuvimos todo lo que requeríamos conocer para continuar con la solución del marco que estamos estudiando. Siguiendo la secuencia y la idea que hemos expuesto para obtener la matriz de rigidez de la estructura, analicemos ahora cada caso particular que con ayuda de diagramas podemos explicar más claramente lo expuesto. Hagamos ahora:

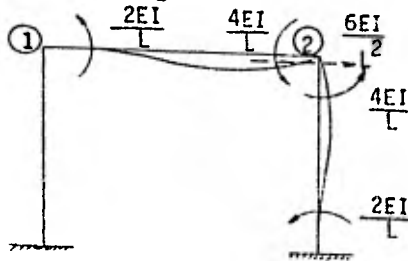
$$\delta_1 = 1$$



de aquí obtenemos

$$\begin{cases} x_1 = \frac{4EI}{L} \\ x_2 = -\frac{2EI}{L} \\ x_5 = \frac{6EI}{L^2} \end{cases}$$

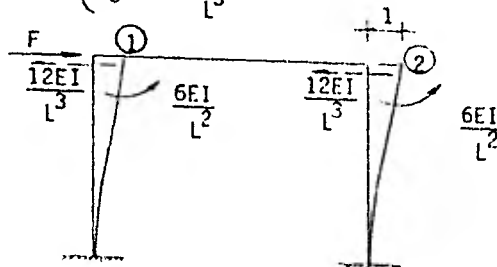
$$\delta_2 = 1$$



de aquí obtenemos

$$\begin{cases} x_3 = -\frac{2EI}{L} \\ x_4 = \frac{4EI}{L} \\ x_6 = \frac{6EI}{L^2} \end{cases}$$

$$D_1 = 1$$



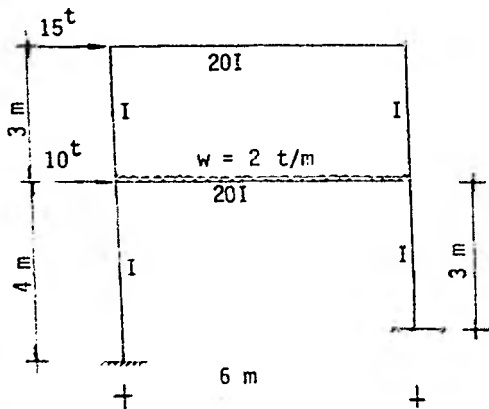
de aquí obtenemos

$$\begin{cases} x_7 = \frac{6EI}{L^2} \\ x_8 = \frac{6EI}{L^2} \\ x_9 = \frac{12EI}{L^3} \end{cases}$$

Sintetizando obtenemos:

$$[K] = \begin{bmatrix} \left(\frac{4EI}{L}\right) [1] + [3] & -\left(\frac{2EI}{L}\right) [3] & \left(\frac{6EI}{L^2}\right) [1] \\ -\left(\frac{2EI}{L}\right) [3] & \left(\frac{4EI}{L}\right) [2] + [3] & \left(\frac{6EI}{L^2}\right) [2] \\ \left(\frac{6EI}{L^2}\right) [1] & \left(\frac{6EI}{L^2}\right) [2] & \left(\frac{12EI}{L^3}\right) [1] + [2] \end{bmatrix}$$

EJEMPLO.-



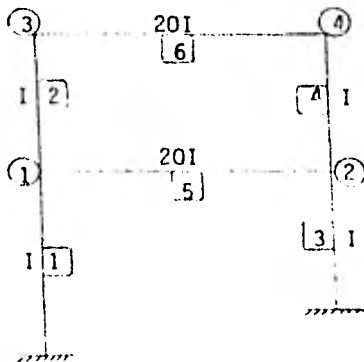
Considérese: $EI = \text{cte.}$

Obtener:

- 1) desplazamiento de los nudos.
- 2) deformaciones de las barras.
- 3) fuerzas internas de las barras.
- 4) Matriz de Rigidez de la estructura.
- 5) compruébese el equilibrio.

- SOLUCION -

Aplicando la teoría, obtengamos la matriz de continuidad $[a]$, pero por principio enumeremos barras y nudos para ubicarnos:



Veamos que los grados de libertad de la estructura son:

$\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, D_1$ y D_2
 O sea los desplazamientos que pueden ocurrir en la estructura.

Entonces las deformaciones serán:

$$\begin{Bmatrix} \theta_{A1} \\ \theta_{B1} \\ \theta_{A2} \\ \theta_{B2} \\ \theta_{A3} \\ \theta_{B3} \\ \theta_{A4} \\ \theta_{B4} \\ \theta_{A5} \\ \theta_{B5} \\ \theta_{A6} \\ \theta_{B6} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \vartheta_1 & \vartheta_2 & \vartheta_3 & \vartheta_4 & D_1 & D_2 \\ +1 & & & & -1/4 & \\ -1 & & & & +1/4 & \\ & & & & -1/3 & \\ & & +1 & & & +1/3 \\ & & & & -1/3 & \\ & +1 & & & +1/3 & \\ & -1 & & & -1/3 & \\ & & & +1 & & +1/3 \\ -1 & & & & & \\ & +1 & & & & \\ & & & -1 & & \\ & & & & +1 & \\ & & & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vartheta_1 \\ \vartheta_2 \\ \vartheta_3 \\ \vartheta_4 \\ D_1 \\ D_2 \end{Bmatrix}$$

será la matriz de continuidad $[a]$ de orden (12×6)

Para obtener la matriz de rigidez de barra:

$$[k] = \begin{bmatrix} \boxed{1} & & & & & \\ & \boxed{2} & & & & \\ & & \boxed{3} & & & \\ & & & \boxed{4} & & \\ & & & & \boxed{5} & \\ & & & & & \boxed{6} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boxed{1} \\ \boxed{2} \\ \boxed{3} \\ \boxed{4} \\ \boxed{5} \\ \boxed{6} \end{Bmatrix} \times EI$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 1 & -1/2 & & & & \\ -1/2 & 1 & & & & \\ & & 4/3 & -2/3 & & \\ & & -2/3 & 4/3 & & \\ & & & & 4/3 & -2/3 \\ & & & & -2/3 & 4/3 \\ & & & & & & 4/3 & -2/3 \\ & & & & & & -2/3 & 4/3 \\ & & & & & & & & 40/3 & -20/3 \\ & & & & & & & & -20/3 & 40/3 \\ & & & & & & & & & & 40/3 & -20/3 \\ & & & & & & & & & & -20/3 & 40/3 \end{bmatrix}$$

de orden (12×12)

la matrices de (2×2) de rigidez de cada barra son:

$$[k]_i = \begin{bmatrix} 4EI/L & -2EI/L \\ -2EI/L & 4EI/L \end{bmatrix} [i]$$

Lo que ahora resta es multiplicar las siguientes matrices, como se había propuesto:

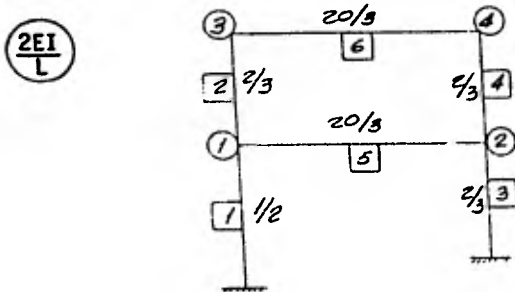
$$[K] = [a^t][k][a]$$

lo cual implica multiplicar matrices de los siguientes ordenes:

$$(6 \times 6) = (6 \times 12)(12 \times 12)(12 \times 6)$$

para estas operaciones nos es muy útil la máquina computadora. Pero nosotros en lugar de realizar un trabajo tan laborioso, obtendremos la matriz $[K]$ en forma directa:

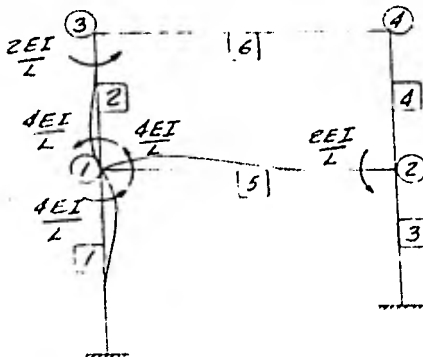
- hagamos primero un diagrama de $2EI/L$.



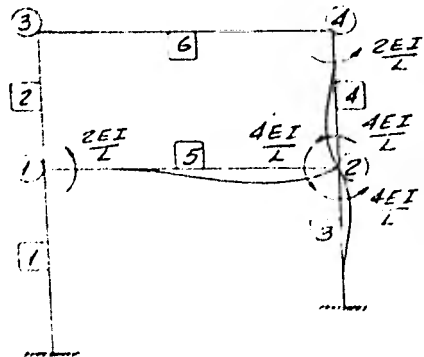
lo hacemos únicamente con el fin de facilitarnos el trabajo, porque el valor de $2EI/L$ es común denominador de todas las rigideces que hemos propuesto.

- empecemos dibujando los diagramas donde se representen los 6 distintos grados de libertad de la estructura:

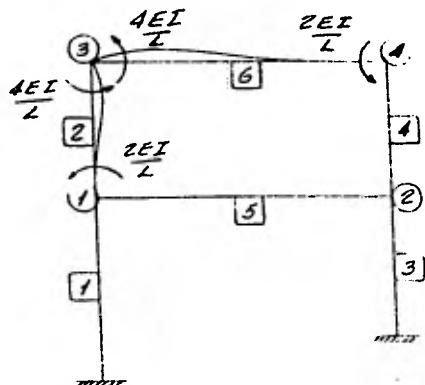
$$\theta_1 = 1$$



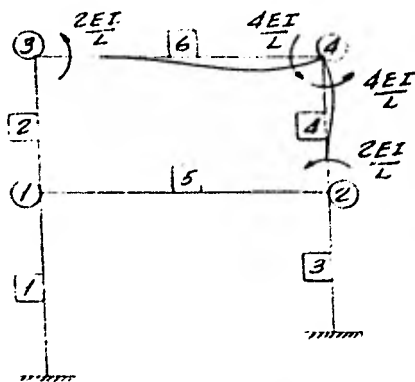
$$\theta_2 = 1$$



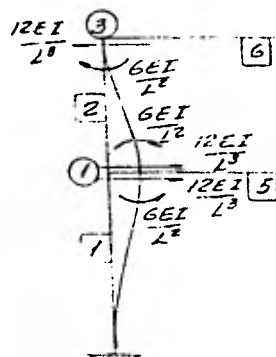
$$\theta_3 = 1$$



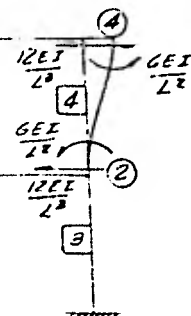
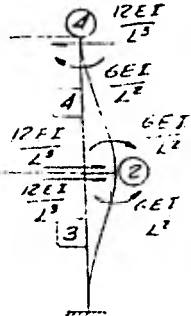
$$\theta_4 = 1$$



$$D_1 = 1$$



$$D_2 = 1$$

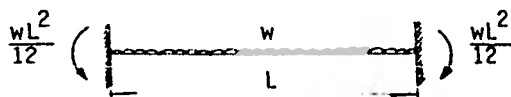


Haciendo uso del diagrama $2EI/L$, de estos 6 esqueletos y de lo que aprendimos anteriormente podemos formar la Matriz de Rigidez de la estructura. Hay que tener en cuenta que los componentes de la matriz están multiplicados por EI .

$$[K] = \begin{bmatrix} \theta_1 & \theta_2 & \theta_3 & \theta_4 & D_1 & D_2 \\ 15.67 & 6.67 & 0.67 & 0 & -0.292 & 0.67 \\ 6.67 & 16.0 & 0 & 0.67 & 0 & 0.67 \\ 0.67 & 0 & 14.67 & 6.67 & -0.67 & 0.67 \\ 0 & 0.67 & 6.67 & 14.67 & -0.67 & 0.67 \\ -0.292 & 0 & -0.67 & -0.67 & 1.521 & -0.889 \\ 0.67 & 0.67 & 0.67 & 0.67 & -0.889 & 0.889 \end{bmatrix}$$

De la estructura obtengamos la matriz de fuerzas exteriores $\{F\}$. Que se compone de 4 momentos en los nudos y una fuerza para cada nivel - únicamente. Entonces para introducir la carga uniformemente distribuida, se proponen unos momentos denominados "momentos de empotramiento" que serían los efectos que produciría la barra doblemente -- empotrada sobre los nudos donde se apoya la barra.

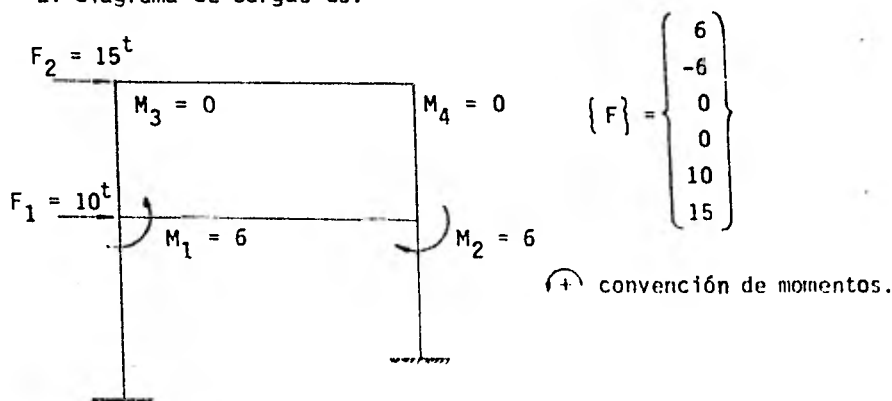
De tablas:



entonces $M_e = \frac{2(6)^2}{12} = 6 \text{ ton m}$

en los nudos (1) y (2)

El diagrama de cargas es:



De la ecuación: $\{F\} = [K]\{d\}$

tenemos dos de las matrices. Para resolver la ecuación y obtener la matriz de desplazamientos, no obtendremos la inversa de la matriz $[K]$, por lo laborioso. Resolveremos mejor el sistema de ecuaciones haciendo uso del método GAUSS - SEIDEL.

$$\begin{aligned} (1)... \quad 6 &= 15.67\theta_1 + 6.67\theta_2 + 0.67\theta_3 + 0\theta_4 - 0.292D_1 + 0.67D_2 \\ (2)... \quad -6 &= 6.67\theta_1 + 16.0\theta_2 + 0\theta_3 + 0.67\theta_4 + 0D_1 + 0.67D_2 \\ (3)... \quad 0 &= 0.67\theta_1 + 0\theta_2 + 14.67\theta_3 + 6.67\theta_4 - 0.67D_1 + 0.67D_2 \\ (4)... \quad 0 &= 0\theta_1 + 0.67\theta_2 + 6.67\theta_3 + 14.67\theta_4 - 0.67D_1 + 0.67D_2 \\ (5)... \quad 10 &= -0.292\theta_1 + 0\theta_2 - 0.67\theta_3 - 0.67\theta_4 + 1.521D_1 - 0.889D_2 \\ (6)... \quad 15 &= 0.67\theta_1 + 0.67\theta_2 + 0.67\theta_3 + 0.67\theta_4 - 0.889D_1 + 0.889D_2 \end{aligned}$$

Despejemos θ_1 , θ_2 , θ_3 , θ_4 , D_1 y D_2 de la ecuación (1), (2), (3), -- (4), (5), (6), respectivamente:

$$\begin{aligned} (1')... \quad \theta_1 &= -0.426\theta_2 - 0.043\theta_3 - 0\theta_4 + 0.019D_1 - 0.043D_2 + 0.383 \\ (2')... \quad \theta_2 &= -0.417\theta_1 + 0\theta_3 - 0.042\theta_4 + 0D_1 - 0.042D_2 - 0.375 \\ (3')... \quad \theta_3 &= -0.046\theta_1 + 0\theta_2 - 0.455\theta_4 + 0.046D_1 - 0.046D_2 + 0 \\ (4')... \quad \theta_4 &= 0\theta_1 - 0.046\theta_2 - 0.455\theta_3 + 0.046D_1 - 0.046D_2 + 0 \\ (5')... \quad D_1 &= 0.192\theta_1 + 0\theta_2 + 0.44\theta_3 + 0.44\theta_4 + 0.584D_2 + 6.575 \\ (6')... \quad D_2 &= -0.754\theta_1 - 0.754\theta_2 - 0.754\theta_3 - 0.754\theta_4 + 1.0D_1 + 16.873 \end{aligned}$$

El método de GAUSS - SEIDEL consiste en iterar constantemente hasta obtener la aproximación deseada. Se suponen valores a cada una de las incógnitas, dejando una variable. Se encuentra el nuevo valor de ésta última, se deja variable otra y se resuelve otra ecuación - obteniéndose el nuevo valor de ésta otra. Y así constantemente hasta que se aproximen a los valores reales.

Propongamos valor nulo a todas las incógnitas, dejando a θ_1 como variable. Acomodemos pues las ecuaciones de manera de hacer más fácil el proceso.

θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	D_1	D_2	1.0
-0.417	-0.426	-0.043	0	0.019	-0.043	0.383
-0.046	0	0	-0.042	0	-0.042	-0.375
0	-0.046	-0.455	-0.455	0.046	-0.046	0
0.192	0	0.440	0.440	0.046	-0.046	0
-0.754	-0.754	-0.754	-0.754	1.0	0.584	6.576
0.383	-0.535	-0.018	0.033	6.654	23.633	
-0.278	-1.253	-0.783	-0.367	19.816	38.711	
-0.338	-2.237	-0.663	-0.488	34.039	53.708	
-0.298	-2.486	-0.669	-0.486	37.375	57.218	
-0.280	-2.641	-0.679	-0.482	39.426	59.377	
-0.267	-2.737	-0.686	-0.480	40.687	60.704	
-0.26	-2.80	-0.69	-0.48	41.46	61.52	
-0.25	-2.83	-0.69	-0.48	41.94	62.02	
-0.25	-2.86	-0.70	-0.48	42.23	62.33	

Entonces:

$$\begin{aligned}\theta_1 &= -0.25/EI \\ \theta_2 &= -2.86/EI \\ \theta_3 &= -0.70/EI \\ \theta_4 &= -0.48/EI \\ D_1 &= 42.23/EI \\ D_2 &= 62.33/EI\end{aligned}$$

Que son los desplazamientos de la estructura, valores que hubieramos obtenido si resolvieramos la matriz de desplazamientos.

Ahora debemos obtener las deformaciones de las barras que componen la estructura, que como habiamos visto antes se debe de tener una -- continuidad entre los nudos y las barras:

$$\{d\} = [a]\{e\}$$

$$\left. \begin{aligned}\theta_A &= -\theta_A - D/L \\ \theta_B &= \theta_B + D/L\end{aligned} \right\} \text{ para cada barra}$$

Barra [1] $\left\{ \begin{aligned}\theta_{A1} &= -0 - 42.23/4EI = -10.56/EI \\ \theta_{B1} &= -0.25 + 42.23/4EI = +10.36/EI\end{aligned} \right.$

$$\text{Barra } \boxed{2} \quad \begin{cases} \theta_{A2} = -(-0.25) - 20.10/3EI = -6.45/EI \\ \theta_{B2} = -0.70 + 20.10/3EI = 6.00/EI \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{3} \quad \begin{cases} \theta_{A3} = -0 - 42.23/3EI = -14.08/EI \\ \theta_{B3} = -2.86 + 42.23/3EI = 11.22/EI \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{4} \quad \begin{cases} \theta_{A4} = -(-2.86) - 20.10/3EI = -3.84/EI \\ \theta_{B4} = -0.48 + 20.10/3EI = 6.22/EI \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{5} \quad \begin{cases} \theta_{A5} = -(-0.25) = 0.25/EI \\ \theta_{B5} = (-2.86) = -2.86/EI \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{6} \quad \begin{cases} \theta_{A6} = -(-0.70) = 0.70/EI \\ \theta_{B6} = -0.48 = -0.48/EI \end{cases}$$

Hasta ahora ya conocemos como se desplaza y como se deforman la estructura y las barras. Conocemos ahora, si la estructura es posible diseñarla por el criterio de servicios de trabajo. Si las deformaciones son aceptables, se acepta la estructura. Esto es lo que nos ofrece el método de rigideces de solución de estructuras. Pero -- para poder diseñarla se necesita conocer los esfuerzos a que se encuentra sometida la estructura, o sea las fuerzas internas de cada barra. Valores que obtendríamos si aplicáramos el método de flexibilidades de solución de estructuras. Pero como habíamos mencionado antes, existe una ley que relaciona deformaciones con fuerzas, -- llamadas Ley de Hooke.

Esta ley dice que las deformaciones son proporcionales a las fuerzas internas:

$$\{p\} = \{k\}\{e\}$$

A la matriz que relaciona las deformaciones con las fuerzas, se le llama matriz de rigidez de las barras:

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{4EI}{L} \theta_A - \frac{2EI}{L} \theta_B \\ M_B &= -\frac{2EI}{L} \theta_A + \frac{4EI}{L} \theta_B \end{aligned}$$

Para nuestro ejemplo:

$$\text{Barra } \boxed{1} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4EI}{4} (-10.56/EI) - \frac{2EI}{4} (10.36/EI) = -15.74 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2EI}{4} (-10.56/EI) + \frac{4EI}{4} (10.36/EI) = 15.64 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{2} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4EI}{3} (-6.45/EI) - \frac{2EI}{3} (6.00/EI) = -12.60 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2EI}{3} (-6.45/EI) + \frac{4EI}{3} (6.00/EI) = 12.30 \text{ t m} \end{cases}$$

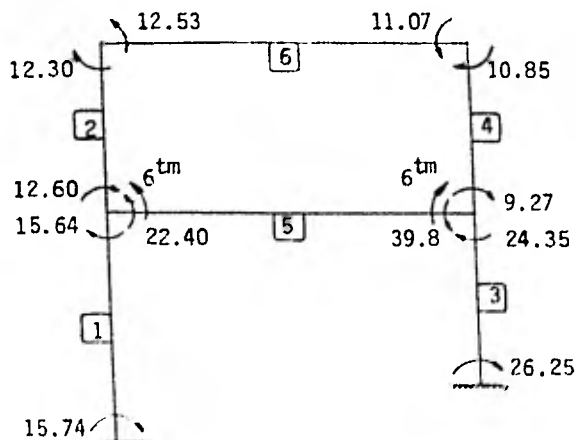
$$\text{Barra } \boxed{3} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4EI}{3} (-14.08/EI) - \frac{2EI}{3} (11.22/EI) = -26.25 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2EI}{3} (-14.08/EI) + \frac{4EI}{3} (11.22/EI) = 24.35 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{4} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4EI}{3} (-3.84/EI) - \frac{2EI}{3} (6.22/EI) = -9.27 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2EI}{3} (-3.84/EI) + \frac{4EI}{3} (6.22/EI) = 10.85 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{5} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4(20EI)}{6} (0.25/EI) - \frac{2(20EI)}{6} (2.86/EI) = 22.40 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2(20EI)}{6} (0.25/EI) + \frac{4(20EI)}{6} (-2.86/EI) = -39.80 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Barra } \boxed{6} \quad \begin{cases} M_A = \frac{4(20EI)}{6} (0.70/EI) - \frac{2(20EI)}{6} (-0.48/EI) = 12.53 \text{ t m} \\ M_B = -\frac{2(20EI)}{6} (0.70/EI) + \frac{4(20EI)}{6} (-0.48/EI) = -11.07 \text{ t m} \end{cases}$$

Resultados que podemos presentar en un diagrama:



Como vemos, el equilibrio en los nudos, se cumple. Ahora obtengamos los cortantes en las barras 1, 2, 3, 4 de manera que sean las fuerzas laterales que aplicamos:

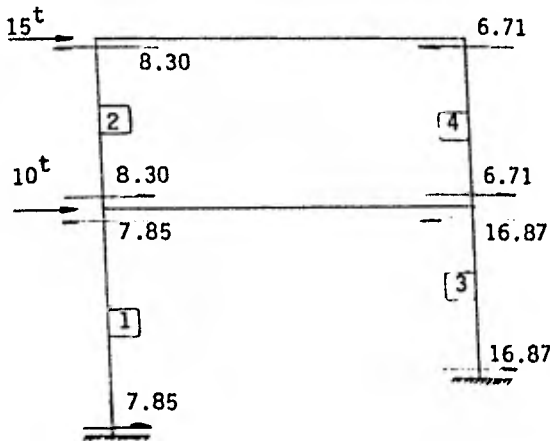
$$V_1 = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{15.64 - (-15.74)}{4} = 7.85 \text{ ton}$$

$$V_2 = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{12.30 - (-12.60)}{3} = 8.30 \text{ ton}$$

$$V_3 = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{24.35 - (-26.25)}{3} = 16.87 \text{ ton}$$

$$V_4 = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{10.85 - (-9.27)}{3} = 6.71 \text{ ton}$$

que podemos representar del siguiente modo:



Y una vez más comprobamos el equilibrio. Ahora sí, ya sabemos cuánto se deforma el marco, a que esfuerzos está sometido y podemos diseñar y valorar la estructura.

Algo parecido es lo que obtenemos en el programa STRESS y que nosotros ya podemos explicar. Por supuesto que el programa es más completo, puesto que también considera el peso que soporta cada columna y nos da la deformación axial de cada barra y su fuerza axial. Esto se logra aumentando de orden la matriz de rigidez de la estructura.

3.2 ESTRUCTURACION DE MARCOS C Y E

Entremos ya en detalle de los estudios preliminares del diseño de la estructura. Primeramente debemos estructurar la obra como nos parece más adecuado. Del diseño arquitectónico tenemos; una planta de los pisos elevados que formarán la biblioteca. (vease fig. 3.1)

Se tiene una planta de 32.40 de ancho y 94.50 de largo apoyada únicamente de 4 columnas únicamente. Son dos pisos de este tipo y la azotea, o sea 3 plantas en total. En la parte superior y a ambos lados se tienen dos pasillos apoyados en 2 trabes cada uno que provienen de la Cámara de Diputados uno y de la Cámara de Senadores el otro. - Del análisis de cada uno de estos pasillos, se obtuvo que cada trabe se apoya con 46 ton sobre el marco (E).

Entonces ya lo hemos dicho, formaremos dos marcos el (C) y el (E). Para unir estos dos marcos separados entre sí 21.60 m se colocarán largueros de longitud 32.40 m volando en cada extremo 5.40 m. Para empezar a cargar la planta de la biblioteca se propone:

Losas tipo:	losa Romsa = 220 kg/m ²
	acabado de pisos = 120 kg/m ²
	plafón = 50 kg/m ²
	canceles = 50 kg/m ²
	carga viva = 1000 kg/m ²
	CARGA TOTAL = 1500 kg/m ²

Losas azotea:	losa Romsa = 220 kg/m ²
	enladrillado + imperme. = 200 kg/m ²
	relleno = 200 kg/m ²
	plafón = 50 kg/m ²
	carga viva = 150 kg/m ²
	CARGA TOTAL = 850 kg/m ²

PRIMERA ALTERNATIVA:

En un primer intento para definir las características prismáticas de cada elemento, se propone el siguiente marco longitudinal; (vease -- fig. 3.2)

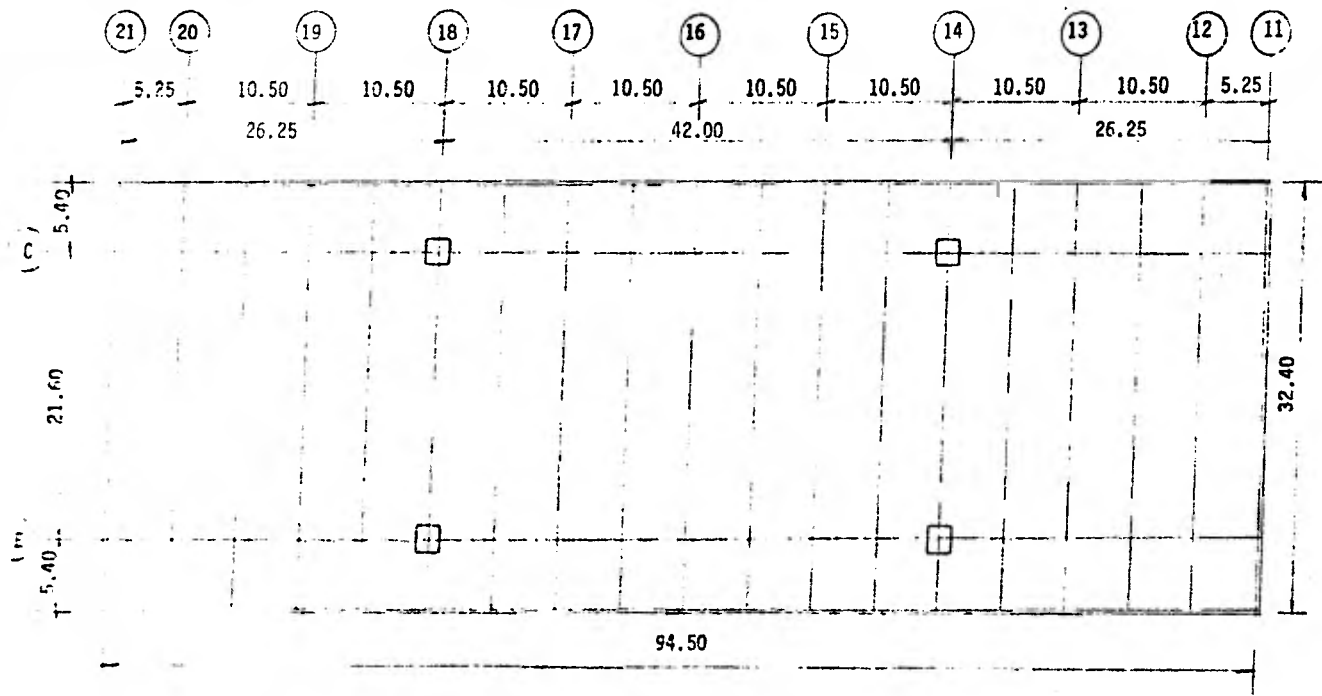


FIG. 3.1
PLANTA TIPO DEL PORTICO

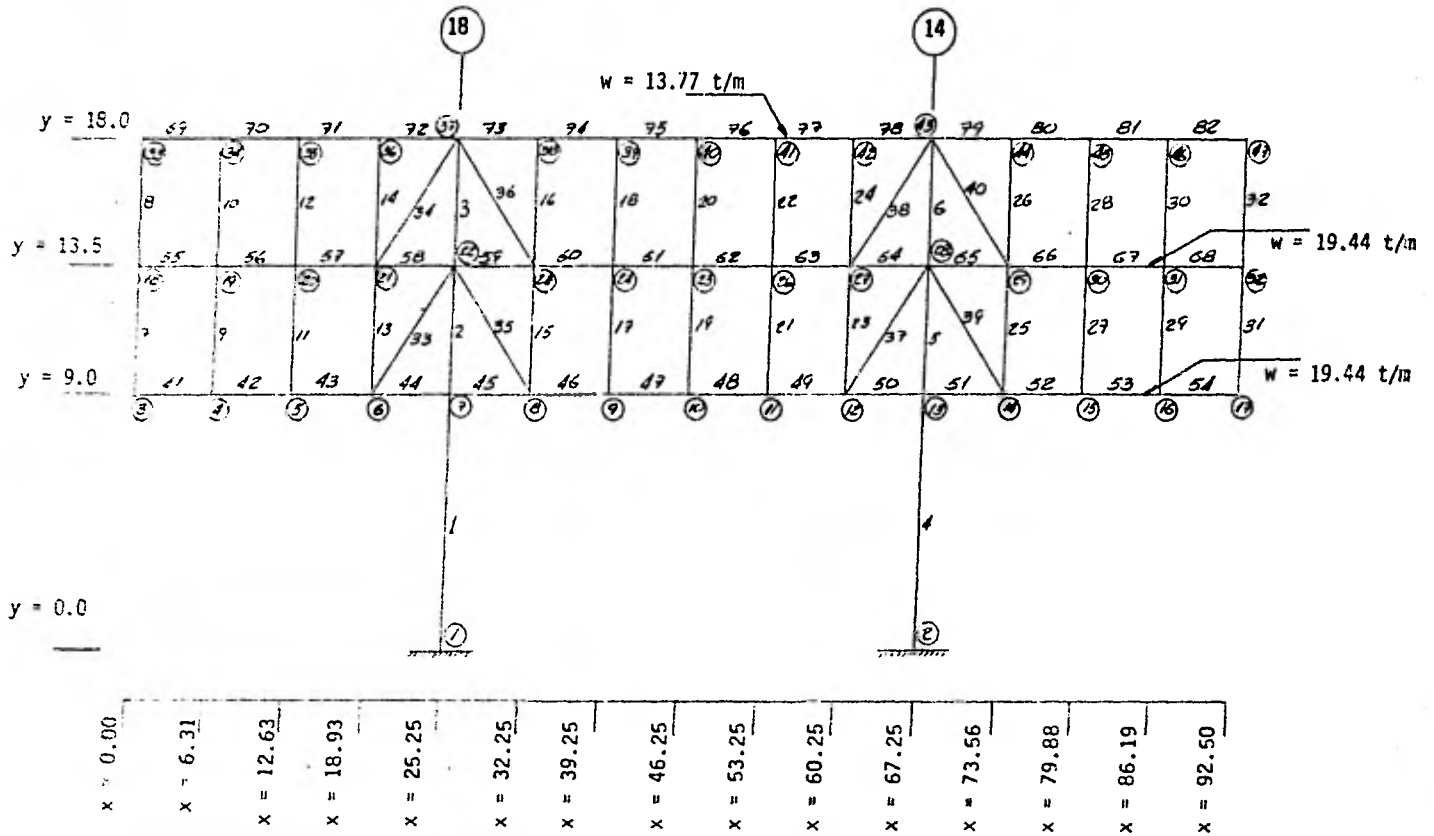


FIG. 3.2
 MARCOS C Y E (PRIMERA ALTERNATIVA)

Para darnos a entender mejor y evitar cualquier confusión, propongamos un orden a seguir para analizar un marco:

- 1) Suposición de cargas a que se encuentran sometidas las losas que se apoyan en las trabes del marco.
- 2) Cálculo de áreas tributarias de trabes.
- 3) Proposición de propiedades prismáticas de trabes y columnas.
- 4) Cálculo de fuerzas sísmicas que pueden afectar al marco.
- 5) Codificación al STRESS y aplicar la computadora.

De los 5 puntos que hemos propuesto, el primero ya lo presentamos y va a ser general para cualquier marco que estudiemos. El segundo no se tomará en cuenta en este primer análisis ya que es preliminar, entonces se dará la mitad de la carga del edificio a un marco. Del --- quinto es conveniente transcribirlo en este trabajo como se obtuvo de la máquina, pues no entra en los objetivos del trabajo mostrar como se codifica al STRESS y solo se presentarán los resultados que no son de interés.

Prosigamos ahora con el segundo punto:

Peso unitario por trabe = W

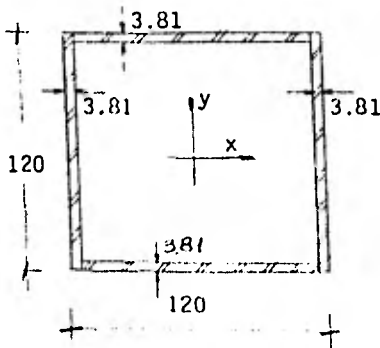
$$1^{\circ} \text{ Nivel} \quad W = (1.5)(32.40/2) = 24.3 \text{ t/m}$$

$$2^{\circ} \text{ Nivel} \quad W = (1.5)(32.40/2) = 24.3 \text{ t/m}$$

$$\text{Azotea} \quad W = (0.85)(32.40/2) = 13.77 \text{ t/m}$$

Siguiendo el tercer punto se propone:

- COLUMNAS:



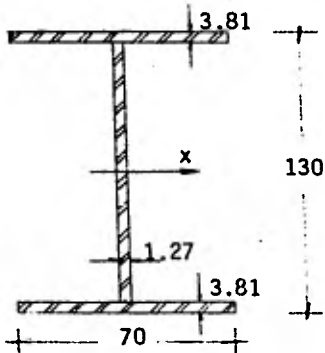
Propiedades prismáticas:

$$A = 4(1.20 - 0.0381)(0.0381) \\ = 0.1770 \text{ m}^2$$

$$I_x = I_y = 2\left(\frac{0.0381 \times 1.20^3}{12}\right) + \\ + 2(1.1238 \times 0.0381)(0.581)^2 \\ = 0.039874 \text{ m}^4$$

$$S_x = S_y = (0.039874/0.60) \\ = 0.06646 \text{ m}^3$$

- TRABES:



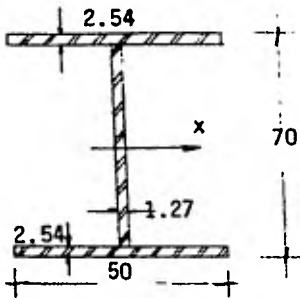
Propiedades prismáticas:

$$A = 2(0.70 \times 0.038) + (1.224 \times 0.016) \\ = 0.0728 \text{ m}^2$$

$$I_x = \left(\frac{0.016 \times 1.224^3}{12} \right) + \\ + 2(0.70 \times 0.038)(0.631)^2 \\ = 0.023680 \text{ m}^4$$

$$S_x = (0.023680 / 0.65) = 0.03643 \text{ m}^3$$

- MONTANTES Y DIAGONALES:



Propiedades prismáticas:

$$A = 2(0.5 \times 0.0254) + (0.6492 \times 0.013) \\ = 0.0338 \text{ m}^2$$

$$I_x = \left(\frac{0.013 \times 0.6492^3}{12} \right) + \\ + 2(0.5 \times 0.0254)(0.3373)^2 \\ = 0.003186 \text{ m}^4$$

$$S_x = (0.003186 / 0.35) = 0.00910 \text{ m}^3$$

Obtenido ya el tercer punto, comencemos ahora con el cuarto punto, - por lo que necesitamos realizar un análisis sísmico estático preliminar. Para esto haremos las siguientes suposiciones:

Existen dos tipos de análisis sísmicos; uno es usado para analizar - edificios de 60 m de altura o menores, llamado análisis estático; el otro es para analizar estructuras de más de 60 m de altura y en el - cuál se toma en cuenta los distintos modos de oscilar de las estructuras. Aquí en México, debido a que es una zona altamente sísmica, - es común el uso del segundo análisis para estructuras de importancia aún sin sobrepasar los 60 m de altura.

Para nuestro caso, el edificio por tener la forma que tiene se usa- rán los dos métodos. El primero se utilizará para obtener la rigi- dez de cada marco individualmente. O sea, se supondrán por medio --

y que las demás se deformarán de acuerdo a una relación lineal. En la tercera columna tabulamos los pesos de cada entrepiso. Para este caso, se considera una carga viva accidental y que nosotros proponemos:

$$C. \text{ Viva de losa tipo} = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$C. \text{ Viva de losa azotea} = 150 \text{ kg/m}^2$$

quedando las cargas totales de la siguiente manera:

$$C. \text{ Total de losa tipo} = 500 + 450 = 950 \text{ kg/m}^2$$

$$C. \text{ Total de losa azotea} = 700 + 150 = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$(W) \text{ losa tipo} = (16.2)(94.5)(0.95) = 1454.36 \text{ ton}$$

$$(W) \text{ losa azotea} = (16.2)(94.5)(0.85) = 1301.27 \text{ ton}$$

Ahora bien, para obtener una relación lineal de la deformación y considerando que los pesos de los pisos pueden ser diferentes, la relación $h/100$ nos puede dar la variación de las distintas rigideces de cada piso necesarias para obtener el diagrama de deformaciones buscado. Es por esto que en la columna cuatro se multiplica la dos y la tres, obteniendo unas fuerzas sísmicas falsas que lo único que nos proporcionan es la variación de la rigidez. En la quinta columna obtenemos el cortante con el simple objetivo de obtener la suma total de las fuerzas sísmicas.

Para obtener ahora el cortante que llamamos real, multiplicamos el coeficiente sísmico de 0.08 por el peso de toda la estructura entre la suma de fuerzas sísmicas falsas. El coeficiente de 0.08 se obtiene al considerar un coeficiente sísmico de (0.24×1.3) por pertenecer al grupo A de construcciones ubicada en la zona III de alta comprensibilidad como lo marca el reglamento del D.F. Lo que se está obteniendo con el factor (alfa) es la relación de la fuerza sísmica total real entre la suma de las fuerzas que habíamos obtenido. Porque es sabido por todos ustedes que el coeficiente sísmico es el valor que relaciona el peso total de la masa y la fuerza sísmica que tiene en determinada zona.

Ya tenemos entonces las fuerzas sísmicas preliminares aplicadas a nuestro marco en estudio. Ahora sí podemos obtener el marco sometido primeramente a C. vertical exclusivamente y después a sismo única mente. vease fig. 3.3.

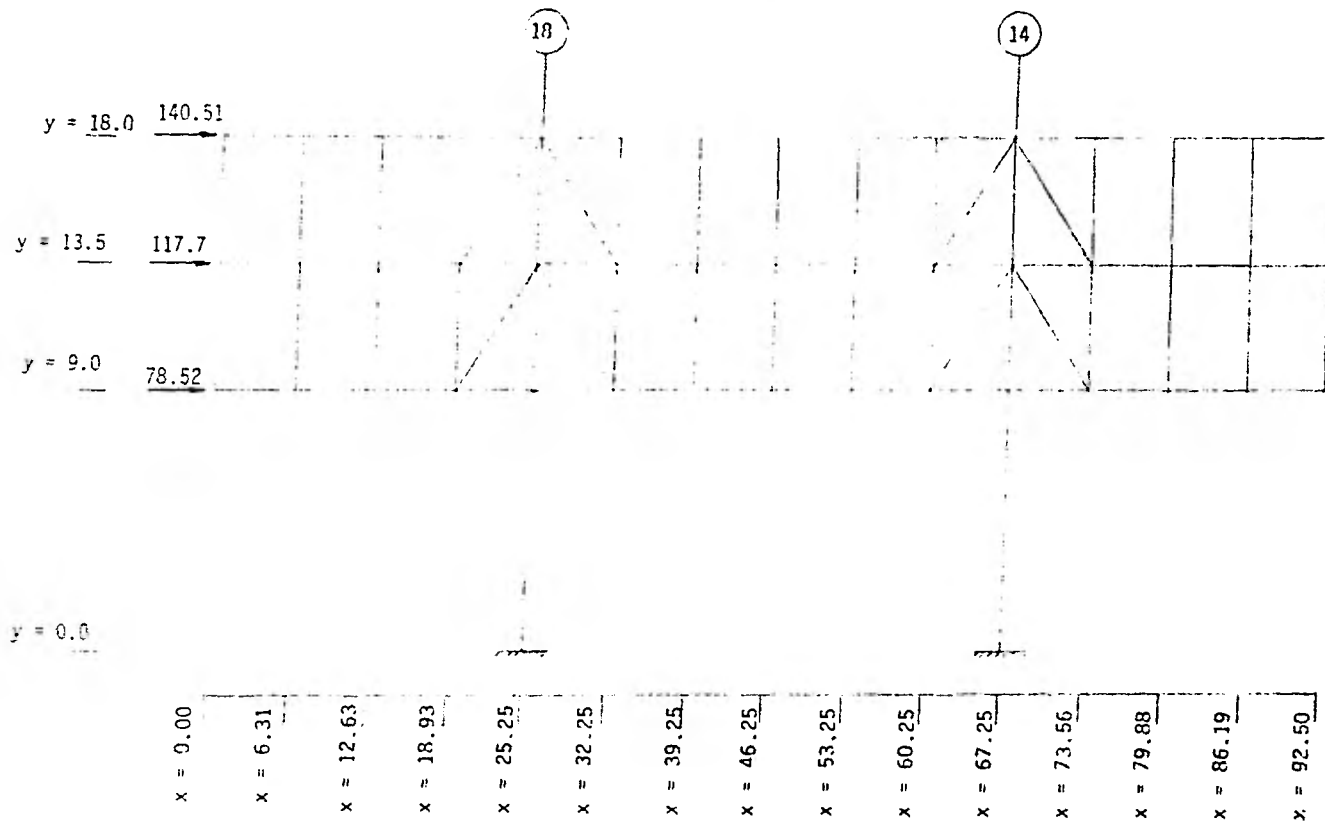


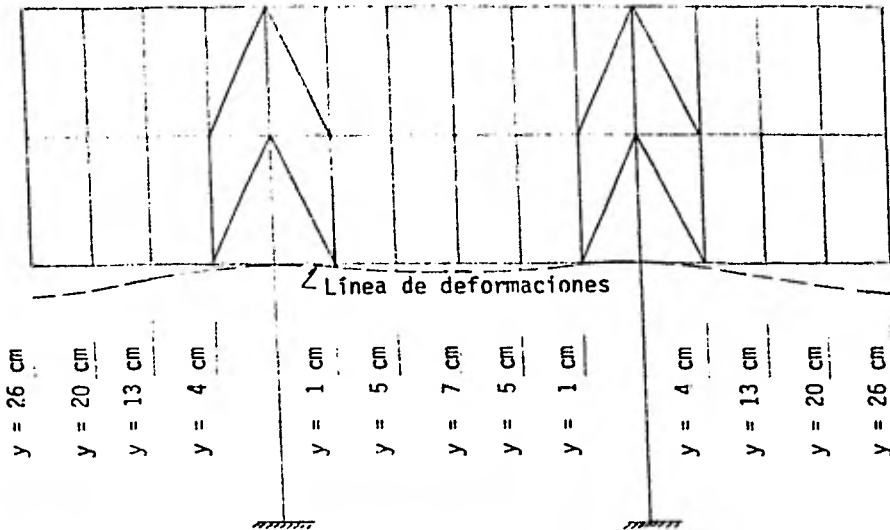
FIG. 3.3
 MARCOS C Y E (CONDICION DE SISMO)

Al analizar el marco bajo sus dos condiciones de carga obtenemos:

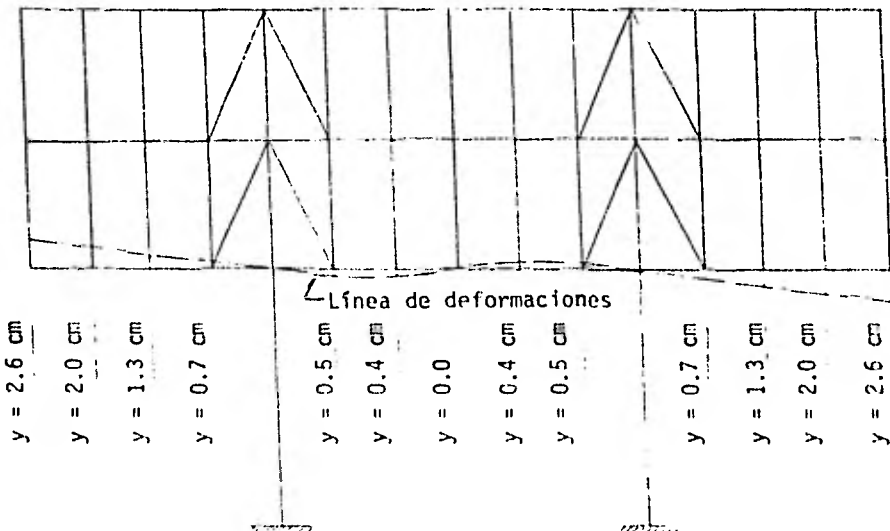
I.- CARGA VERTICAL (Deformaciones verticales)

II.- SISMO (Deformaciones verticales y horizontales)

CASO I



CASO II



Los resultados que se acaban de exponer indican que bajo la condición de C. vertical no es conveniente diseñar, ya que las deformaciones son exageradamente grandes. Mientras que para la condición de sismo únicamente las deformaciones no son excesivas, pero en combinación la C. vertical resultarían inaceptables. Como conclusión podemos decir que la carga vertical rige y que es necesario hacer alguna modificación.

SEGUNDA ALTERNATIVA:

Del primer intento tenemos que el volado no es soportable bajo el criterio de servicios. Para eliminarlo pensemos que apoyamos el marco en los edificios aledaños, por lo que obtendríamos ahora: (vease fig. 3.4).

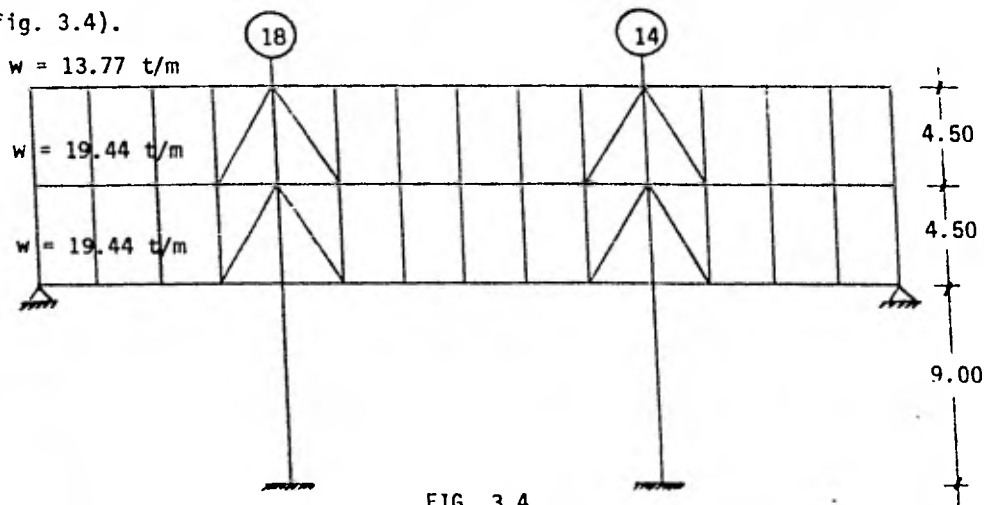


FIG. 3.4

Se propone apoyos libres para evitar algún giro o momento que puede perjudicar a los edificios vecinos. Además las cargas que obtuvimos para el primer intento serían las mismas. Para este caso no recurriremos al análisis sísmico ya que de la lección pasada concluimos que no rige y lo único que nos importa resolver es la carga vertical.

Haciendo uso nuevamente de la máquina computadora obtenemos: (vease fig. 3.5.).

De los resultados que se nos muestran empezamos diciendo que la deformación al centro del marco de 10 cm es muy grande. Después no es —

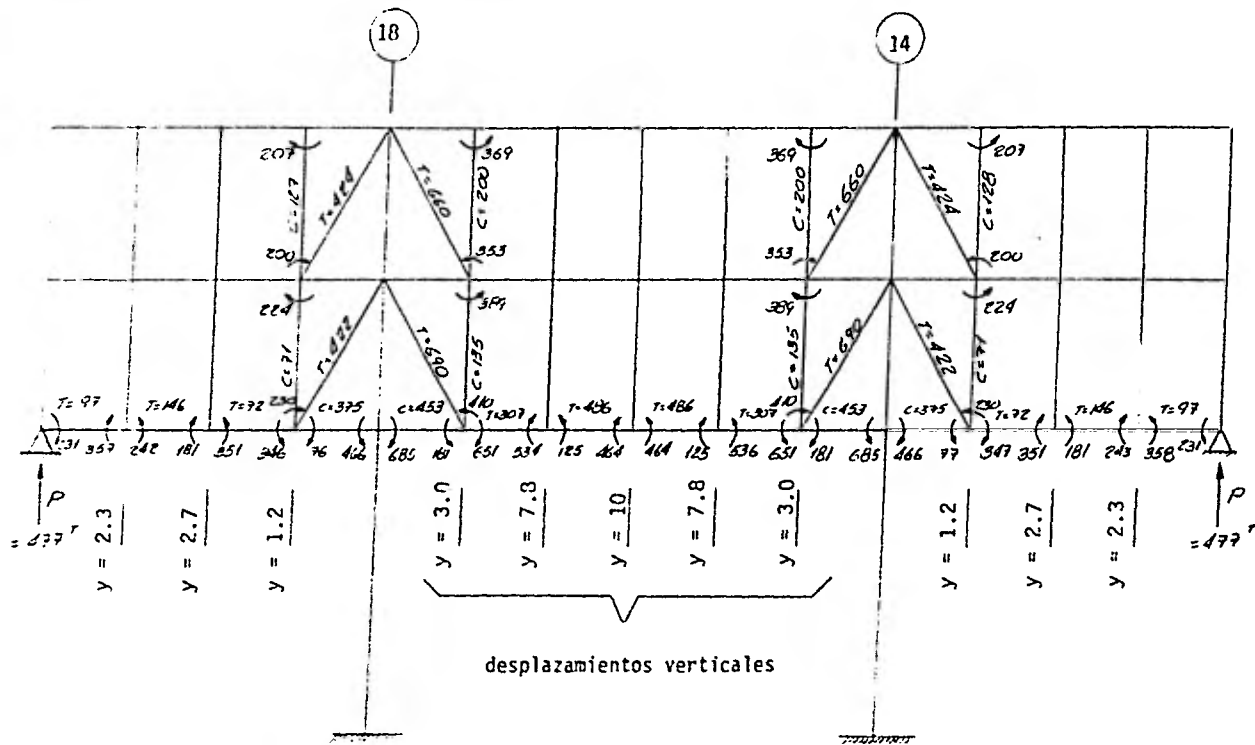


FIG. 3.5

Momentos (ton m)

Fuerzas (ton)

Desplazamientos (cm)

conveniente apoyar 477 ton en otro edificio que además de dificultar la manera de como se va a apoyar, rompería con el equilibrio del edificio que resulta casi simétrico. Además y sin adentrarnos mucho en el diseño, los montantes y contraventeos señalados no soportarían -- los elementos obtenidos; por ejemplo la columna número 15.

$$C = 135 \text{ ton}$$

$$M = 410 \text{ ton m}$$

$$\text{Considerando que } f_a = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

sin considerar ningún factor que altere los esfuerzos permisibles:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} < 1.520$$

$$\frac{135}{338} + \frac{41000}{9102.9} = 4.9 > 1.52 \quad \text{No se acepta}$$

De las traveses tampoco funcionarían y para demostrarlo de un análisis muy sencillo, la trabe 45 por ejemplo:

$$P = 453 \text{ ton} \quad M = 685 \text{ ton m}$$

haciendo la misma suposición de esfuerzos y con la fórmula de la interacción:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} < 1.520$$

$$\frac{453}{728} + \frac{68500}{36430.8} = 2.5 > 1.52 \quad \text{No se acepta}$$

Hagamos entonces un estudio más detallado de nuestras eficiencias y - propongamos soluciones que no alteren el diseño arquitectónico fundamental. Enumeremos entonces nuestras deficiencias:

- 1) Deformaciones inaceptables en el centro del marco.
- 2) Reacciones en los apoyos muy grandes.
- 3) Abuso en el trabajo de contraventeos y montantes vecinos a las columnas principales.
- 4) Poca área a las columnas principales, puesto que los momentos y - cargas axiales son muy grandes.

Ahora enumeremos las restricciones arquitectónicas de diseño para poder plantear soluciones:

- 1) No es permitido contraventear todo el marco, ya que anularía toda la funcionalidad del edificio. Se requiere que dentro de la biblioteca no se vean ni existan contraventeos solo se permite y con mucho trabajo dos claros de 5.25 m del lado que mira al centro del claro de las columnas centrales y un claro del lado que mira hacia afuera. También un claro de 5.25 m, también en los extremos del marco.
- 2) No se permite aumentar el peralte de las trabes de más de 1.50 m debido a los requerimientos de altura libre entrepisos. Es posible acartelar las trabes hasta 2.5 m en el 1º piso pero a partir de los dos claros mencionados a ambos lados de la columna central. Y en la trabe de azotea acartelar hacia arriba de manera de no estorbar al 2º piso.
- 3) No se permite contraventear las columnas centrales, ni aumentar su número en la zona de los 9 m de altura debido a que dicho espacio es destinado a paso de peatones y dar belleza a la estructura.
- 4) Se permite aumentar las dimensiones de las columnas centrales de 120 x 120 a 180 x 180 y además se permite agregar columnas únicamente en los extremos para no quitar vista y permitir que cada edificio que forma la Sede trabaje independiente.
- 5) Además, debajo del nivel donde empieza la altura de 9 m se tiene un estacionamiento de 4.50 m. de altura. Se requiere entonces continuar las columnas un nivel más abajo, presentándose ahora la oportunidad de rigidizar el marco mediante una gran trabe de concreto que se propondrá de 80 x 160 cm.

Como vemos, ya entramos en el diseño definitivo ajustando y modificando lo necesario con acuerdo de los arquitectos. Creo que es necesario aclarar que la parte de la estructura que se refiere al nivel estacionamiento y toda estructura de concreto no entrará en el trabajo. Comenzando por el principio otra vez, obtengamos cargas, propiedades prismáticas, análisis sísmico estático y codifica--

ción para el STRESS.

Sabemos nosotros que la losa-acero se apoyará a unos largueros separados 2.625 m y estos mismos se apoyan en las traveses de los marcos C y E. La carga de cada larguero será de:

- (en losa tipo) $P_L = (2.625 \times 16.2)(1.5) = 63.8 \text{ ton}$
- (en losa azotea) $P_A = (2.625 \times 16.2)(0.85) = 36.2 \text{ ton}$

Notese que en ningún caso hemos considerado el peso propio de traveses y largueros y no lo consideramos puesto que no afecta en el diseño y solo entorpece la fluidez del trabajo.

Para el caso de la Planta Baja y ya que necesitamos considerar la trabe de concreto para rigidizar el marco aunque no se vaya a diseñar, la planta baja también constituirá en una serie de traveses de 10.8 m de longitud apoyada en los marcos C y E y otros marcos que no intervienen en la estructura de acero y separadas 3.5 m como se muestra en la fig. 3.6. El peso de losa y carga viva de la planta baja será de 1.1 ton/m^2 y las dimensiones de las traveses serán de -- 30 x 100 cm y para lo cuál sí se considera peso propio. La reacción de cada trabe será entonces:

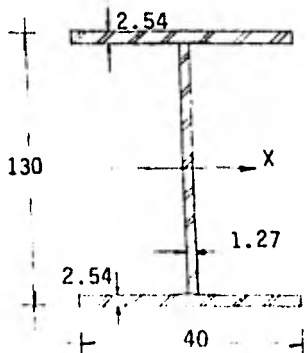
$$P_{PB} = (10.8 \times 3.5 \times 1.1) + (0.3 \times 1.0 \times 2.4 \times 10.8) = 49.5 \text{ ton}$$

El peso propio de la trabe de 80 x 160 es de:

$$W_{PB} = (0.8 \times 1.6 \times 2.4) = 3.07 \text{ ton/m}$$

Se proponen ahora las siguientes secciones:

- LARGUEROS:



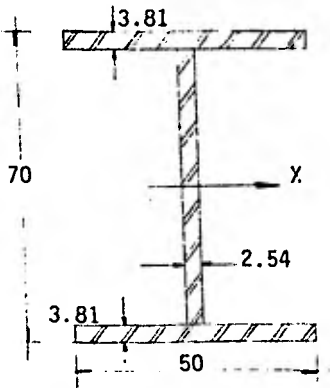
Propiedades prismáticas:

$$A = 2(2.54 \times 40) + (1.27 \times 124.92) = 361.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.27)(124.92)^3}{12} + 2(2.54 \times 40)(63.73)^2 = 1031608 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (1031608/65) = 1570.89 \text{ cm}^3$$

- CONTRAVENTEOS Y UNOS MONTANTES:



Propiedades prismáticas

$$A = 2(50 \times 3.81) + (62.38 \times 2.54)$$

$$= 539.4 \text{ cm}^2$$

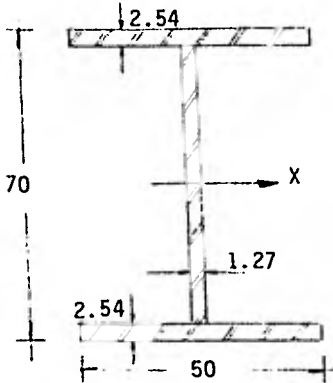
$$I_x = \frac{(2.54)(62.38)^3}{12} +$$

$$+ 2(50 \times 3.81)(33.095)^2$$

$$= 468681 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (468681/35) = 13390.9 \text{ cm}^3$$

- MONTANTES:



Propiedades prismáticas

$$A = 2(50 \times 2.54) + (64.92 \times 1.27)$$

$$= 336.4 \text{ cm}^2$$

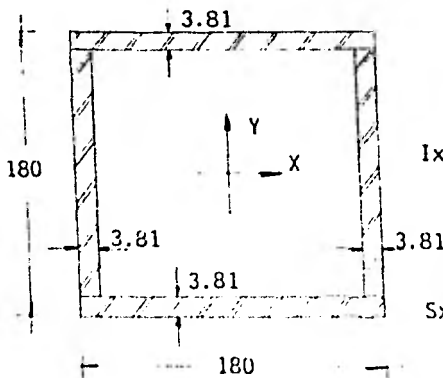
$$I_x = \frac{1.27(64.92)^3}{12} +$$

$$+ 2(50 \times 2.54)(33.73)^2$$

$$= 317927 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (317927/35) = 9083.6 \text{ cm}^3$$

- COLUMNA CENTRAL:



Propiedades prismáticas

$$A = 4(3.81 \times 176.19)$$

$$= 2685 \text{ cm}^2$$

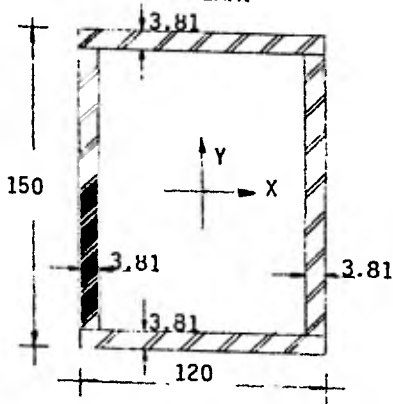
$$I_x = I_y = 2\left(\frac{(3.81)(172.38)^3}{12}\right) +$$

$$+ 2(180 \times 3.81)(88.095)^2$$

$$= 13897242 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_y = (13897242/90) = 154414 \text{ cm}^3$$

- COLUMNA EXTREMA:



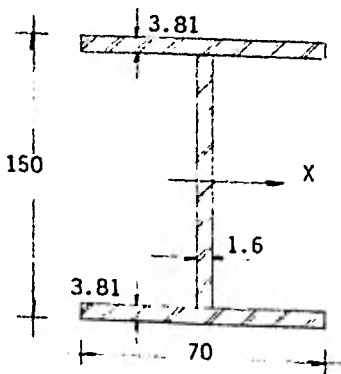
Propiedades prismáticas

$$A = 2(146.19 \times 3.81) + 2(116.19 \times 3.81) \\ = 2000 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2\left(\frac{(3.81)(112.38)^3}{12}\right) + \\ + 2(150 \times 3.81)(58.095)^2 \\ = 4758900 \text{ cm}^4$$

$$S_y = (4758900/60) = 79315 \text{ cm}^3$$

- TRABES DE PERALTE CONSTANTE:



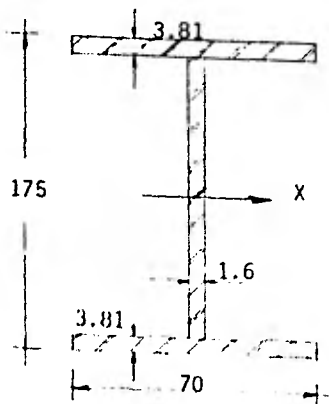
Propiedades prismáticas

$$A = 2(3.81 \times 70) + (142.38 \times 1.6) \\ = 761 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.6)(142.38)^3}{12} + \\ + 2(3.81 \times 70)(73.10)^2 \\ = 3235126 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (3235126/75) = 43135.0 \text{ cm}^3$$

- TRABE DE PERALTE VARIABLE DE 150 A 200:



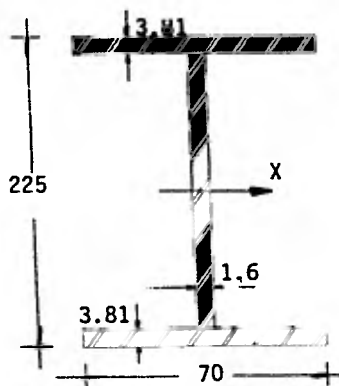
Propiedades prismáticas

$$A = 2(3.81 \times 70) + (167.38 \times 1.6) \\ = 801 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.6)(167.38)^3}{12} + \\ + 2(3.81 \times 70)(85.595)^2 \\ = 4533201.1 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (4533201.1/87.5) = 51808 \text{ cm}^3$$

- TRABE DE PERALTE VARIABLE DE 200 A 250:



Propiedades prismáticas:

$$A = 2(3.81 \times 70) + (217.38 \times 1.6)$$

$$= 881 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.6)(217.38)^3}{12} +$$

$$+ 2(3.81 \times 70)(110.6)^2$$

$$= 7894352.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (7894352.6 / 112.5) = 70172 \text{ cm}^3$$

Haciendo las mismas consideraciones del análisis sísmico estático anterior y obteniendo el peso correcto de cada entrepiso, tenemos:

h/100	W	F's	V's	Vreal	Freal
m	ton	ton	ton	ton	ton
0.225	1393.31	313.49	313.49	170.21	170.21
0.180	2464.56	443.62	757.11	411.08	240.87
0.135	2464.56	332.72	1089.83	591.73	180.65
0.045	1546.60	69.60	1159.43	629.52	37.79

SUMA = 7869.03 ton

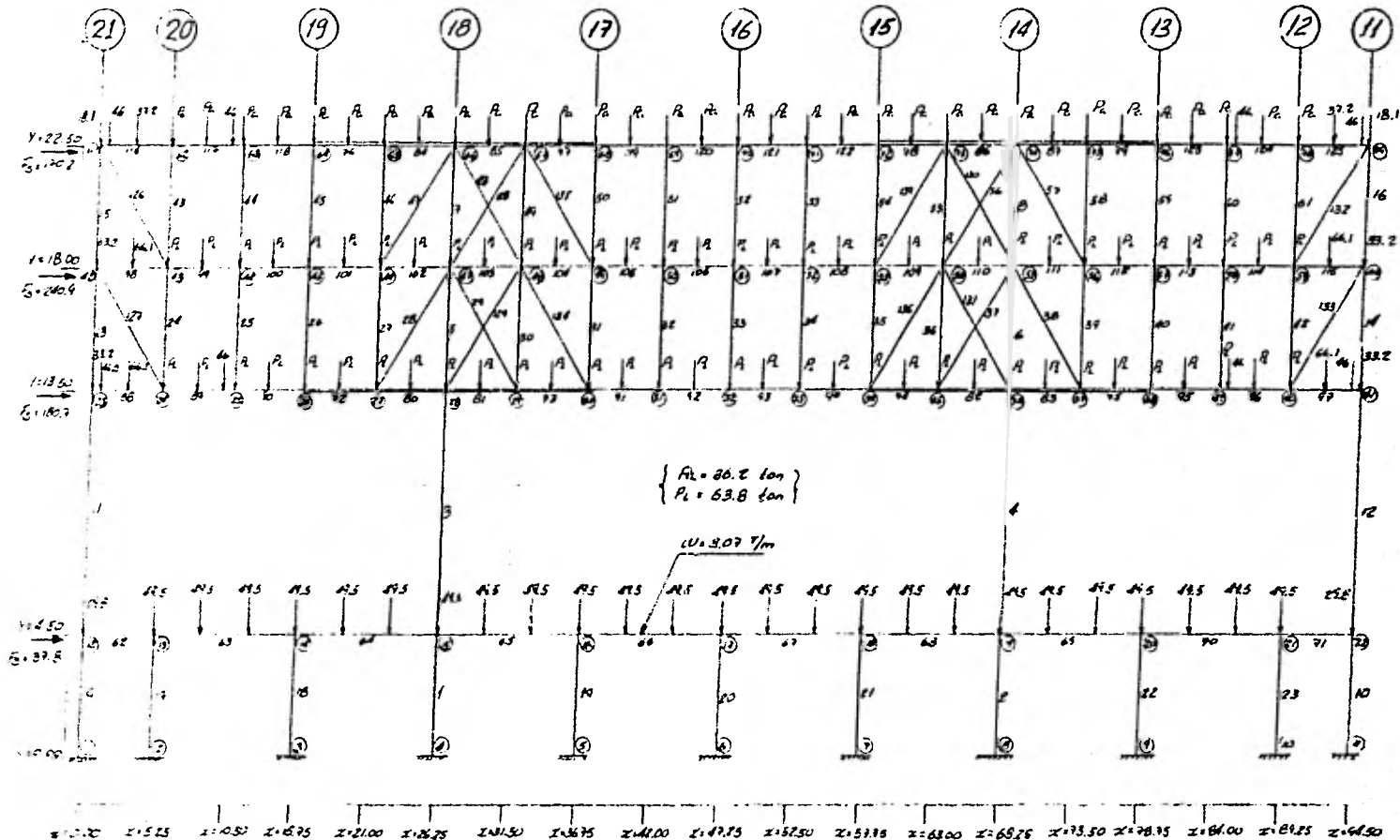
$$\alpha = \frac{0.08(7869.03)}{1159.43} = 0.54$$

Hagamos la aclaración de que la fuerza sísmica es producida por toda la inercia al desplazarse, por lo que las fuerzas sísmicas se introducirán en el programa STRESS como una fuerza uniformemente distribuida a todo lo largo de la trabe.

El siguiente paso será codificar el marco y cargarlo de manera de usar la máquina y esperar resultados. (Vease fig. 3.6)

Lo que esperamos ahora de la máquina serán los elementos mecánicos de cada miembro del marco para la condición de carga vertical y los desplazamientos laterales de cada piso del marco en la condición de

Sismo Únicamente para poder obtener la rigidez real del marco. Así y con uso del análisis sísmico dinámico y el estudio de los efectos de torsión obtener las verdaderas fuerzas sísmicas para que volvamos a correr el marco en la computadora y nos de los resultados de los elementos mecánicos de cada miembro bajo la condición de C. Ver tical + Sismo simultáneamente. Esto se verá en otro inciso.

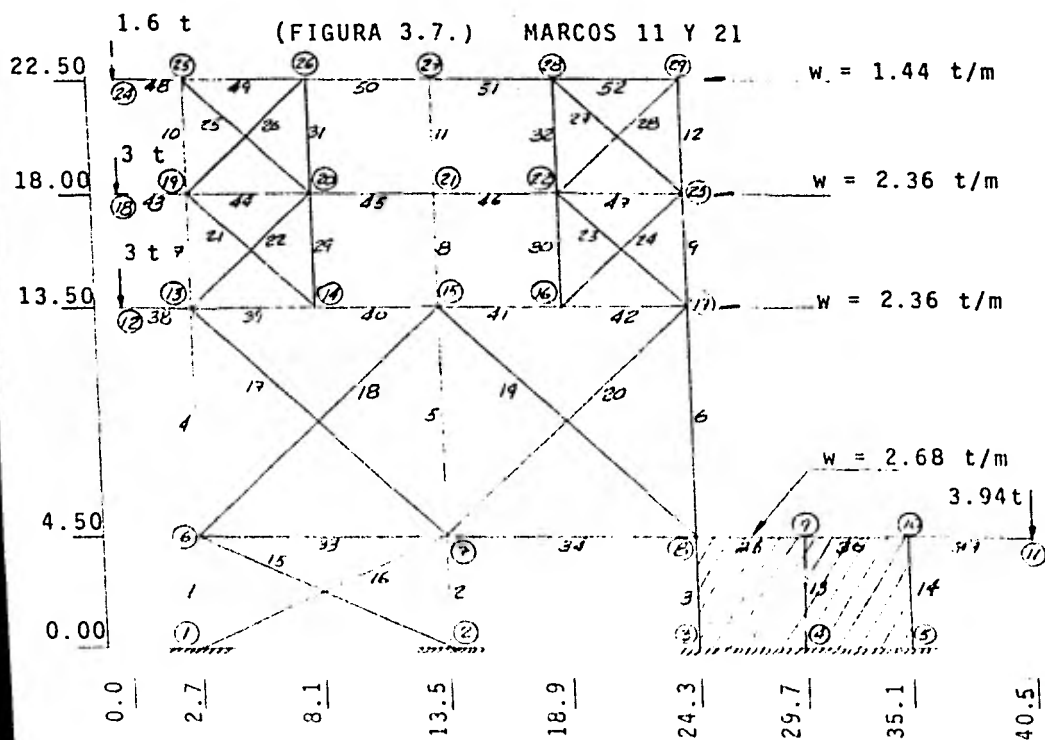


(FIG. 36.) MARCOS 'C' y 'E'

3.3 ESTRUCTURACION DE MARCOS 11 Y 21

Hemos resuelto hasta ahora la carga vertical y el sismo en una dirección, en la dirección larga del edificio. Pero nos encontramos ante un problema, como contener el sismo cuando se presente en la otra dirección. Por restricciones arquitectónicas no podemos contraventear ni contener lateralmente los marcos 14 y 18 que es donde se encuentran las columnas centrales. La única solución es rigidizar al máximo los marcos extremos, el 11 y el 21 de manera de contener a todo el edificio. El problema de transmitir todo el peso del edificio que se desplaza lateralmente a dichos marcos extremos se resolverá tal vez de la única manera que nos queda; por medio de un sistema de elementos estructurales debajo de cada piso de manera de que contenga a todo el edificio.

Ahora pensemos en una forma del marco 11 y 21 para obtener la estructuración, después obtener sus fuerzas tanto por C. Vertical como por sismo. Proponer algunas secciones para los elementos y correrlo en la computadora para obtener resultados. Veamos la (fig. 3.7).



Las cargas por C. Vertical, serán:

$$W_A = (0.85)(5.25/2) = 2.23 \text{ t/m}$$

$$W_{LT} = (1.5)(5.25/2) = 3.94 \text{ t/m}$$

$$W_{PB} = (1.1)(5.25/2) = 2.89 \text{ t/m}$$

Analizando cuidadosamente el marco, observamos que la C. Vertical no pinta, es demasiada chica para el marco tan reforzado como lo tenemos, pero aún falta la consideración por la condición de sismo. Para poder tener una idea de la magnitud de fuerzas sísmicas que hay que soportar hagamos primero el análisis sísmico.

Antes de comenzar, es conveniente hacer unas aclaraciones de la estructuración del marco propuesto.

- en primer término, lo que se pretende es que haya simetría en el marco. Esto es, que exista un eje de simetría en cuanto a comportamiento de los elementos estructurales cuando venga un sismo que como sabemos cambia de sentido cíclicamente. El problema que nos encontramos es que al existir el estacionamiento debajo de la Planta Baja hay comunicación con los otros edificios y este se encuentra debajo del marco entre los ejes D y E. Entonces como es posible - contraventear el marco en este nivel entre los ejes C y D, hemos propuesto la construcción de un muro de 10.80 m que ayude a la estructura a soportar un sismo.
- el porque de suspender el marco a la izquierda del eje C, es debido a la existencia de una junta constructiva con el edificio vecino que se adentra en la zona cuadrada del pórtico.
- no se puede contraventear a todo lo largo de los niveles 1 y 2 debido a la misma razón: existe comunicación para personas entre -- los ejes D y E y como se busca la simetría, tampoco se contraventea en el lado opuesto del eje D.
- en este marco sí es permitido la existencia de una tercera columna sobre el eje D, porque no impide el paso de gente ni merma la visibilidad y opulencia del edificio por ser un marco extremo.

- en este caso la trabe de P.B. será propuesta de acero debido a la dificultad que se presentaría en las conexiones y transmisión de es fuerzos con columnas y contraventeos, pero en la parte que incluye al muro y al volado se propone la sección de concreto de 40 x 100 cm.

Para el análisis sísmico y apoyándonos en el sentido ingenieril exclusivamente sin tener otra base, se propone que las masas que serán soportadas lateralmente por los marcos 11 y 21: serán los 26.25 m. de los ejes 11 al 14 y de los ejes 21 a 18. Es decir estamos suponiendo una gran masa para ver como se comporta el marco, aunque para el primer análisis sísmico bien sabemos que no son las fuerzas reales las que obtendremos, que son únicamente para obtener la rigidez del marco. Pensando en ésto es justificable nuestro criterio.

- Nivel Planta Baja:

$$\begin{aligned} \text{losa} &= (0.85 \times 2.625 \times 43.2) = 96.39 \text{ ton} \\ \text{columnas} &= 3(8)(0.2 \times 6.75) = 32.40 \text{ ton} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & 128.79 \text{ ton} \end{aligned}$$

- 1º Nivel:

$$\begin{aligned} \text{losa} &= (0.95 \times 26.25 \times 32.4) = 808.00 \text{ ton} \\ \text{columnas} &= 3(8)(0.2 \times 6.75) = 32.40 \text{ ton} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & 840.40 \text{ ton} \end{aligned}$$

- 2º Nivel:

$$\begin{aligned} \text{losa} &= (0.95 \times 26.25 \times 32.4) = 808.00 \text{ ton} \\ \text{columnas} &= 3(8)(0.2 \times 4.5) = 21.60 \text{ ton} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & 829.60 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Nivel Azotea:

$$\begin{aligned} \text{losa} &= (0.85 \times 26.25 \times 32.4) = 722.93 \text{ ton} \\ \text{columnas} &= 3(8)(0.2 \times 2.25) = 10.80 \text{ ton} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & 733.73 \text{ ton} \end{aligned}$$

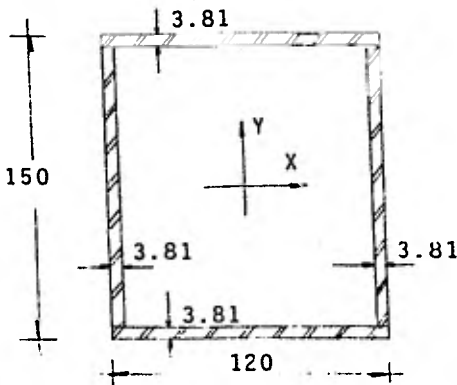
h/100 m	W ton	F's ton	V's ton	Vreal ton	Freal ton
0.225	733.73	165.09			77.22
0.180	829.60	149.33	165.09	77.22	69.84
0.135	840.40	113.45	314.42	147.06	53.07
0.045	128.79	5.80	427.87	200.13	3.69
			433.67	203.82	

SUMA = 2535.52

$$\text{alfa} = \frac{0.08(2535.52)}{433.67} = 0.47$$

Propongamos ahora las siguientes secciones:

- Columnas principales:



Propiedades prismáticas:

$$A = (2 \times 142.38 \times 3.81) + 2(120 \times 3.81)$$

$$= 2000 \text{ cm}^2$$

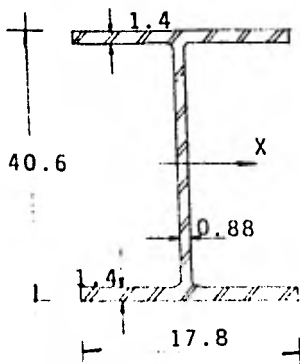
$$I_x = \frac{(2 \times 3.81 \times 142.38^3)}{12} +$$

$$+ 2(120 \times 3.81)(73.10)^2$$

$$= 6718352 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (6718352/75) = 89578.0 \text{ cm}^3$$

- Contraventeos (del 15 al 20)



Propiedades prismáticas:

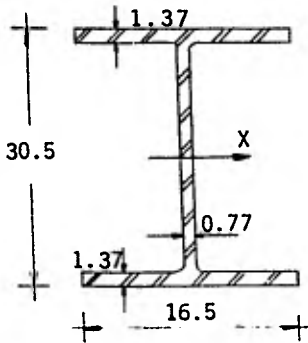
se propone IPR 16"x7"x67.1 kg/m

$$A = 85.42 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 24279 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1186 \text{ cm}^3$$

- Contraventeos (del 21 al 28) y Montantes (del 29 al 32)



Propiedades prismáticas:

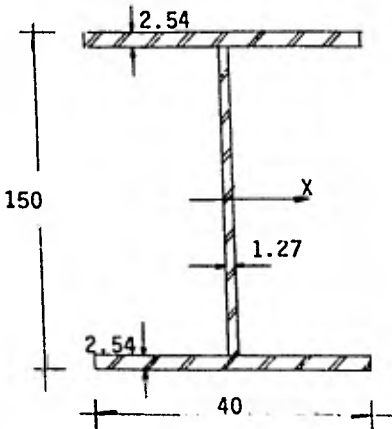
se propone IPR 12"x6 1/2"x53.7 kg/m

$$A = 68.32 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 11687 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 752 \text{ cm}^3$$

- Trabes (del 38 al 52)



Propiedades prismáticas:

$$A = 2(2.54 \times 40) + (144.92 \times 1.27)$$

$$= 387.25 \text{ cm}^2$$

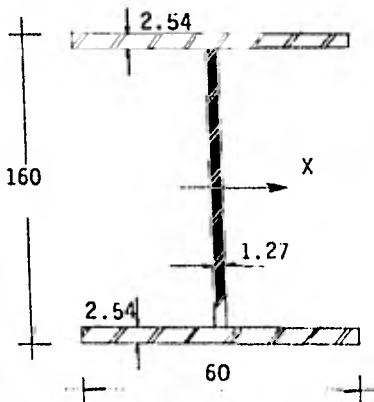
$$I_x = \frac{(1.27 \times 144.92^3)}{12} +$$

$$+ 2(2.54 \times 40)(73.73)^2$$

$$= 1426730.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (1426730.6/75) = 19023.1 \text{ cm}^3$$

- Trabes nivel P.Baja (del 33 al 34)



Propiedades prismáticas:

$$A = 2(2.54 \times 60) + (154.92 \times 1.27)$$

$$= 501.55 \text{ cm}^2$$

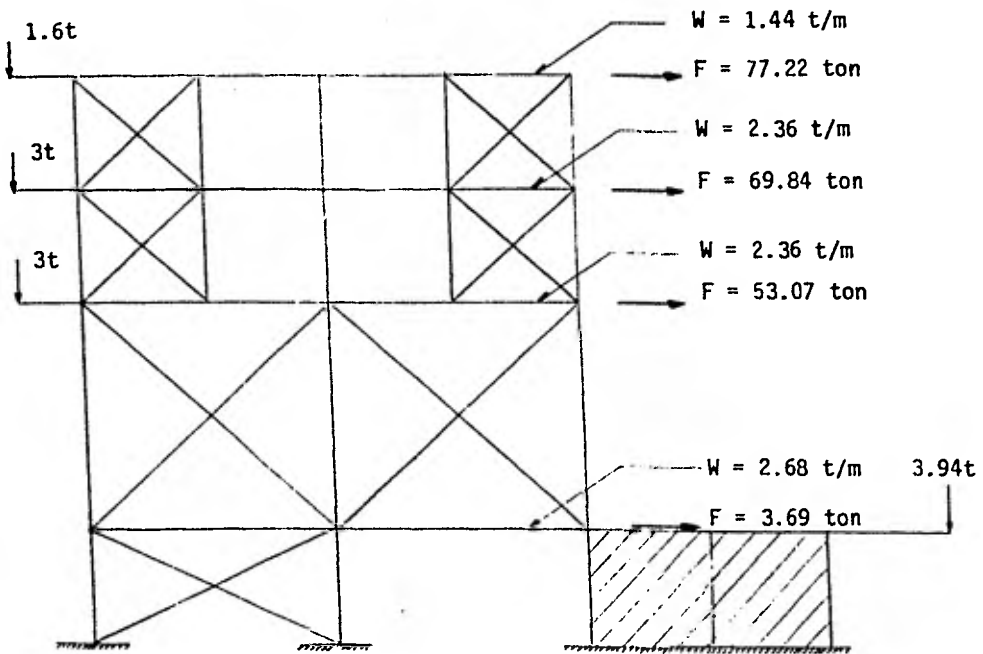
$$I_x = \frac{(1.27 \times 154.92^3)}{12} +$$

$$+ 2(2.54 \times 60)(78.73)^2$$

$$= 2292071.72 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (2292071.72/80) = 28650.9 \text{ cm}^3$$

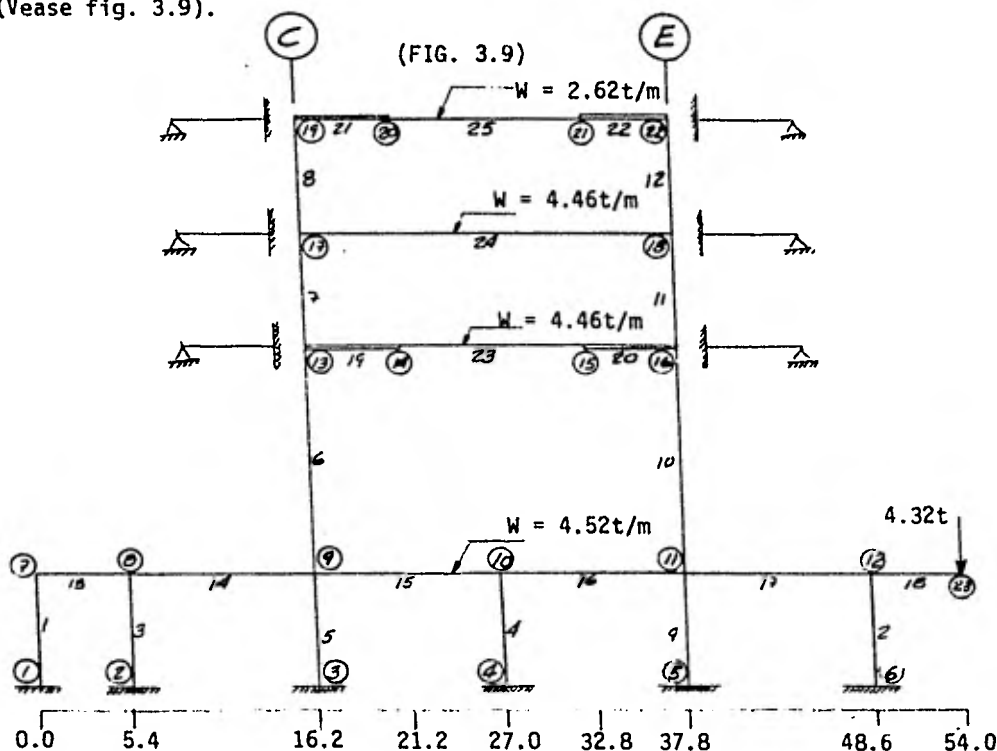
Presentemos ahora el marco 11 y 21 con todas sus fuerzas y secciones en la figura 3.8. esperando los resultados de las deformaciones para obtener la rigidez de cada nivel.



(FIG. 3.8.)
CARGAS EN MARCOS 11 Y 21

3.4. ESTRUCTURACION DE MARCOS 14 y 18

Estos marcos no presentaron ningún problema, ya que se les eliminó tanto la carga vertical (tomada por la serie de largueros paralelos al marco) como de sismo. Consiste únicamente en librar los 21.60 m. de claro que separa a las columnas. Se propone entonces: (Vease fig. 3.9).



Notese de la siguiente estructuración; que ya no nos es permitido adicionar una columna al centro del claro. Tampoco es permitido contraventear de ninguna manera en ningún nivel.

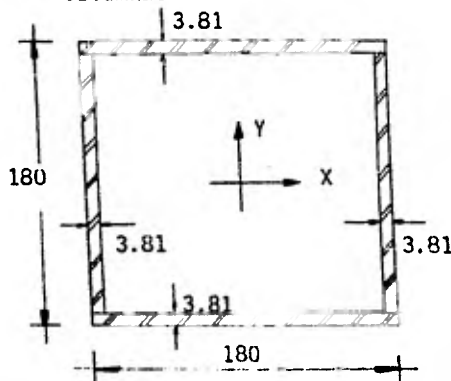
Se acartelará las traves del 1º Nivel y de Azotea únicamente para -- dar unidad a las conexiones en las columnas por el acartelamiento -- en las traves de la otra dirección. Considérese también que se pretende desunir a los volados del resto de la trabe aún apesar de que el volado podría ayudar a reducir el momento positivo en el centro -- del claro. La causa es que al tratar de transmitir los esfuerzos a--

travez de la columna donde ya se están transmitiendo esfuerzos en el - otro sentido crearía complicaciones en la junta. Se opta entonces en apoyarla en la trabe extrema del lado largo y tratar de empotrarla en la columna, como unas traveses secundarias.

La trabe de Planta Baja será de concreto de 80 x 160 de manera de rigidizar la parte inferior del marco. Las columnas cortas que se encuentran forman parte de la estructuración de la Planta Baja y del es tacionamiento, siendo de concreto de 60 x 80 cm.

Las secciones que se proponen para los elementos de acero son:

- Columnas



Propiedades prismáticas:

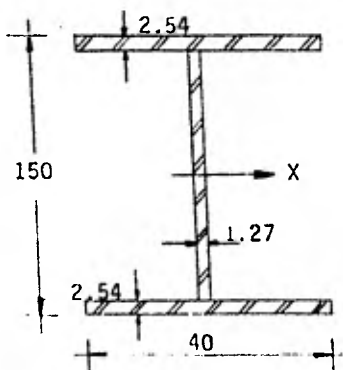
$$A = 4(3.81 \times 176.19) = 2685 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2\left(\frac{(3.81)(172.38)^3}{12}\right) + 2(180 \times 3.81)(88.095)^2$$

$$= 13897242 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (13897242/90) = 154414 \text{ cm}^3$$

- Trabe cuando h = 150 cm



Propiedades prismáticas:

$$A = (144.92 \times 1.27) + 2(2.54 \times 40)$$

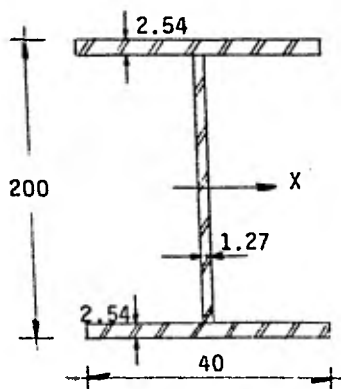
$$= 387.3 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.27)(144.92)^3}{12} + 2(2.54 \times 40)(73.73)^2$$

$$= 1426730.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (1426730.6/75) = 19023.1 \text{ cm}^3$$

- Trabe en la transición de 150 a 250 cm



Propiedades prismáticas:

$$A = (194.92 \times 1.27) + 2(2.54 \times 40)$$

$$= 450.75 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(1.27 \times 194.92^3)}{12} +$$

$$+ 2(2.54 \times 40)(93.73)^2$$

$$= 2764490.44 \text{ cm}^4$$

$$S_x = (2764490.44/100) = 27645 \text{ cm}^3$$

Lo único que nos resta ahora es el análisis sísmico estático, para lo cuál se tomará la masa que se desplaza lateralmente que corresponde por área tributaria, aunque sepamos que puede resultar menor la carga real. Eso lo sabremos en el análisis dinámico. Los pesos que se tienen son:

- Nivel Planta Baja

$$\text{losa} = (0.85 \times 10.50 \times 54.0) = 481.95 \text{ ton}$$

$$\text{trabes} = (2.4 \times 54.0)(2 \times 0.3 \times 1.0 + 0.8 \times 1.6) = 243.65 \text{ ton}$$

$$\text{columnas} = 2(8)(0.2685 \times 6.75) + 2(2.4 \times 0.64 \times 2.25) = 35.91 \text{ ton}$$

$$761.51 \text{ ton}$$

- 1º Nivel

$$\text{losa} = (0.95)(34.13 \times 32.40) = 1050.37 \text{ ton}$$

$$\text{columnas} = 2(8)(0.2685 \times 6.75) = 29.00 \text{ ton}$$

$$1079.37 \text{ ton}$$

- 2º Nivel

$$\text{losa} = (0.95)(34.13 \times 32.40) = 1050.37 \text{ ton}$$

$$\text{columnas} = 2(8)(0.2685 \times 4.5) = 19.33 \text{ ton}$$

$$1069.70 \text{ ton}$$

- Nivel Azotea

$$\begin{aligned} \text{losa} &= (0.85)(34.13 \times 32.40) = 939.94 \text{ ton} \\ \text{columnas} &= 2(8)(0.2685 \times 2.25) = 9.67 \text{ ton} \\ &\quad \underline{\quad\quad\quad} \\ &950.61 \end{aligned}$$

h/100 m	W ton	F's ton	V's ton	Vreal ton	Freal ton
0.225	940.61	211.64			111.62
0.180	1069.70	192.55	211.64	111.62	101.55
0.135	1079.37	145.71	404.19	213.17	76.85
0.045	761.51	34.27	549.9	290.02	18.08
			584.17	308.10	

$$\text{SUMA} = 3851.19$$

$$\text{alfa} = \frac{0.08(3851.19)}{584.17} = 0.53$$

Hemos obtenido ahora todas las fuerzas sísmicas preliminares para -- los marcos que nos interesan. Aplicandolas todas ellas en el programa STRESS obtendremos los desplazamientos que nos interesen.

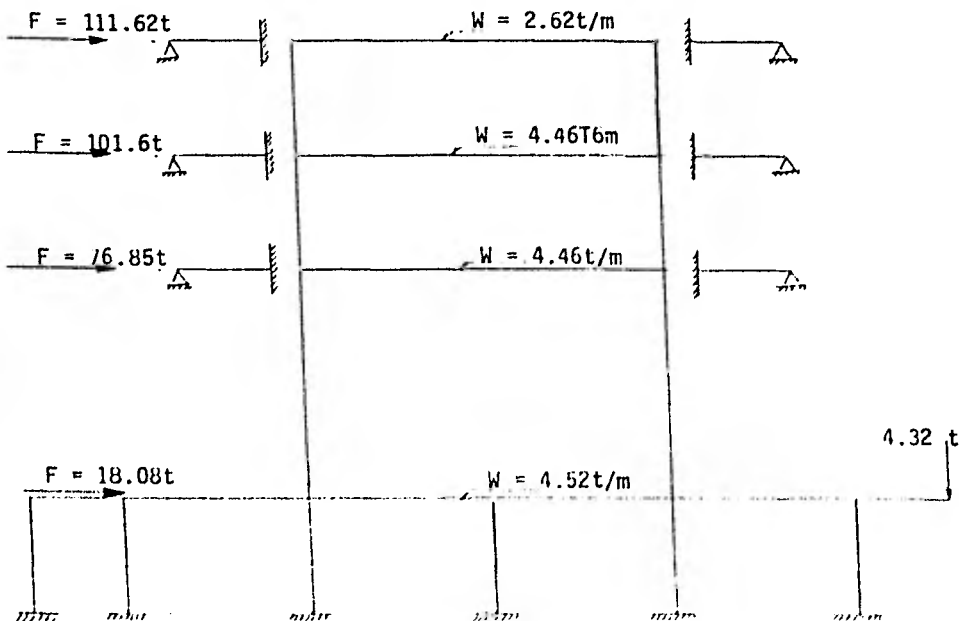


FIG. 3.10.

Hemos obtenido hasta aquí, mediante unas fuerzas sísmicas calculadas por el método de análisis estático y aplicadas a cada uno de los marcos, los desplazamientos absolutos de cada nivel con ayuda de la computadora como se había descrito anteriormente. Ahora, para obtener las fuerzas sísmicas reales calculadas con el método de análisis dinámico, se hace necesario calcular las rigideces de cada nivel de cada marco, y así conseguir los resultados con los cuales se diseñaran todos los marcos de la estructura.

El análisis sísmico dinámico es un método bastante elaborado, donde se toman en cuenta los distintos modos de oscilar de la estructura dependiendo de su forma y de su estructuración. Toma en cuenta la rigidez de cada marco y el peso de cada nivel de la estructura. Es necesario proporcionar al método el coeficiente sísmico, y la ductilidad de la estructura dependiendo del tipo de la misma según la clasificación del reglamento del Distrito Federal. Para el análisis, sísmico dinámico y para tomar los efectos de torsión en conjunto de una estructura, se disponen actualmente de programas de computadora que proporcionan los efectos más desfavorables considerando varios modos de oscilar de la estructura y sus efectos de torsión.

En el diseño del edificio en estudio, aplicamos un programa de computadora que nos resolvía el análisis y nos proporcionaba los cortantes más desfavorables que se obtenían al analizar 4 modos fundamentales de la estructura. Para esto debíamos de proporcionarle los siguientes datos:

Los pesos de cada nivel:

Nivel Planta Baja	W = 5666.8 ton
Primer Nivel	W = 4961.0 ton
Segundo Nivel	W = 4895.3 ton
Nivel Azotea	W = 2658.6 ton

- Rigideces de los marcos C y E

NIVEL	CORTANTE	DESPLAZ. ABSOLUTO	DESPLAZ. RELATIVO	RIGIDEZ
	(ton)	(cm)	(cm)	(ton/cm)
Azotea	170.21	1.80	0.10	1702.10
2	411.08	1.70	0.20	2055.40
1	591.73	1.50	1.30	455.18
P.B	629.52	0.20	0.20	3147.60

- Rigideces de los marcos 11 y 21

NIVEL	CORTANTE	DESPLAZ. ABSOLUTO	DESPLAZ. RELATIVO	RIGIDEZ
	(ton)	(cm)	(cm)	(ton/cm)
Azotea	77.22	1.20	0.43	179.58
2	147.06	0.77	0.23	639.39
1	200.13	0.54	0.49	408.43
P.B	203.82	0.05	0.05	4076.40

- Rigideces de los marcos 14 y 18

NIVEL	CORTANTE	DESPLAZ. ABSOLUTO	DESPLAZ. RELATIVO	RIGIDEZ
	(ton)	(cm)	(cm)	(ton/cm)
Azotea	111.62	7.59	1.87	59.69
2	213.17	5.72	1.92	111.03
1	290.02	3.80	3.24	89.51
P.B	308.10	0.56	0.56	550.18

Los otros datos que necesita la computadora para proceder a calcular las fuerzas sísmicas son:

- Coeficiente sísmico = $0.24 \times 1.3 = 0.312$
- Módulo de elasticidad = 2100000 kg/cm^2
- Factor de ductilidad = 4.0
- Localización en zona de terreno compresible

Entonces lo que obtenemos para Marcos C y E.

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
Frecuencia angular natural	7.166	29.113	44.271	66.624
Período en segundos	0.876	0.215	0.141	0.094
Coefficiente de participación	1.105	-0.615	0.187	0.009
Ordenada de espectro	2.354	1.064	0.901	0.796

Formas de Modo:

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
P.8	0.0243	-0.0559	0.2920	-439.5978
1	0.8233	-0.7892	0.5041	18.2538
2	0.9469	0.1235	-1.0265	-3.5895
Azotea	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Rígideces y desplazamientos:

NIVEL	RIGIDEZ (ton/cm)	DESPLAZ. TOTAL (cm)	DESP.REL./ALTURA
P.8	24788.20	0.12	0.0002
1	745.42	4.17	0.0045
2	3089.24	4.79	0.0013
Azotea	2621.10	5.06	0.0005

Para los Marcos 11, 14, 18 y 21 en conjunto.

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
Frecuencia angular natural	7.203	18.549	27.044	43.070
Período en segundos	0.871	0.338	0.232	0.145
Coefficiente de participación	1.303	-0.408	0.118	0.000
Ordenada de espectro	2.354	1.395	1.101	0.910

Forma de los modos:

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
P.B	0.0543	-0.0729	0.2483	-204.7645
1	0.5468	-0.6425	1.383	30.1359
2	0.8154	-0.2338	-1.6013	-5.5976
Azotea	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Rigideces y Desplazamientos:

NIVEL	RIGIDEZ (ton/cm)	DESPLAZ. TOTAL (cm)	DES.REL./ALTURA
P.8	9557.27	0.31	0.0007
1	1003.76	3.23	0.0032
2	1309.40	4.82	0.0035
Azotea	782.00	5.91	0.0024

Los cortantes sísmicos y dinámicos son:

NIVEL	MARCO C	MARCO E	MARCO 11	MARCO 14	MARCO 18	MARCO 21
Azotea	130.9	121.6	148.5	18.2	18.2	148.5
2	342.6	323.8	341.7	50.4	60.5	341.7
1	505.3	495.0	478.0	94.8	94.8	478.0
P.8	118.2	189.4	471.4	63.3	63.3	471.4

Las fuerzas sísmicas dinámicas serán:

NIVEL	MARCO C	MARCO E	MARCO 11	MARCO 14	MARCO 18	MARCO 21
Azotea	130.9	121.6	148.5	18.2	18.2	148.5
2	211.7	202.3	193.2	42.3	42.3	193.2
1	162.6	171.2	136.3	34.4	34.4	136.3
P.B	-387.1	-305.7	-6.5	-31.5	-31.5	-6.5

Con estas fuerzas sísmicas volveremos a correr los programas para obtener los elementos mecánicos de diseño. Estos se presentan en los siguientes esquemas.

3.6. ELEMENTOS MECANICOS DEFINITIVOS.

Como ya lo hemos platicado estamos listos para presentar los marcos - con las fuerzas a que se encuentran sometidos y con las que diseñaremos; entonces los marcos son:

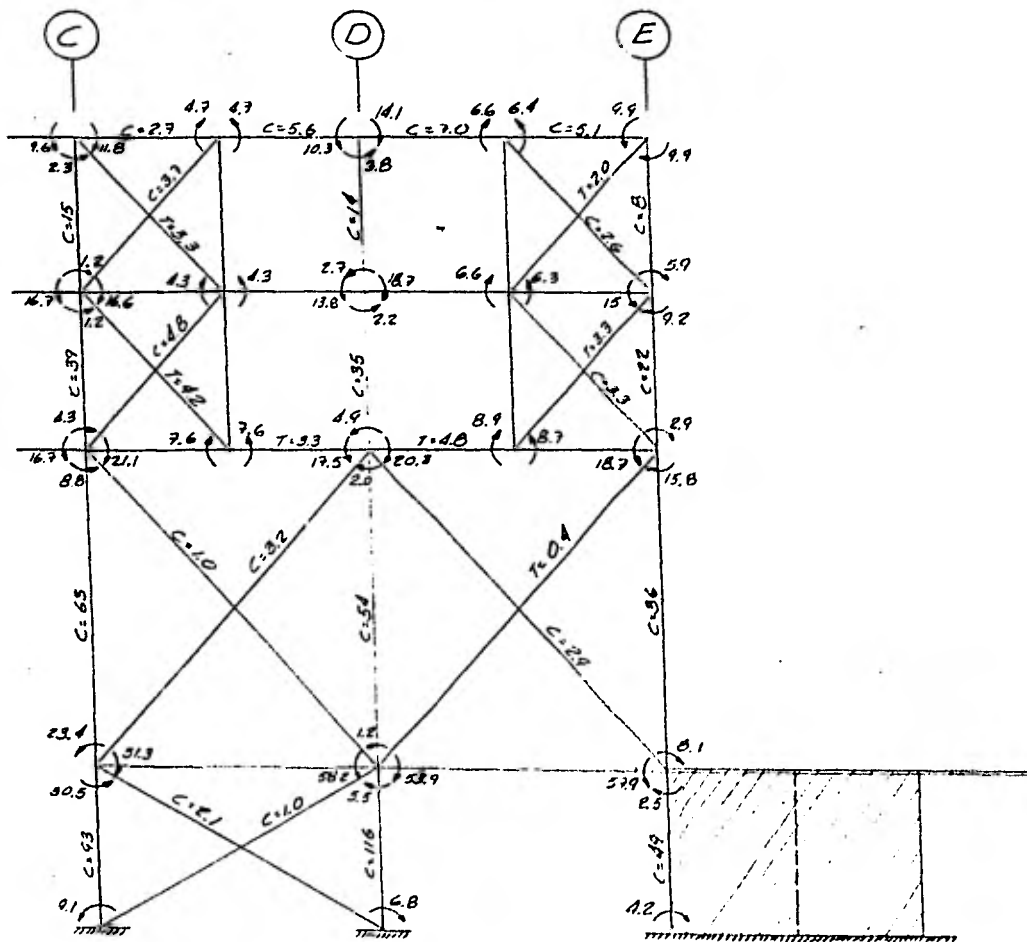


FIGURA 3.11. (MARCOS 11 Y 21)
-CONDICION DE CARGA VERTICAL-

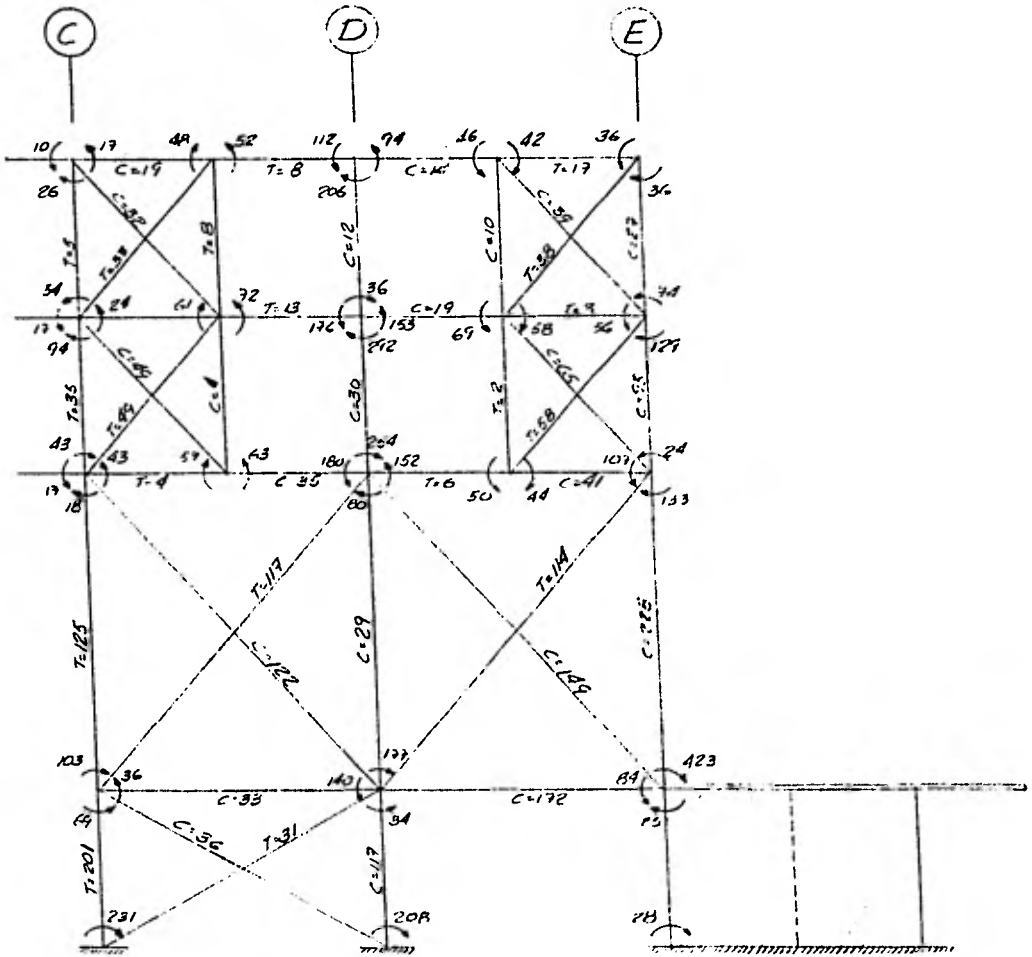


FIGURA 3.12. (MARCOS 11 Y 21)
 -CONDICION DE C.VERTICAL + SISMO-
 DIRECCION DEL SISMO:



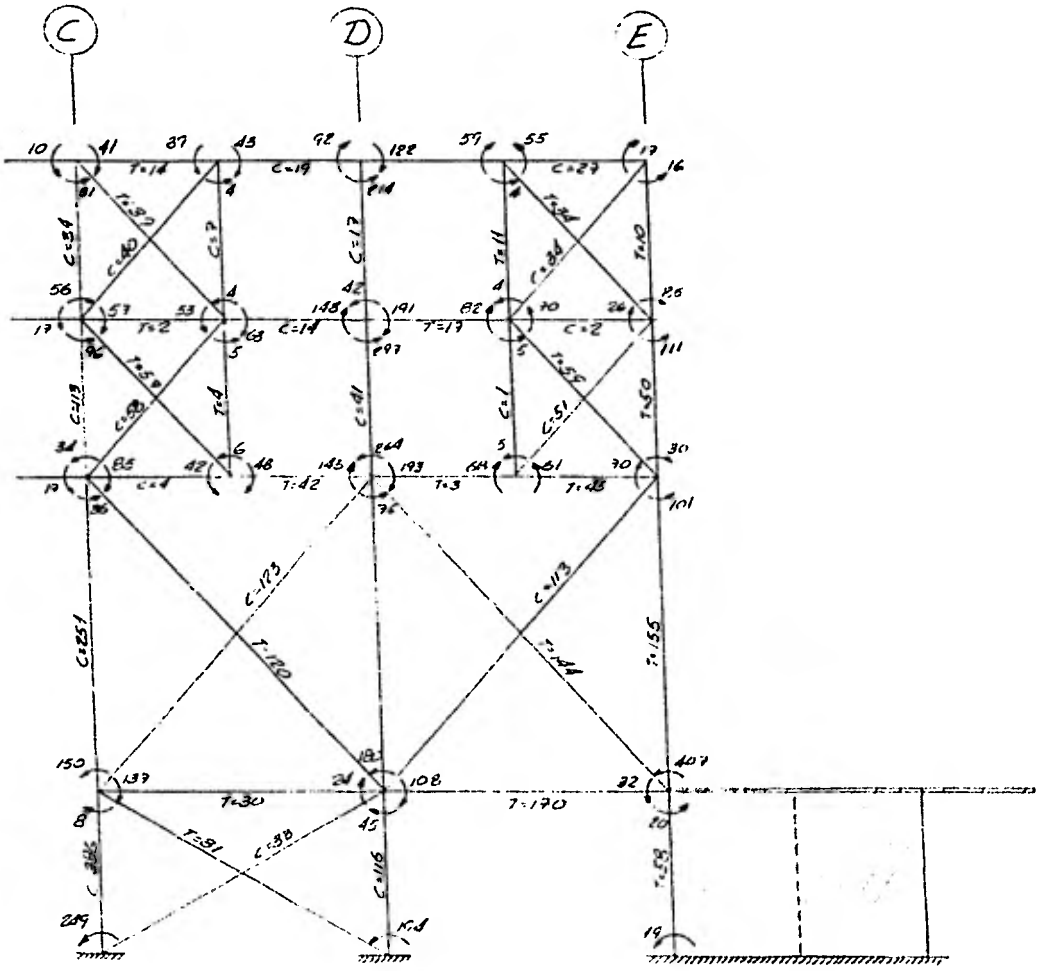
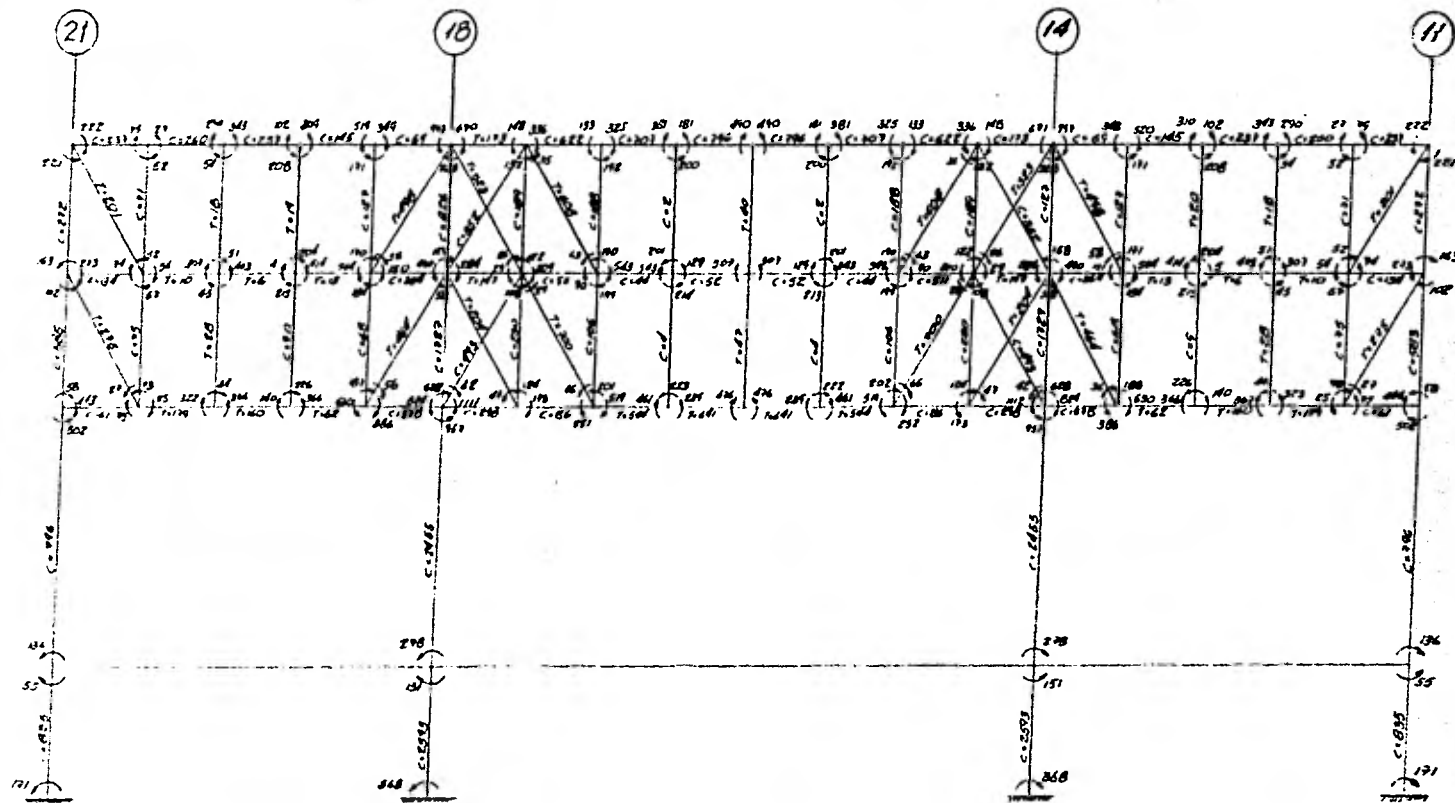
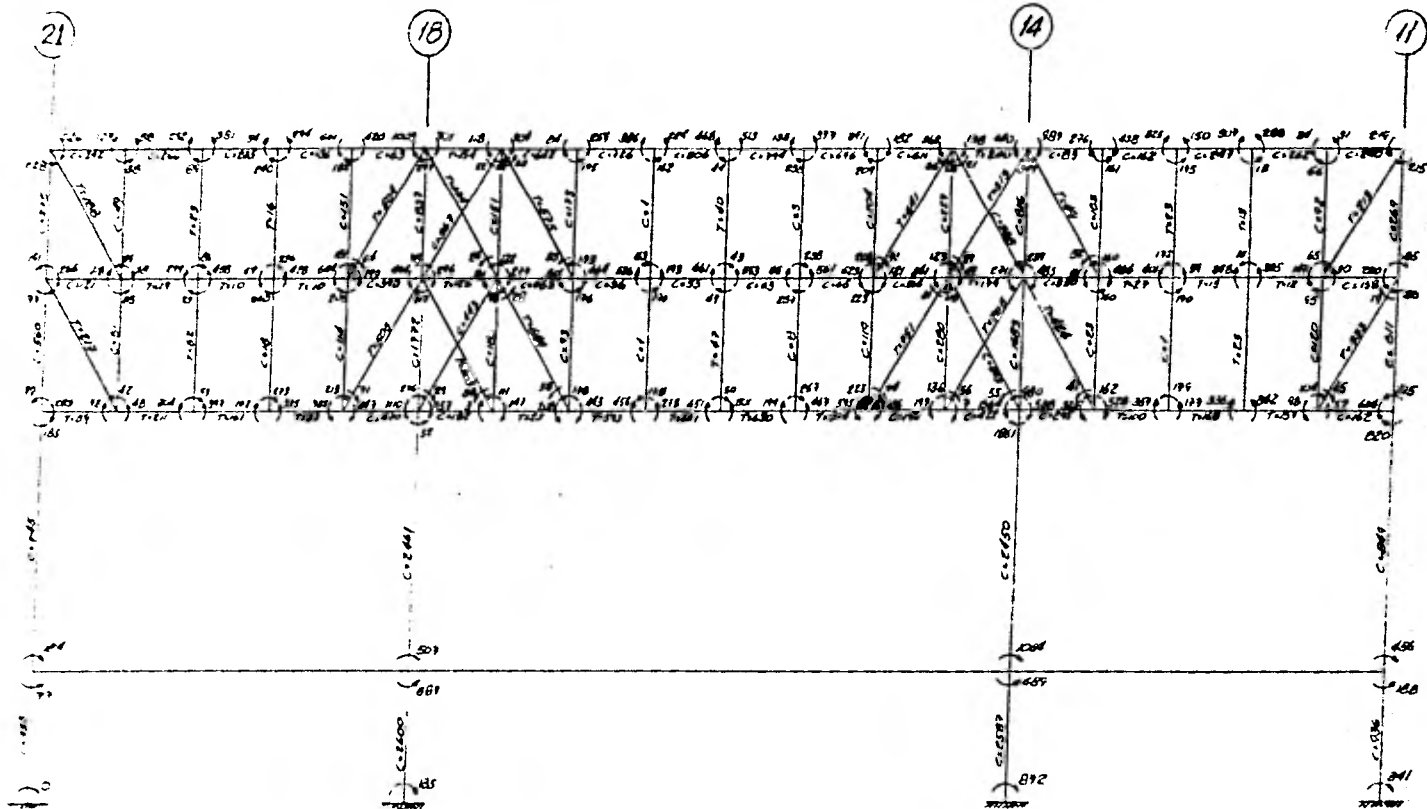


FIGURA 3.13. (MARCOS 11 Y 21)
 -CONDICION DE C.VERTICAL + SISMO-
 DIRECCION DEL SISMO:





CONDICION DE CARGA VERTICAL
 FIG. 3-14 (ARCOS CYE)



CONDICION DE C.VERTICAL + SISMO
 FIG. 3-15 (MARCOS C Y E)

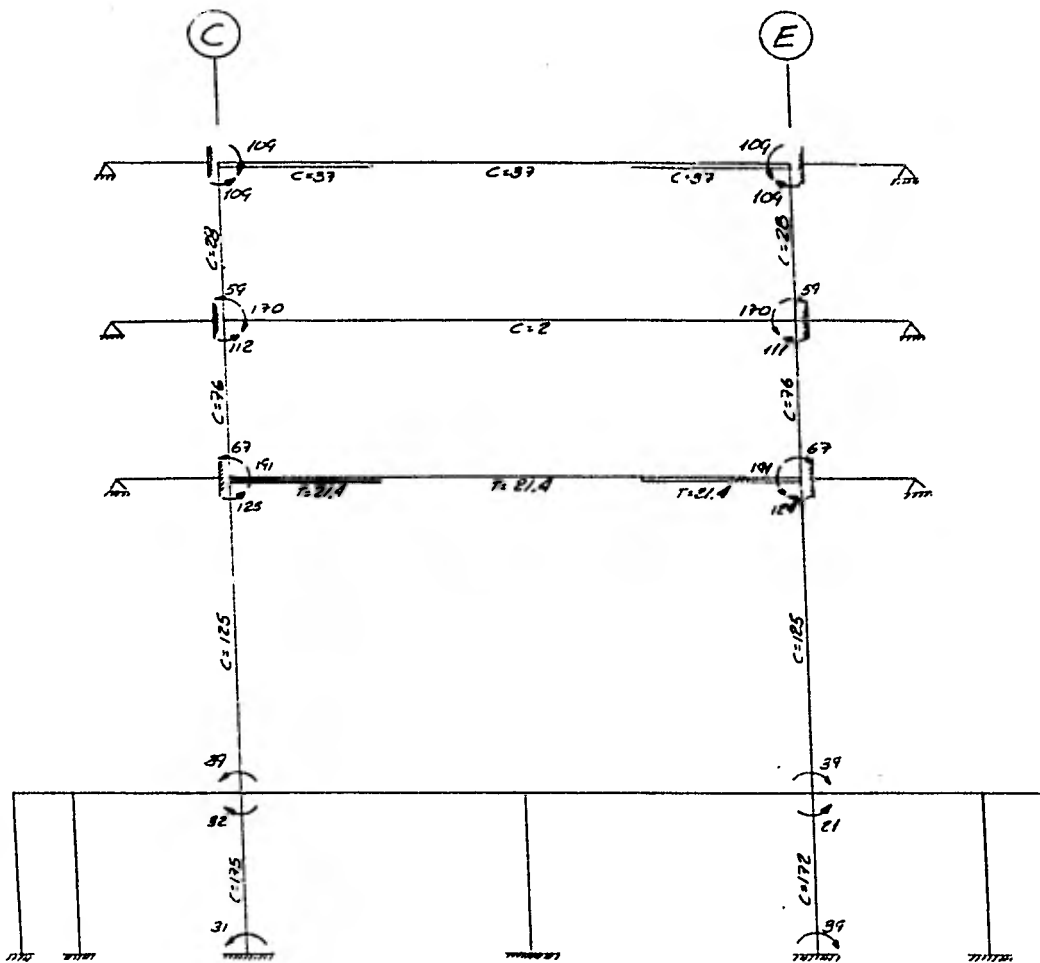


FIGURA 3.16. (MARCOS 14 Y 18)
-CONDICION DE CARGA VERTICAL-

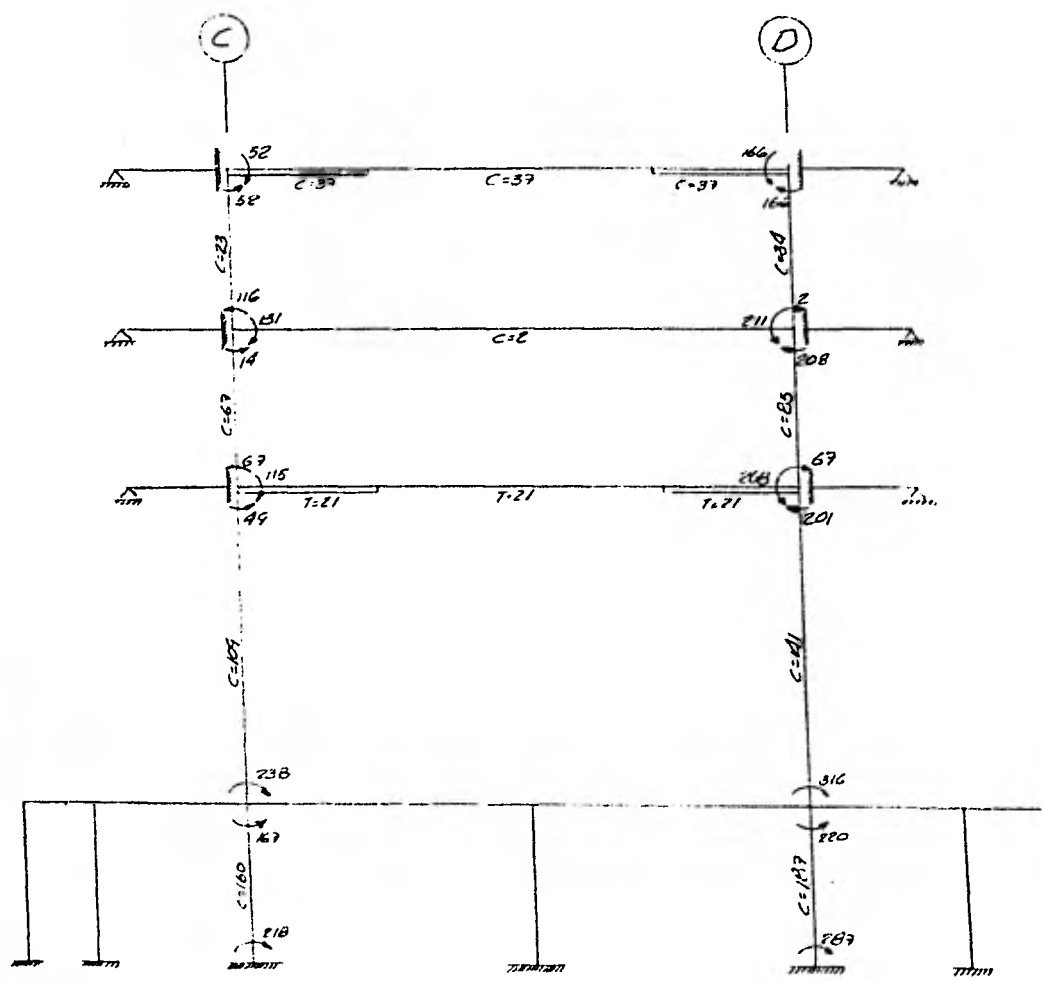
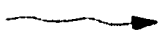


FIGURA 3.17. (MARCOS 14 Y 18)
 -CONDICION DE C.VERTICAL + SISMO-
 DIRECCION DEL SISMO:



4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DEL AISC - 1978

En este capítulo se procederá a efectuar el diseño de cada uno de los elementos que componen a la estructura, entendiéndose como diseño el definir sus dimensiones y los elementos rigidizantes que se necesitan para que soporten los elementos mecánicos que se han calculado.

Para el diseño de elementos de acero se dispone de unas especificaciones que edita la "American Institute of Steel Construction" en las cuales nos indica las características y las limitaciones que deben cumplir los elementos estructurales sometidos a distintos esfuerzos. Todas las referencias en cuestión de fórmulas y revisiones tienen como base las especificaciones. Debemos aclarar que las fórmulas que se usan en el trabajo ya están adaptadas para usar el sistema métrico decimal.

Considerando que en el diseño se busca la mayor eficiencia de la estructura, debemos revisar la combinación de esfuerzos de todos los elementos estructurales que tenemos. Si seguimos esta idea al pie de la letra obtendríamos que para cada columna, cada trabe, cada metro de la estructura sea diferente al otro. Esto sí dificultaría el trabajo y lo retardaría demasiado, por lo que el ingeniero debe pensar en uniformizar su estructura. Lo cuál nos lleva a que no analizaremos cada uno de los elementos, sino que los agruparemos y presentaremos el diseño de elementos claves obteniendo todo el diseño de la estructura. Para que entre el lector y el trabajo haya cierta armonía, explicaremos como se realizó este capítulo. Para empezar, disponemos de todos los marcos que se analizaron tanto bajo la condición de Carga Vertical como la de Carga Vertical + SISMO. Se procedió a analizar cada marco por separado agrupando los elementos que trabajan similarmente. Al finalizar dichos análisis se continuó con el diseño de las columnas y después las placas bases.

4.1. ANALISIS Y DISEÑO DE LARGUEROS.

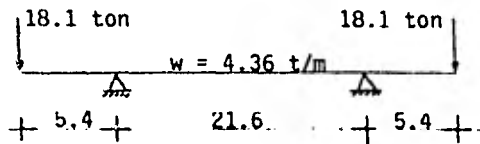
Antes de iniciar con el diseño de cada marco es necesario diseñar los largueros, ya que son los únicos elementos secundarios que no aportan rigidez a la estructura pero sí producen cargas puntuales a todo lo largo de la estructura.

Debido a la dificultad en las conexiones, se proponen dos tipos de largueros.

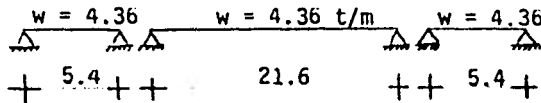
- 1.- Los que se apoyan en las traves principales y continúan como -- vigas hacia los volados. Esto no coinciden en donde se apoyan los montantes en las traves principales.
- 2.- Los que se apoyan en las traves principales sin continuar a los volados. Estos coinciden en donde los montantes.

Considerense las siguientes cargas para los dos tipos de largueros: $w = (1.6 \times 2.625) + 0.16 = 4.36 \text{ t/m}$ donde 1.6 t/m^2 es la carga máxima de las losas; $b = 2.625 \text{ m}$. es el ancho de la losa que soporta el -- larguero; y 0.16 t/m peso unitario del larguero.

Tipo 1.- (viga continua)



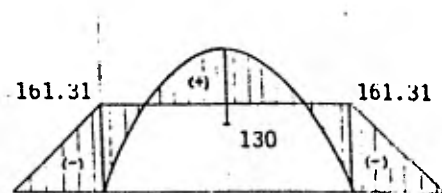
Tipo 2.- (viga discontinua)



Los largueros del tipo (1) tendrán momentos negativos en los apoyos debido al volado, reduciendo el momento positivo que no regirá. En tonces dependiendo del momento debido al volado, se diseñará dicho larguero. Los largueros del tipo (2) tendrán exclusivamente un momento positivo que producirá una compresión muy grande en el patín superior. Para que el larguero no resulte muy grande se procurará - que la losa de concreto tome este esfuerzo de compresión ya que tiene área y resistencia a la compresión.

4.1.2. Análisis y diseño del larguero Tipo (1)

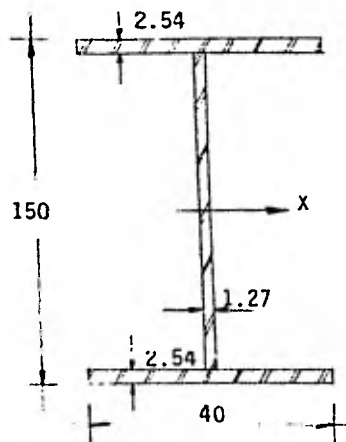
El diagrama de momentos será:



El momento debido al volado es el máximo que se presenta en la viga, y con el mismo se diseñará la viga.

$$M = 16131 \text{ ton. cm}$$

a) Propongamos una sección; (Propiedades Prismáticas)



$$A = 2(2.54)(40) + (144.92)(1.27)$$

$$A = 387.25 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(144.92)^3(1.27)}{12} +$$

$$+ 2(2.54 \times 40)(73.73)^2$$

$$= 1426731 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1426731/125 = 11410 \text{ cm}^3$$

$$r = 60.70 \text{ cm}$$

Miembro sometido únicamente a flexión:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{16131}{11410} = 1.414 \text{ ton/cm}^2$$

Obtención de F_b (sección 1.5.1.4.)

Como $f_a = 0$: $f_a/f_y = 0$

Revisión de la relación (d/t) del alma

$$(1.5-4a.) \quad 144.92/1.27 \quad \frac{169.6705}{\sqrt{f_y}}$$

$$114.11 \leq 106.71 \quad \text{No pasa}$$

entonces la sección propuesta es sección no compacta.

Revisando la sección 1.9.1. del AISC

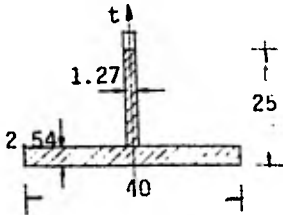
$$\frac{bf}{2t_f} = \frac{40}{2(2.54)} \leq \frac{25.19}{\sqrt{f_y}} = 15.84$$

Como $7.87 \leq 15.84$ OK

Se revisará únicamente el cantiliver, porque el centro de la viga -
tendra solución como vigas Tipo (2).

$$(1.5.7) \quad F'b = \frac{843.68 (1.0)}{540 (144.92/101.6)} = 1.095 \text{ ton/cm}^2 < 0.6f_y$$

Obtención de r_t :



$$I_t = \frac{2.54(40)^3}{12} = 13546.67 \text{ cm}^4$$

$$A_t = (2.54 \times 40) + (22.46 \times 1.27) = 130.12 \text{ cm}^2$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} = 10.20 \text{ cm}$$

$$\frac{l_b}{r_t} = \frac{540}{10.2} = 52.941 \leq \sqrt{\frac{35856.4}{F_y}} = 119.05 \quad \text{OK}$$

$$\frac{l_b}{r_t} = 52.941 > \sqrt{\frac{7171.28}{F_y}} = 53.2 \quad \text{NO}$$

Como no entra en el rango, revisemos la relación:

$$\frac{l_b}{b_f} = \frac{540}{40} = 13.5 \leq \frac{20.1517}{\sqrt{F_y}} = 12.67$$

suponiendo que el grosor de las trabes ejes y otros factores disminuyan la longitud de arriostramiento lateral, entonces se acepta -
la relación:

$$F_b = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } f_b = 1.414 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{l_b}{Fb} = \frac{1.414}{1.520} = 0.93 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para vigas Tipo (1).

4.1.1. Análisis y diseño del larguero Tipo (2)

Por ser viga simplemente apoyada, el momento al centro del claro es:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{4.36(21.60)^2}{8} = 254.3 \text{ ton m}$$

Dicho momento produce compresión en el patín superior y tensión en el patín inferior. Para la viga de acero es más fácil tomar la tensión del patín ya que no se presenta posible pandeo lateral, pero la compresión es más difícil de soportarla, por eso se tomará la ayuda que puede proporcionar la losacero de concreto que es muy resistente a la compresión.

La viga tendrá entonces las siguientes características:

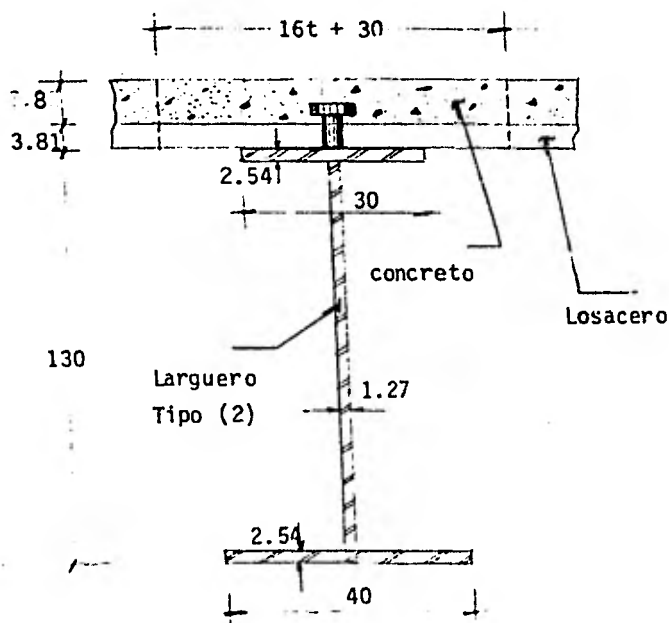


FIG. 4.1.

Primeramente debemos detallar la losacero, su calibre, el espesor t de la capa de concreto arriba de las canales altas de la losacero.

Supongase concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, el claro entre los largue--ros de 2.625 m y la sobrecarga de $1.6 - 0.25 = 1.35 \text{ ton/m}^2$, o bien 1350 kg/m^2 . De las Tablas que publican los productores de la losa--cero Romsa. se tiene:

Se usará losacero Romsa de calibre 16 y $t = 8 \text{ cm}$

Para obtener el momento de inercia con el que se revisará la trabe, hay que transformar las coordenadas horizontales y convirtiendo todo a acero se tiene:

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{1450000}{21000000} = 0.069$$

El ancho de la losa que trabajará como viga es de:

$$b = 16t + 30 = 16(8) + 30 = 158 \text{ cm}$$

como todo es acero: $b_s = 158 \times 0.069 = 10.9 \text{ cm}$

a) Las propiedades prismáticas serán:

$$\bar{y} = \frac{128.73(135.91) + 76.2(128.73) + 158.65(65) + 101.6(1.27)}{128.73 + 76.20 + 158.65 + 101.6}$$

$$\bar{y} = 81.14 \text{ cm}$$

el eje neutro se encuentra a 81.14 cm de la base del larguero.

$$I_x = \frac{1}{12}(10.9)(11.81)^3 + \frac{1}{12}(1.27)(124.92)^3 + 128.73(54.77)^2 + 76.20(47.59)^2 + 158.65(16.14)^2 + 101.6(79.87)^2$$

$$I_x = 1456000.00 \text{ cm}^4$$

$$A = 465.18 \text{ cm}^2$$

$$S_{xc} = 1456000.0/60.67 = 24000.0 \text{ cm}^3$$

(para el patín superior sometido a compresión)

$$S_{xt} = 1456000.0/81.14 = 17944.3 \text{ cm}^3$$

$$\text{si } M_{\text{m}\ddot{a}\text{x}} = 25430 \text{ ton cm}$$

$$f_{bc} = 25430/24000 = 1.060 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y \quad \text{OK}$$

$$f_{bs} = 25430/17944.3 = 1.417 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y \quad \text{OK}$$

Obtenemos que el esfuerzo flexionante mayor se desarrolla en el patín a tensión y como el mismo AISC nos recomienda usar un esfuerzo permisible de $0.6F_y$, se acepta la sección.

Dentro de las especificaciones del AISC, se encuentra una sección para secciones compuestas, en donde el concreto y el acero trabajan en conjunto. Para cumplir con lo que reglamenta el AISC es necesario lograr una buena liga de la losa de concreto con el larguero y se obtiene mediante unos conectores que trabajen a cortante como se muestra en la figura 4.1.

De la tabla 1.11.4A. de las especificaciones del AISC para un concreto de 120 pcf o sea 2.0 ton/m^3 y con una resistencia a la compresión menor de 4 ksi o sea 280 kg/cm^2 se obtiene un coeficiente alfa = 0.88 que multiplica a la resistencia al cortante del conector. En la tabla 1.11.4. de las mismas especificaciones se obtiene la resistencia al cortante del conector. Utilizando un concreto de 3 ksi o sea 200 kg/cm^2 y conectores de $\phi = 5/8"$ y $2 \text{ 1/2}"$ de largo la resistencia será de:

$$q = 8.0 \text{ Kips} = 3.63 \text{ ton (cada conector)}$$

Para obtener el número de conectores que se requieren:

$$\text{N}^\circ. \text{ de conectores} = V_h/q$$

$$\text{donde } V_h = \frac{0.85f'_c A_c}{2} \quad (1.11.3.) \quad \text{del AISC}$$

$$V_h = 0.85(0.5)(0.200)(158 \times 8)$$

$$V_h = 107.44 \text{ ton}$$

$$q' = (3.63)(0.88) = 3.194 \text{ ton}$$

$$\text{Número de conectores} = \frac{107.44}{3.194} = 33.6$$

O sea 34 conectores a todo lo largo donde se desarrolla el cortante - en un sentido, o sea que no cambie de signo. Como la viga es simplemente apoyada, dicha longitud será de:

$$l = 21.6/2 = 10.80 \text{ m}$$

$$\text{Separación} = 10.80/34 = 0.32 \text{ m}$$

Se propone entonces conectores de:

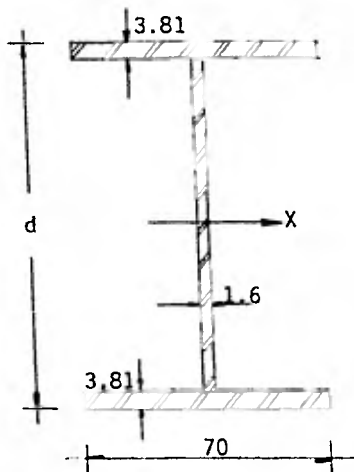
$$\varnothing = 5/8" \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ de largo a cada } 30 \text{ cm.}$$

4.2. MARCOS C Y E.

Estos marcos son los más grandes y los más complicados por lo que se diseñarán primero el 1º Nivel separando los esfuerzos flexionantes y axiales de los cortantes que se verán más adelante. En este capítulo se harán mención de los esquemas de los marcos finales del capítulo 3.

4.2.1. TRABES DEL PRIMER NIVEL.

- Miembros acartelados de 150 a 200 de peralte. (elementos 72 y 75)



a) Propiedades prismáticas:

en el extremo donde $d = 150$ cm

$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 200$ cm

$$I_x = 6082690 \text{ cm}^4$$

$$A = 840 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 60827 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 85.1 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:



Tensión = 62 ton

$M_a = 36600$ ton cm

$M_b = 63000$ ton cm

Para los miembros sometidos a flexión y tensión se debe cumplir:

$$\frac{f_t}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad \dots \quad (1.6.1-b)$$

Haciendo referencia de las Especificaciones del AISC por la sección 1.5.1.4.5.

$$F_b = 0.6F_y$$

- Extremo donde $d = 150$ cm

$$f_t = \frac{N}{A} = \frac{62}{761} = 0.081 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{36600}{43138} = 0.848 \text{ ton/cm}^2$$

considerando acero ASTM A-36: $F_y = 2.530 \text{ ton/cm}^2$; $0.6F_y = 1.520 \text{ t/cm}^2$

* se hace referencia a las especificaciones del AISC - 1978

sustituyendo en la ecuación 1.6.1-b:

$$\frac{0.081}{1.520} + \frac{0.848}{1.520} = 0.61 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 200$ cm

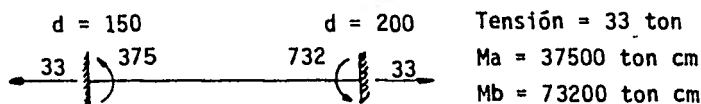
$$f_t = \frac{N}{A} = \frac{62}{840} = 0.074 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{63000}{60827} = 1.036 \text{ ton/cm}^2$$

sustituyendo en la ecuación 1.6.1-b:

$$\frac{0.074}{1.520} + \frac{1.036}{1.520} = 0.73 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo:



Los esfuerzos de F_t y F_b se incrementarán un 33% del propuesto, por lo que la ecuación nos queda:

$$\frac{f_t}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

- Extremo donde $d = 150$ cm

$$f_t = \frac{N}{A} = \frac{33}{761} = 0.043 \text{ ton/cm}^2$$

$$G_a = \frac{\text{SUMA (I/L) colum}}{\text{SUMA (I/L) trabe}} \quad \text{y} \quad G_b = \frac{\text{SUMA (I/L) colum}}{\text{SUMA (I/L) trabe}}$$

para el cálculo de "K" es necesario encontrar los valores de G_a y G_b y así en un nomograma obtenerlo. Como los miembros que estamos analizando son horizontales, las propiedades de columnas se sustituirán en la de traveses en la fórmula para obtener G_a y G_b y viceversa.

$$G_a = \frac{\frac{(3235126 + 4533201)}{525}}{\frac{(468681)}{450}} = 14.2$$

$$G_b = \frac{\frac{(7894353 + 4533201)}{525}}{\frac{(468681)}{450}} = 22.7$$

Con desplazamiento lateral impedido $K = 0.97$

- Extremo donde $d = 150$ cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.97(525)}{65.2} = 7.81$$

$$F_a = 21.26 \text{ ksi} = 1.495 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{86}{761} = 0.110 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.110}{1.495} = 0.07 \leq 0.15$$

se usará la fórmula 1.6.2. de las Especificaciones del AISC.

$$(1.6.2.) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Cálculo de F_b ; (sección 1.5.1.4. Flexión)

- la longitud de arriostramiento lateral libre $l = 525$ cm

$$525 \leq \frac{20.1517(bf)}{\sqrt{F_y}} = \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$525 \leq \frac{1406.13Af}{d F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{(150)(2.530)} = 988 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- la relación peralte-espesor del alma = $(142.38/1.6) = 89.0$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.110}{2.530} = 0.043 < 0.16 ; \text{ entonces}$$

$$(1.5-4a) \quad 89.0 \leq \frac{169.6705}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right)$$

$$89.0 \leq \frac{169.6705}{1.59} \left(1 - 3.74 \times 0.043 \right) = 89.5 \quad \text{OK}$$

- revisión por la sección 1.9.1. (relación ancho-espesor del patín)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 9.18 \leq \frac{17.2322}{\sqrt{F_y}} = 10.83 \quad \text{OK}$$

es sección compacta: $F_b = 0.66F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{25200}{43138} = 0.584 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.110}{1.495} + \frac{0.584}{1.670} = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.97(525)}{85.1} = 5.98$$

de tablas $F_a = 21.35 \text{ ksi} = 1.501 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{86}{840} = 0.102 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.102}{1.501} = 0.07 < 0.15 \quad (\text{ úsese ec. 1.6.2. })$$

Cálculo de F_b ; (sección 1.5.1.4. Flexión)

- la primera revisión de longitud de arriostamiento lateral libre se acepta pues no hay modificaciones.

$$l = 525 \quad \frac{1406.13A_f}{d F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{(200)(2.530)} = 741.1 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación de (d/t) del alma = ($192.38/1.6$) = 120.2

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.102}{2.530} = 0.04 < 0.16 ; \text{ entonces}$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{37500}{43138} = 0.869 \text{ ton/cm}^2$$

en la ecuación 1.6.1-b se sustituyen los valores.

$$\frac{0.043}{1.520} + \frac{0.869}{1.520} = 0.60 < 1.33 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

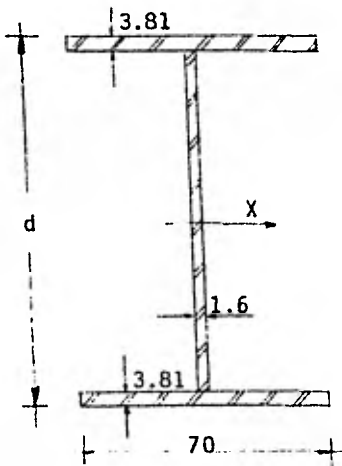
$$f_t = \frac{N}{A} = \frac{33}{840} = 0.039 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{73200}{60827} = 1.203 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.039}{1.520} + \frac{1.203}{1.520} = 0.82 < 1.33 \quad \text{OK}$$

∴ Para los miembros 72 y 75 se acepta la sección.

- Miembros acartelados de 150 a 200 de peralte. (elementos 73 y 74)



a) Propiedades prismáticas:

en el extremo donde $d = 150 \text{ cm}$

$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

$$I_x = 6082690 \text{ cm}^4$$

$$A = 840 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 60827 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 85.1 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:

$$d = 150$$

$$d = 200$$



Compresión = 86 ton

$M_a = 25200 \text{ ton cm}$

$M_b = 17300 \text{ ton cm}$

es un miembro sujeto a flexocompresión, se hace necesario encontrar -

" K " factor de rigidez para encontrar la longitud efectiva:

$$(1.5-4a) \quad 120.2 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.04) = 90.74 \quad \text{NO}$$

NO PASA la especificación, por lo que es sección no compacta.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq \frac{25.19}{F_y} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$F_b' = \frac{843.68 C_b}{1(d/A_f)} \quad \dots \dots \dots (\text{ec. 1.5.7.})$$

$$\text{donde } C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$$M_1 = 17300 ; \quad M_2 = 25200 \quad M_1/M_2 = -0.69$$

M_1 es el menor momento y M_2 es el mayor y es negativa la relación por tener signos opuestos o proporcionar curvatura simple.

$$C_b = 1.75 - 1.05(0.69) + 0.3(0.69)^2 = 1.23$$

en la fórmula 1.5.7.(1) significa la longitud libre de arriostamiento lateral del patín de compresión. En nuestro caso el patín a compresión está arriostado lateralmente en un tramo por la losa, pero el AISC recomienda como un valor conservador tomar la -- longitud total de la viga para un cálculo preliminar.

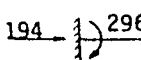
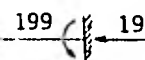
$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68(1.23)}{525(200/267)} = 2.63 \geq 0.6 F_y$$

por lo tanto $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$; se acepta la longitud l considerada.

$$f_b = \frac{17300}{60827} = 0.284 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.102}{1.501} + \frac{0.284}{1.520} = 0.25 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo.

d = 150	d = 200	Compresión = 194 ton
		Ma = 29600 ton cm
		Mb = 19900 ton cm

- Extremo donde $d = 150 \text{ cm}$

los esfuerzos permisibles se mantienen constantes a los obtenidos bajo la condición de C. Vertical, pero por especificaciones

se incrementan un 33 % :

$$F_a = 1.495 \times 1.33 = 1.988 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{194}{761} = 0.255 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.255}{1.988} = 0.128 < 0.15 \quad (\text{útese ec. 1.6.2.})$$

$$f_b = \frac{29600}{43138} = 0.686 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.255}{1.988} + \frac{0.686}{2.221} = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

como se ha mencionado:

$$F_a = 1.501 \times 1.33 = 1.996 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{194}{840} = 0.231 \text{ ton/cm}^2$$

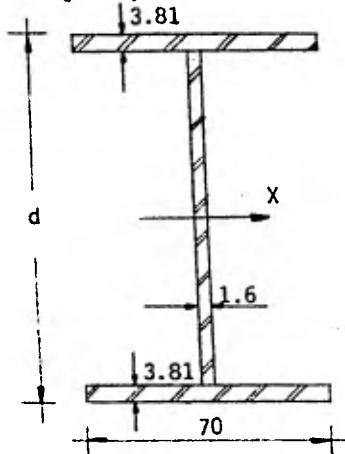
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.231}{1.996} = 0.12 < 0.15 \quad (\text{útese ec. 1.6.2.})$$

$$f_b = \frac{19900}{60827} = 0.327 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.231}{1.996} + \frac{0.327}{2.022} = 0.28 < 1.0 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para los miembros 73 y 74.

- Miembros acartelados de 200 a 250 de peralte. (elementos 80, 81, 82 y 83)



a) Propiedades prismáticas:

en el extremo donde $d = 200$ cm

$$I_x = 6082690 \text{ cm}^4$$

$$A = 840 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 60827 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 85.1 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 250$ cm

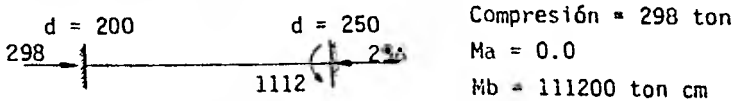
$$I_x = 9980860 \text{ cm}^4$$

$$A = 920 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 79847 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 104.2 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:



Compresión = 298 ton

$M_a = 0.0$

$M_b = 111200 \text{ ton cm}$

Obtengamos ahora el factor "K" de longitud efectiva :

$$G_a = \frac{(4533201 + 7894353)}{\frac{525}{(468681)}} = 15.3$$

$$G_b = \frac{(2 \times 7894353)}{\frac{525}{(1.5 \times 13897242)}} = 0.65$$

con desplazamiento lateral impedido $K = 0.83$

- Extremo donde $d = 200$ cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.83(525)}{85.1} = 5.12$$

$$F_a = 21.38 \text{ ksi} = 1.503 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{298}{840} = 0.355 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_b = 0$, el miembro en este extremo se encuentra sometido únicamente a carga axial

$$f_a = 0.355 < 1.503 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 250$ cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.83(525)}{104.2} = 4.18$$

de tablas: $F_a = 21.44 \text{ ksi} = 1.506 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{298}{920} = 0.324 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.324}{1.506} = 0.22 \geq 0.15$$

útese ahora las ecuaciones (1.6.1-a) y (1.6.1-b) de las Esp.

$$(1.6.1-a) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b C_m}{(1 - \frac{f_a}{F'e}) F_b} \leq 1.0$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

donde $F'e$ = esfuerzo permisible al pandeo por esbeltez (Euler)

$$\frac{Kl}{r} = 4.18 < 21 \quad F'e = 23.804 \text{ ton/cm}^2$$

C_m = coeficiente que transforma los momentos en la viga de variables y dando curvatura inversa a momento constante y dando una curvatura simple. Depende de las condiciones de apoyo de la trabe y su carga transversal entre sus soportes. Como el miembro tiene una carga puntual al centro del claro y sus apoyos están restringidos a la translación se puede usar $C_m = 1.0$

Cálculo de F_b de acuerdo a la sección 1.5.1.4. (Flexión)

- revisión de la longitud de arriostamiento lateral libre $l = 525$

$$525 \leq \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$525 \leq \frac{1406.13 Af}{d F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{(250)(2.530)} = 593 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = (242.38/1.6) = 151.5

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.324}{2.530} = 0.13 < 0.16$$

$$(1.5-4a) \quad 151.5 \quad \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.13) = 50.8 \quad \text{NO}$$

NO PASA la especificación por lo que es una sección No Compacta.

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 < \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 C_b}{1(d/Af)}$$

por especificaciones y como se usará en ec. 1.6.1-a : $C_b = 1.0$

$$F_b' = \frac{843.68(1.0)}{525(250/267)} = 1.710 > 0.6F_y$$

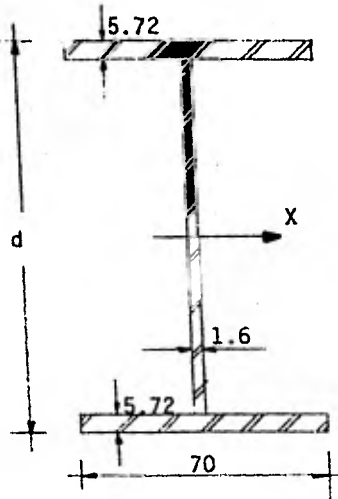
por lo tanto $F_b = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{111200}{79847} = 1.393 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.324}{1.506} + \frac{1.393(1.0)}{(1 - \frac{0.324}{23.84}) 1.520} = 1.14 < 1.0 \quad \text{NO}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.324}{1.520} + \frac{1.393}{1.520} = 1.13 < 1.0 \quad \text{NO}$$

NO PASA la sección propuesta, por lo que es necesario proponer una nueva sección que aumente su modulo de sección más que el área ya -- que el factor imperante es la flexión.



a) Propiedades prismáticas

en el extremo donde $d = 200$ cm

$$I_x = 8450389 \text{ cm}^4$$

$$A = 1102 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 84503.9 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 87.6 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 250$ cm

$$I_x = 13756698 \text{ cm}^4$$

$$A = 1182.5 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 110053.6 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 107.9 \text{ cm}$$

Continuamos todavía bajo la condición de Carga Vertical y revisaremos únicamente en el extremo donde $d = 250$ cm por ser el crítico. Se hace necesario obtener un nuevo factor "K" de longitud efectiva ya que las rigideces cambiaron:

$$G_a = \frac{(4533201 + 10925028)}{\frac{525}{\frac{(468681)}{450}}} = 28.27$$

$$G_b = \frac{(2 \times 10925028)}{\frac{525}{\frac{(1.5 \times 13897242)}{450}}} = 0.90$$

Con desplazamiento lateral impedido $K = 0.85$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.85(525)}{107.9} = 4.14$$

$$F_a = 21.43 \text{ ksi} = 1.507 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{298}{1183} = 0.252 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.252}{1.507} = 0.17 \approx 0.15$$

útese por aproximación la ecuación (1.6.2.) de las Especificaciones

- revisión de la relación (d/t) del alma = ($238.56/1.6$) = 149.1

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.252}{2.530} = 0.10 \leq 0.16 \quad \text{útese ec. (1.5-4a)}$$

$$(1.5-4a) \quad 149.1 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.1) = 66.8 \quad \text{NO}$$

∴ es sección No Compacta.

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(5.72)} = 6.12 \leq \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 C_b}{1(d/af)} = \frac{843.68(1.0)}{525(250/400.4)} = 2.574$$

$$F_b' = 2.574 \text{ ton/cm}^2 \geq 0.6F_y$$

$$\therefore F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{111200}{110054} = 1.010 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.252}{1.507} + \frac{1.010}{1.520} = 0.83 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo:



Compresión = 422 ton

Ma = 700 ton cm

Mb = 136400 ton cm

- Extremo donde d = 200 cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.85(525)}{87.6} = 5.09$$

de Tablas $F_a = 21.38 \text{ ksi} = 1.503 \text{ ton/cm}^2$

por ser carga accidental el esfuerzo es $F_a = 1.503 \times 1.33 = 2.000 \text{ t/cm}^2$

$$f_a = \frac{422}{1102} = 0.383 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.383}{2.000} = 0.19 \geq 0.15 \quad \text{úsen las ecs. (1.6.1-a) y (1.6.1-b)}$$

considerando que $f_b = \frac{M}{S} = \frac{700}{84504} = 0.008 \text{ ton/cm}^2$ es casi nulo, el miembro trabaja a carga axial únicamente en este extremo:

$$F_a = 0.383 < 2.000 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

se acepta el diseño para la sección.

- Extremo donde $d = 250$ cm

$$F_a = 1.507 \times 1.33 = 2.004 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{422}{1183} = 0.357 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.357}{2.004} = 0.18 \approx 0.15$$

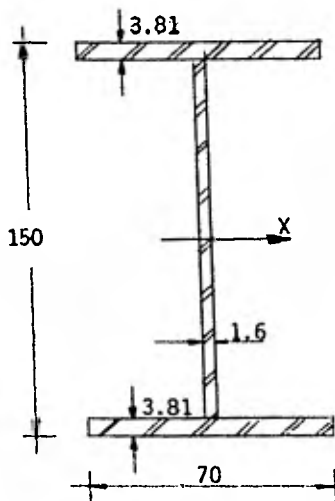
haciendo la misma consideración úsese la ec. (1.6.2.)

$$f_b = \frac{136400}{110054} = 1.239 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.357}{2.004} + \frac{1.239}{2.022} = 0.79 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la nueva sección para los miembros 80, 81, 82 y 83.

- Miembros de peralte constante $d = 150$ cm (elementos 88, 89, 90, 95, 96 y 97)



a) Propiedades prismáticas

$$I_x = 3235126 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

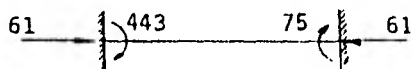
$$S_x = 43135 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

Observense que en este grupo dos de los miembros se encuentran sometidos a flexocompresión y los restantes a flexotensión bajo la condición de Carga Vertical y la de C.Vertical + Sismo.

b) Condición de Carga Vertical ; elementos a flexocompresión.

$$d = 150$$



Compresión = 61 ton

$$M_a = 44300 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 7500 \text{ ton cm}$$

Se procede a calcular el factor "K" de longitud efectiva.

$$G_a = \frac{\frac{(3235126)}{525}}{\frac{(1.5 \times 4758900)}{450}} = 0.388$$

$$G_b = \frac{\frac{(2 \times 3235126)}{525}}{\frac{317927}{450}} = 17.44$$

Con desplazamiento lateral impedido $K = 0.79$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.79(525)}{65.2} = 6.36$$

de Tablas $F_a = 21.33 \text{ ksi} = 1.500 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{61}{761} = 0.080 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.080}{1.500} = 0.053 < 0.15$$

se revisará la combinación de esfuerzos con la ec. (1.6.2.)

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral: $l = 525$

$$525 < \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887.2 \quad \text{OK}$$

$$525 < \frac{1406.13 \text{ Af}}{d \cdot F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{150(2.530)} = 988.2 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = (142.38/1.6) = 89

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.080}{2.530} = 0.03 < 0.16 \quad \text{útese la ec. (1.5-4a)}$$

$$(1.5-4a) \quad 89 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.03) = 94.7 \quad \text{OK}$$

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones del AISC.

$$\frac{\text{bf}}{2t_f} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq \frac{25.19}{F_y} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$\frac{\text{bf}}{2t_f} = 9.19 \leq \frac{17.232}{F_y} = 10.83 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto la sección es compacta y el esfuerzo permisible a flexión:

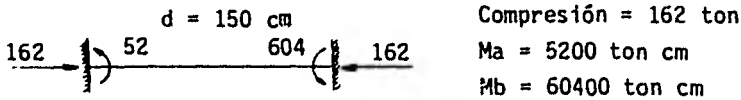
$$F_b = 0.66 F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$$

Ahora bien : $f_b = \frac{44300}{43155} = 1.027 \text{ ton/cm}^2$

Revisando con la ecuación (1.6.2.)

$$\frac{0.080}{1.500} + \frac{1.027}{1.670} = 0.67 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo;



Como se ha mencionado, los esfuerzos permisibles bajo condiciones accidentales se incrementan un 33 % :

$$F_a = 1.500 \times 1.33 = 2.000 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{162}{761} = 0.213 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.213}{2.000} = 0.11 < 0.15$$

Se revisará la combinación de esfuerzos con la ec. (1.6.2.)

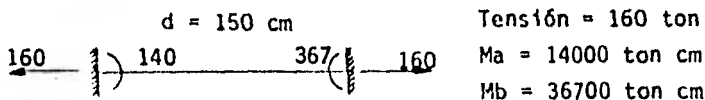
$$f_b = \frac{60400}{43135} = 1.400 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.213}{2.000} + \frac{1.400}{2.221} = 0.74 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se aceptan la sección para los elementos sometidos a flexocompresión.

De los elementos sometidos a flexotensión, se tiene:

b) Condición de Carga Vertical:



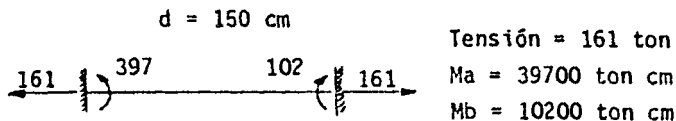
Se usará la ec. (1.6.1-b) considerando $F_b = 0.6F_y$ por la sección -- 1.5.1.4.5. de las Especificaciones.

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{160}{761} = 0.210 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{36700}{43135} = 0.851 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.210}{1.520} + \frac{0.851}{1.520} = 0.70 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo:



se usará la ec. (1.6.1-b) y se incrementarán los esfuerzos permisibles un 33%:

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

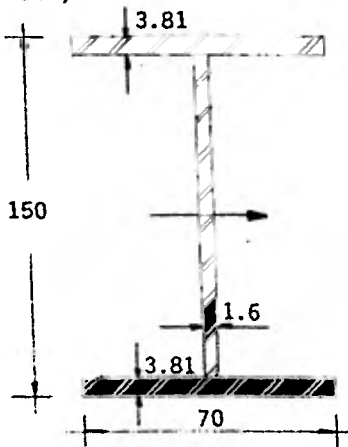
$$f_a = \frac{161}{761} = 0.212 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{39700}{43135} = 0.920 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.212}{2.022} + \frac{0.920}{2.022} = 0.56 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para este grupo tanto para los elementos a flexo-compresión como para los elementos a flexotensión. Nótese que bajo las condiciones que analizamos los esfuerzos por carga axial no destacan para la revisión, lo que que realmente regía eran los esfuerzos por flexión. Ahora bien, en todas las revisiones la fórmula de interacción llegó cerca de 0.7 o sea el diseño se encuentra un poco sobrado. Lo más conveniente en estos casos es disminuir el área para evitar que el momento de inercia disminuya, siendo aconsejable disminuir el espesor del alma. Pero el alma se necesita para soportar el cortante, entonces hasta después de revisar el cortante no se puede disminuir la sección.

- Miembro de peralte constante $d = 150$ cm (elementos 91, 92, 93 y - 94)



a) Propiedades prismáticas:

$$I_x = 3235126 \text{ cm}^4$$

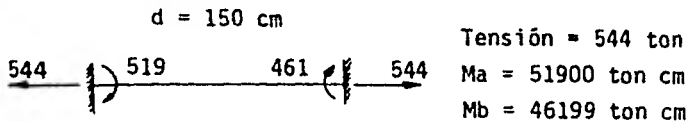
$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43135 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

Todos los elementos se encuentran sometidos a flexotensión.

b) Condición de Carga Vertical:



se revisará con la ecuación (1.6.1-b), considerando;

$$F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2 \text{ y}$$

$$F_t = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

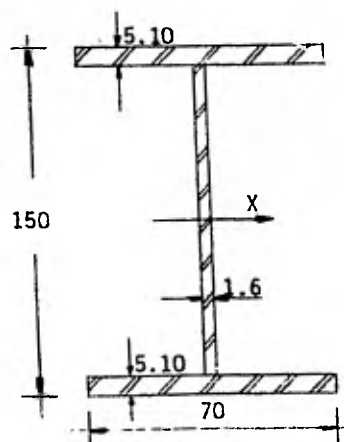
$$f_t = \frac{544}{761} = 0.715 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{51900}{43135} = 1.203 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.715}{1.520} + \frac{1.203}{1.520} = 1.26 > 1.0 \quad \text{NO PASA}$$

No se acepta la sección, existen condiciones críticas tanto para el esfuerzo flexionante como el esfuerzo axial. Se hace necesario incrementar el área y el momento de inercia, pero sabemos que no podemos aumentar el peralte y no es aconsejable el ancho del patín ya que para toda la viga se ha mantenido constante. Pensemos entonces en incrementar el espesor de los patines media pulgada más, de manera obtener patines de 2" de espesor. El alma no vale la pena incrementar su espesor ya que únicamente aumenta el espesor del área y no el momento de inercia.

Se propone una nueva sección:



a) Propiedades prismáticas:

$$I_x = 4112088 \text{ cm}^4$$

$$A = 938 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 54828 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 66.2 \text{ cm}$$

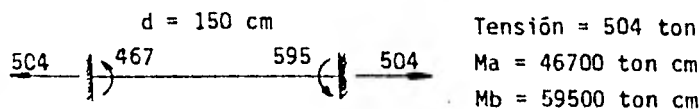
Continuamos en la Condición de ---
Carga Vertical con las mismas fuer-
zas y momentos.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{51900}{54828} = 0.947 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{544}{938} = 0.580 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.580}{1.520} + \frac{0.947}{1.520} = 1.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo:



Tensión = 504 ton

Ma = 46700 ton cm

Mb = 59500 ton cm

Como el elemento se encuentra sometido a flexotensión se revisará con (1.6.1-b) y los esfuerzos permisibles se incrementan un 33% de los que ya se tienen:

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{504}{938} = 0.537 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{59500}{54828} = 1.085 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.537}{2.022} + \frac{1.085}{2.022} = 0.80 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la nueva sección para las dos condiciones.

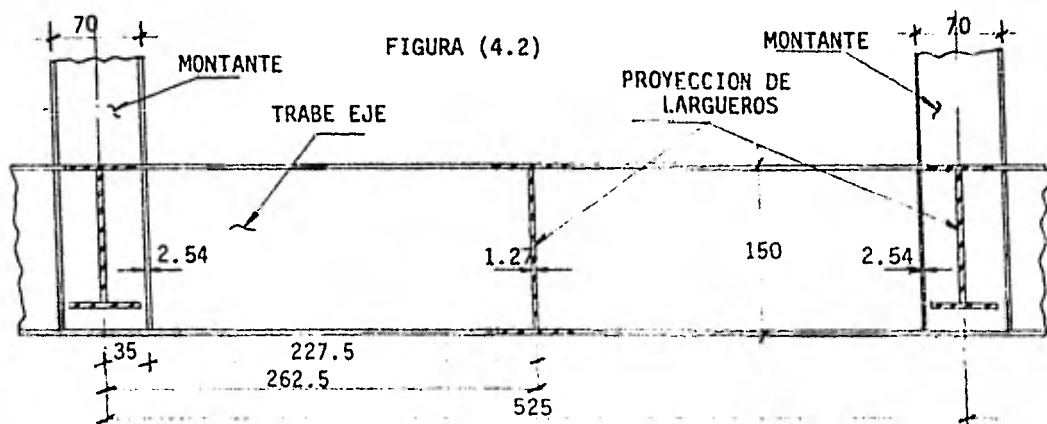
- REVISION POR CORTANTE (DISEÑO DE ATIESADORES)

Durante la parte de este capítulo haremos mención constante de la figura (4.1) donde se esquematizan los cortantes a todo lo largo de la viga y aprovechando se muestra toda la viga resumiendo todos los resultados que hemos obtenido.

Se hace necesario aclarar el como se conectarán los montantes y los largueros que llegan a la viga, porque de hecho se tienen atiesadores a cada:

$$a = 262.5 - 35 = 227.5 \text{ cm}$$

como se muestra en la figura (4.2). La figura (4.1) se encuentra al término del análisis de la revisión por cortante.



1) Revisión para miembros de peralte constante:

Hemos supuesto hasta ahora que el espesor del alma de la trabe principal es de 1.6 cm, es decir:

$$\text{si } h = 150 \text{ cm; } a = 227.5 \text{ cm; } \text{ y } t_w = 1.6 \text{ cm}$$

$$a/h = 227.5/142.38 = 1.60$$

$$h/t = 142.38/1.6 = 90.0$$

De la tabla 11-36 del AISC que muestra en forma de tabla los valores de F_v (esfuerzo permisible al cortante) según la ecuación (1.10-2):

$$F_v = 11.9 \text{ ksi} = 0.837 \text{ ton/cm}^2 < 0.4 F_y$$

$$0.4 F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2 \text{ (esfuerzo máximo permisible)}$$

- Condición de Carga Vertical:

Observando en la fig. (4.1) para la parte de la viga con peralte - de 150 cm, el máximo cortante para la condición de Carga Vertical es de 220.8 ton y corresponden a los miembros 91 y 94.

$$f_v = \frac{V}{A_w};$$

$$V \text{ 220.8 ton}; \quad A_w = 142.38 \times 1.6 = 227.81 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{220.8}{227.8} = 0.969 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_v > 0.837 \text{ ton/cm}^2$ se propone colocar un atiesador de rigidez en los miembros 91 y 94 a cada $227.5/2 = 113.8$, por lo que ahora tenemos:

$$a/h = 113.8/142.38 = 0.8$$

buscando nuevamente en la tabla 11-36 del AISC, conservando h/t ; - $h/t = 90$ tenemos:

$$F_v = 14.5 \text{ ksi} = 1.012 \text{ ton/cm}^2 = 0.4 F_y$$

en estas condiciones tenemos que:

$$f_v = 0.969 < F_v = 1.012 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Para los mismos miembros 91 y 94 tenemos que el cortante más grande de los tramos que faltan por analizar es de 152.8 ton por lo que:

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{152.8}{227.8} = 0.671 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v > F_v = 0.837 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

no hay necesidad de usar atiesadores intermedios.

Considerando que estos son los cortantes más altos, todo el resto de la viga será eficiente para soportar el cortante sin necesidad de elementos rigidizantes. Habíamos quedado que era factible disminuir el espesor del alma para los miembros 88, 89, 90, 95, 96 y 97 a $t_w = 1.27 \text{ cm}$ cuando revisamos por flexión y la carga axial,

por lo que:

$$\text{si } t_w = 1.27 \text{ cm} \quad h/t = 142.38/1.27 = 118.1$$

de la tabla 11-36 del AISC nuevamente y con $a/h = 1.60$, el esfuerzo cortante permisible se tiene:

$$F_v = 9.6 \text{ ksi} = 0.675 \text{ ton/cm}^2$$

Para estos miembros, el cortante máximo es:

$$V = 132.7 \text{ ton}; \quad A_w = 142.38 \times 1.27 = 180.82 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{132.7}{180.8} = 0.734 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v > F_v = 0.675 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{No se acepta}$$

indica entonces que no podemos disminuir el espesor del alma y -- preferimos dejarlo como se tiene.

- Condición de C.Vertical + Sismo:

Lo mismo que se ha hecho para los esfuerzos permisibles de flexión y axial, para una carga accidental se incrementan un 33% los esfuerzos permisibles, entonces:

$$\text{cuando } a/h = 1.60; \quad h/t = 90$$

$$F_v = 0.837 \times 1.33 = 1.113 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{y cuando } a/h = 0.80; \quad h/t = 90$$

$$F_v = 1.012 \times 1.33 = 1.355 \text{ ton/cm}^2$$

entonces para los miembros 91 y 94 el cortante máximo es de:

$$V = 235.7 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{235.7}{227.8} = 1.035 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{OK}$$

para los demás miembros el cortante máximo para carga accidental es de:

$$V = 167.7 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{167.7}{227.8} = 0.736 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v < F_v = 1.113 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

2) Revisión para miembros de peralte de 150 a 200 cm :

Para obtener el esfuerzo permisible debemos calcular:

$$a/h = 227.5/167.38 = 1.36$$

$$h/t = 167.38/1.6 = 104.6$$

De la tabla 11-36 del AISC se tiene:

$$F_v = 11.3 \text{ ksi} = 0.795 \text{ ton/cm}^2$$

el máximo cortante para la condición de Carga Vertical es de:

$$V = 223.7 \text{ ton} ; \quad A_w = 167.38 \times 1.6 = 267.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{223.7}{267.8} = 0.835 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v > F_v = 0.795 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{NO PASA}$$

Es necesario reducir el valor de (a) colocando un atiesador a cada 113.8 cm en los miembros 72 y 75.

$$a/h = 113.8/167.38 = 0.68$$

de la tabla del AISC 11-36, conservando $h/t = 104.6$:

$$F_v = 14.2 \text{ ksi} = 0.998 \text{ ton /cm}^2$$

$$\text{de esta manera } f_v = 0.835 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{OK}$$

el cortante inmediato inferior del valor analizado es:

$$V = 155.7 \text{ ton} ; \quad A_w = 267.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{155.7}{267.8} = 0.581 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_v < F_v = 0.795 \text{ ton/cm}^2$ se acepta y no se requiere la presencia de atiesadores intermedios.

El máximo cortante para la condición de Carga Vertical + Sismo es:

$$V = 244 \text{ ton} ; \quad A_w = 267.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{244.0}{267.8} = 0.911 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_v = 0.998 \times 1.33 = 1.327 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v = 0.911 < F_v \quad \text{OK}$$

Con el atiesador intermedio y $t_w = 1.6 \text{ cm}$ pasa la sección. En los miembros donde no existe el atiesador intermedio se tiene:

$$F_v = 0.795 \times 1.33 = 1.057 \text{ ton/cm}^2$$

$$V = 176.0 \text{ ton} \quad \text{y} \quad A_w = 267.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{176.0}{267.8} = 0.657 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección.

3) Revisión para miembros de peralte de 200 a 250 cm.

Se tienen las siguientes características para definir el esfuerzo - permisible por cortante:

$$a = 262.5 - 90 = 172.5 \text{ cm}$$

$$h = 225 - 2(3.81) = 217.38 \text{ cm}$$

$$t = 1.6 \text{ cm}$$

$$a/h = 172.5/217.38 = 0.79$$

$$h/t = 217.38/1.6 = 135.9$$

De la tabla 11-36 del AISC se obtiene:

$$F_v = 11.7 \text{ ksi} = 0.823 \text{ ton/cm}^2$$

El cortante máximo para la condición de Carga Vertical es de :

$$V = 230.4 \text{ ton} \quad \text{y} \quad A_w = 217.38 \times 1.6 = 347.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{230.4}{347.8} = 0.662 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_v < F_v = 0.823 \text{ ton/cm}^2$ no se necesitan atiesadores intermedios ni aumentar el espesor el alma.

Para la condición de C.Vertical + Sismo el cortante máximo es de:

$$V = 275.4 \text{ ton} \quad \text{y} \quad A_w = 347.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{275.4}{347.8} = 0.792 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_v = 0.823 \times 1.33 = 1.095 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_v = 0.792 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección y no se necesitan atiesadores intermedios.

4) Revisiones para los atiesadores y dimensionamiento.

Según las especificaciones del AISC, se debe cumplir que:

- no se requieren atiesadores intermedios cuando h/t es menor que;
 $h/t < 260$

$$\text{si } h = 150 \text{ cm; } t = 1.6 : h/t = 93.75 \quad \text{OK}$$

$$\text{si } h = 175 \text{ cm; } t = 1.6 : h/t = 109.4 \quad \text{OK}$$

$$\text{si } h = 225 \text{ cm; } t = 1.6 : h/t = 140.6 \quad \text{OK}$$

en ninguno de los casos es necesario adicionar atiesadores intermedios por requerimientos mínimos que recomienda el AISC.

- cuando se necesitan atiesadores la relación a/h no deberá exceder de:
 $a/h < (260/(h/t))^2$

$$\text{si } a/h = 227.5/150 = 1.52; \text{ o sea } h = 150 \text{ cm} \\ h/t = 93.75 : 1.52 < (260/93.75)^2 = 7.69 \quad \text{OK}$$

$$\text{si } a/h = 227.5/175 = 1.3 ; \text{ o sea } h = 175 \text{ cm} \\ h/t = 109.4 : 1.3 < (260/109.4)^2 = 5.6 \quad \text{OK}$$

$$\text{si } a/h = 227.5/225 = 1.01; \text{ o sea } h = 225 \text{ cm} \\ h/t = 140.6 : 1.05 < (260/140.6)^2 = 3.42 \quad \text{OK}$$

en ninguno de los casos los atiesadores intermedios se encuentran tan separados como lo especifica el AISC.

Para el diseño de los atiesadores intermedios, se requieren cumplir ciertas especificaciones que marca el AISC que son:

- el momento de inercia de un par de atiesadores intermedios con referencia a un eje en el plano del alma no deberá exceder ----- $(h/50)^4$ en pulgadas.
- el área de un par de atiesadores según el espaciamiento requerido por la fórmula (1.10-2) no debe exceder de un valor que las Especificaciones del AISC definen con la fórmula (1.10-3) y que en la tabla 11-36 se encuentra como un porcentaje del área del alma.

Como se mostró en la figura (4.2) en los puntos donde se apoyan los montantes se tienen atiesadores de 1" que se antojan excesivos para desarrollar el trabajo que desarrollarían como atiesadores intermedios. Lo importante es revisar aquellos atiesadores intermedios que propusimos en los miembros 72, 91, 94 y 75 :

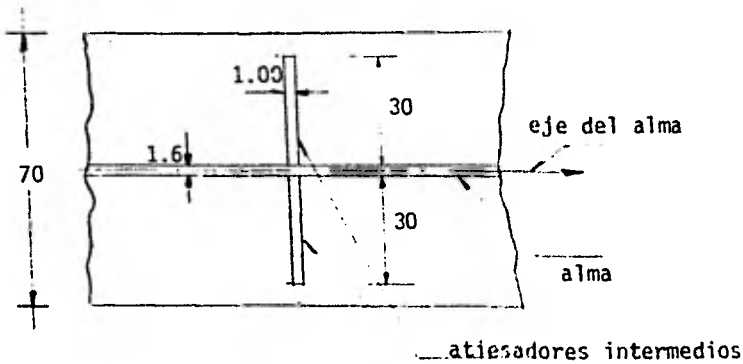


FIG. (4.3)

Para los miembros 91 y 94 de la Tabla 11-36, el área mínima de atiesadores es de:

$$0.006A_w = 0.006(142.38 \times 1.6) = 1.367 \text{ cm}^2$$

el área de los atiesadores es de:

$$A_s = 2(30 \times 1.00) = 60 \text{ cm}^2 > 1.367 \quad \text{OK}$$

Para los miembros 72 y 75 de la Tabla 11-36, el área mínima de atiesadores es de:

$$0.009A_w = 0.009(167.38 \times 1.6) = 2.410 \text{ cm}^2$$

$$\text{como } A_s = 60 \text{ cm}^2 > 2.419 \quad \text{OK}$$

Ahora bien, el momento de inercia de los atiesadores en pulgadas es de:

$$I_s = \frac{(60/2.54)^3 (0.375)}{12} = 411.91 \text{ in}^4$$

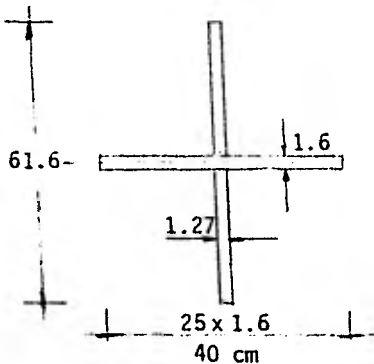
Si $h = 150/2.54 = 59.06 \text{ in}$

$$I_{\text{mín}} = (59.06/50)^4 = 1.947 \text{ in}^4 < I_s \quad \text{OK}$$

$$\text{Si } h = 175/2.54 = 68.9 \text{ in}$$

$$I_{\min} = (68.9/50)^4 = 3.606 \text{ in}^4 < I_s \quad \text{OK}$$

En los puntos donde llegan largueros pero no montantes, el atiesador puede ser el alma del larguero, pero trabajando como atiesador se debe cumplir que: el área del atiesador más el área del alma correspondiente a 25 veces el espesor de la misma por su espesor es una columna corta que debe resistir la carga puntual que transmite el larguero, considerando un factor "K" de longitud efectiva de 0.75.



$$A = (2 \times 30 \times 1.27) + (40 \times 1.6) \\ = 140.2 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1.27(61.6)^3}{12} + \\ + \frac{2(19.37)(1.6)^3}{12}$$

$$I = 24751.22 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{24751.22}{140.2}} = 13.3 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.75(150)}{13.3} = 8.465$$

$$\text{entonces } F_a = 21.23 \text{ ksi} = 1.493 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } P = 69 \text{ ton} \quad f_a = \frac{P}{A} = \frac{69}{140.2} = 0.492 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{como } f_a < F_a = 1.493 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

5) Revisión debida al campo de tensión en las traveses:

Las Especificaciones del AISC (1.10.7) aconsejan revisar aquellos miembros sujetos a tensión debido a que los esfuerzos por cortantes producen tensiones internas inclinadas. Dicen que los esfuerzos - actuantes por flexión no deben ser mayor de 0.6F_y ni de:

$$f_b \leq (0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}) F_y \quad (1.10-7)$$

Para los miembros 91 y 94; T = 544 ton y M = 51900 ton cm

$$f_b = \frac{51900}{54828} = 0.947 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y \quad \text{OK}$$

$$0.947 \leq (0.825 - 0.375 \frac{0.969}{1.012}) 2.530 = 1.185 \text{ t/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Para los miembros 72 y 75; T = 62 ton y M = 63000 ton cm

$$f_b = \frac{63000}{60827} = 1.036 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y$$

$$1.036 \leq (0.825 - 0.375 \frac{0.835}{0.998}) 2.53 = 1.293 \text{ t/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se aceptan todas las revisiones.

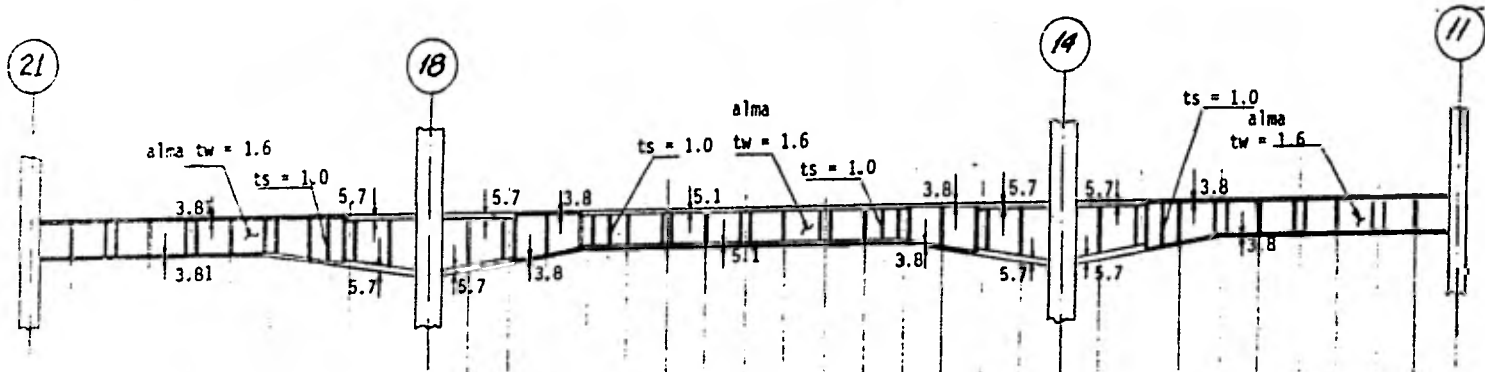


DIAGRAMA DE CORTANTE

— Condición de Carga Vertical
 - - - Condición de C.Vertical + Sismo

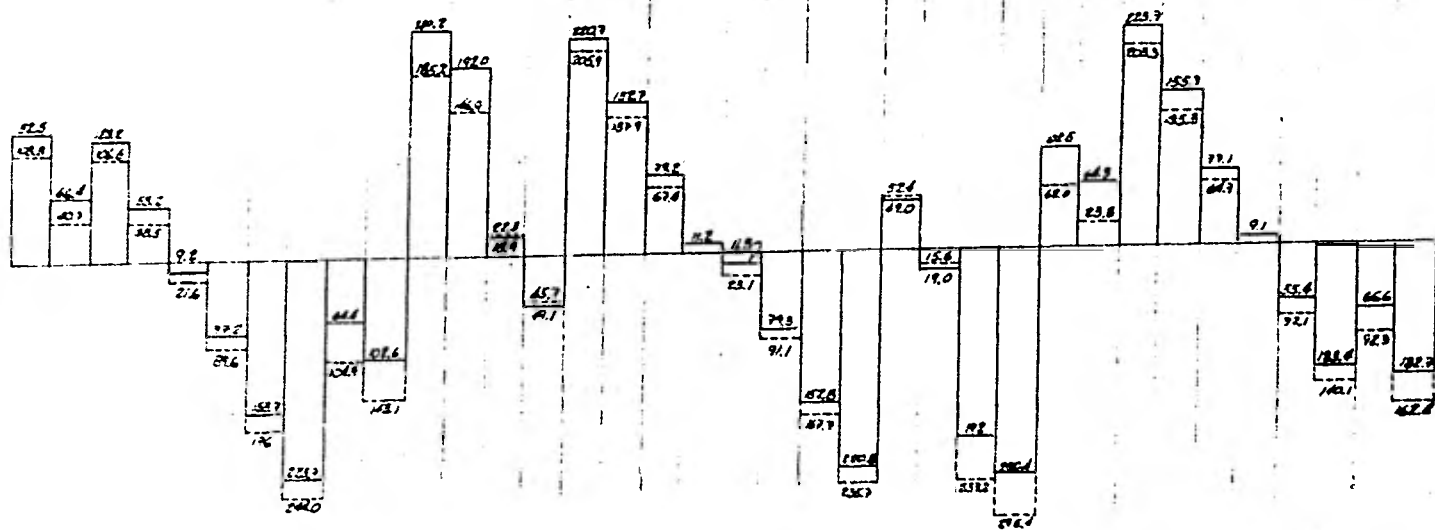
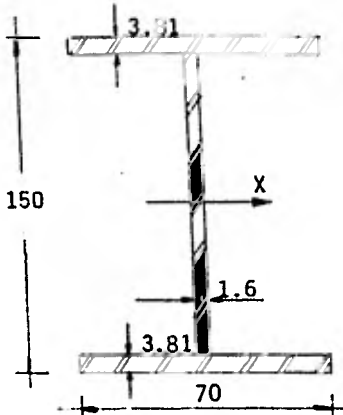


FIGURA: (4.1)

4.2.2. TRABES DEL SEGUNDO NIVEL.

- Todos los miembros de la trabe tienen peralte y sección constante.
- Miembro 102 ; combi-nación fuerte de flexión y fuerza axial simultáneamente.



a) Propiedades prismáticas:

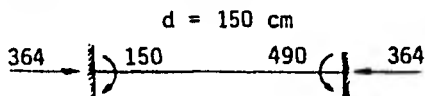
$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138.4 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:



$$d = 150 \text{ cm}$$

Compresión = 364 ton

$$M_a = 15000 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 49000 \text{ ton cm}$$

Obtengamos primeramente el factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{2(3235380)}{525}}{\frac{2(317930)}{450}} = 8.72$$

$$G_b = \frac{\frac{2(3235380)}{525}}{\frac{2(13898900)}{450}} = 0.200$$

Con desplazamiento lateral impedido $K = 0.75$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.75(525)}{65.20} = 6.04$$

$$\text{entonces } F_a = 21.35 \text{ ksi} = 1.500 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{364}{761} = 0.478 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.478}{1.500} = 0.32 \geq 0.15$$

Se revisará con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b)

- revisión de la relación (d/t) del alma = (142.38/1.6) = 89

como $\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.487}{2.530} = 0.19 > 0.16$ se usará la ec. (1.5-4b)

$$(1.5-4b) \quad \frac{d}{t} = 89 \leq \frac{68.133}{F_y} = \frac{68.133}{1.59} = 42.83 \quad \text{NO PASA}$$

por lo que se declara Sección No Compacta.

- revisión de la sección (1.9.1.2.) de las Especificaciones

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.18 \leq \frac{25.19}{F_y} = 15.84 \quad \text{OK}$$

Probando ahora con la fórmula (1.5.7.) tenemos:

$$F_b' = \frac{843.68 C_b}{1(d/A_f)}$$

donde $C_b = 1.0$ porque la viga esta restringida al desplazamiento lateral, en este caso horizontal, y además porque se usará en la ec. (1.6.1-a)

$l = 525$ cm; un valor conservador ya que la longitud del patín inferior sometido a flexocompresión es menor.

$$F_b' = \frac{843.68(1.0)}{525(150/267)} = 2.860 \text{ ton/cm}^2 > 0.6F_y$$

por lo que $F_b = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

considerese: $C_m = 0.85$ por estar sus juntas impedidas a la translación y tener carga a lo largo de la viga.

$$F'e = 338.62 \text{ ksi} = 23.81 \text{ ton/cm}^2 ; \text{ pues } \frac{Kl}{r} = 6.04$$

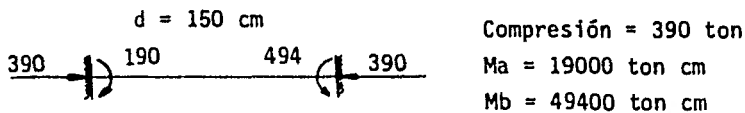
$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{49000}{43138} = 1.136 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.510}{1.500} + \frac{0.85(1.136)}{\left(1 - \frac{0.510}{23.81}\right)1.520} = 0.99 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.510}{1.520} + \frac{1.136}{1.520} = 1.08 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección aunque resulte muy justa.

c) Condición de C.Vertical + Sismo:



Se ha obtenido en el inciso anterior los esfuerzos permisibles que son los mismos para este inciso sólo que incrementados un 33 % :

$$F_a = 1.500 \times 1.33 = 2.000 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 23.81 \times 1.33 = 31.747 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{390}{761} = 0.512 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.512}{2.000} = 0.26 \geq 0.15$$

Se revisarán con fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

Cm = 0.85 por especificaciones

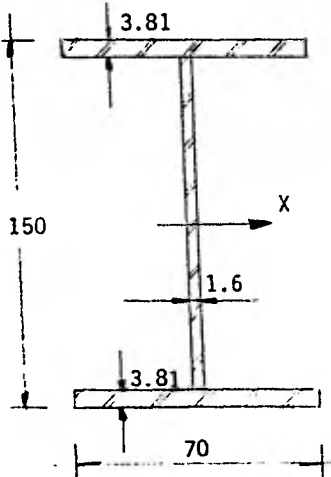
$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{49400}{43138} = 1.145 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.512}{2.000} + \frac{0.85 \left(\frac{1.145}{31.75} \right)}{\left(1 - \frac{0.512}{31.75}\right)2.022} = 0.77 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.512}{2.022} + \frac{1.145}{2.022} = 0.82 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección en ambas condiciones para el elemento 102.

- Miembro 105; esfuerzos flexionantes fuertes y poca fuerza axial.



a) Propiedades prismáticas:

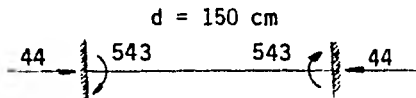
$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:



$$d = 150 \text{ cm}$$

Compresión = 44 ton

$$M_a = 54300 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 54300 \text{ ton cm}$$

Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{2(3235380)}{525}}{\frac{2(317930)}{450}} = 8.72$$

$$G_b = \frac{\frac{2(3235380)}{525}}{\frac{2(317930)}{450}} = 8.72$$

Con desplazamiento lateral permitido $K = 2.8$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.8(525)}{65.2} = 22.55$$

$$\text{de tablas } F_a = 20.44 \text{ ksi} = 1.437 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{44}{761} = 0.058 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.058}{1.437} = 0.041 \leq 0.15$$

útese ec. (1.6.2)

como $\frac{fa}{F_y} = 0.023 \leq 0.16$ úsese la ec. (1.5-4a)

- revisión de la relación (d/t) del alma = (142.38/1.6) = 89

$$89 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.023) = 97.5 \quad \text{OK}$$

- revisión de la longitud libre de arriostamiento libre lateral = 525

$$525 \leq \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = 886.86 \quad \text{OK}$$

$$525 \leq \frac{1406.13 \text{ Af}}{d F_y} = 988.18 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación ancho-espesor del patín (sección 1.9.1)

$$\frac{\text{bf}}{2\text{tf}} = 9.186 \leq \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.83 \quad \text{OK}$$

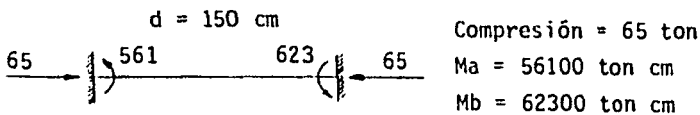
$$\text{y} \quad \frac{\text{bf}}{2\text{tf}} = 9.186 \leq \frac{17.2322}{\sqrt{F_y}} = 10.831 \quad \text{OK}$$

Por lo que el esfuerzo permisible: $F_b = 0.66F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{54330}{43138} = 1.259 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.058}{1.437} + \frac{1.259}{1.670} = 0.79 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo:



Los esfuerzos permisibles son los mismos que para la condición de Car Vertical pero se incrementan un 33% por especificación.

$$F_a = 1.437 \times 1.33 = 1.911 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{entonces} \quad f_a = \frac{65}{761} = 0.085 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.085}{1.911} = 0.044 \leq 0.15$$

se revisará con la ec. (1.6.2) del AISC.

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{62300}{43138} = 1.444 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.085}{1.911} + \frac{1.444}{2.221} = 0.69 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para el miembro 105 en ambas condiciones.

Creo que con estos dos miembros que analizamos es suficiente para aprobar la sección de la trabe a todo lo largo del marco.

- REVISION POR CORTANTE. (DISEÑO DE ATIESADORES)

Como se hizo en el análisis y revisión por cortante en el nivel anterior, se hará mención para este caso de un diagrama donde se muestre un diagrama de cortante y un esquema general de toda la trabe, fig. (4.3).

La misma idea se seguirá para este nivel en la conexión de los largueros en las trabes principales, dando así el mismo arreglo de atiesadores como se mostró en la figura (4.2).

1) Revisión para los miembros 101, 105, 108 y 112.

Hemos supuesto hasta ahora el espesor del alma de la trabe principal de $t_w = 1.6 \text{ cm}$ y considerando que:

$$h = 150 \text{ cm} ; \quad a = 227.5 \text{ cm} \quad \text{y} \quad t_w = 1.6 \text{ cm}$$

$$a/h = 227.5/142.38 = 1.60$$

$$h/t = 142.38/1.6 = 90.0$$

De la tabla 11-36 del AISC que muestra en forma de tabla los valores de F_v (esfuerzo permisible a cortante) según la ec. (1.10-2)

$$F_v = 11.9 \text{ ksi} = 0.837 \text{ ton/cm}^2 < 0.4F_y$$

considérese $0.4F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2$ el esfuerzo máximo permisible.

- Condición de Carga Vertical:

De la fig. (4.3) se tiene que los esfuerzos permisibles más grandes corresponden a los miembros que se proponen analizar y llegan alcanzar valores de $V = 241$ ton.

$$\text{si } V = 241 \text{ ton} ; \quad A_w = 142.38 \times 1.6 = 227.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{241}{228} = 1.058 \text{ ton/cm}^2 > 0.837$$

Como $F_v < f_v$ no se acepta la sección. Se propone entonces un atiesador de rigidez en los 4 miembros a cada $a = 227.5/2 = 113.8$ cm de separación. Como se hace el alma más rígida ahora, se incrementa el valor de F_v .

De la Tabla 11-36 del AISC y con $a = 113.8$ cm, $h = 142.38$ cm y $t_w = 1.6$ cm.

$$a/h = 113.8/142.38 = 0.80$$

$$h/t = 142.38/1.6 = 90 , \text{ tenemos:}$$

$$F_v = 14.5 \text{ ksi} = 1.012 \text{ ton/cm}^2 \doteq 1.058 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección con un atiesador intermedio. Sin considerar atiesadores intermedios y para los mismos miembros, se tiene:

$$V = 173 \text{ ton} ; \quad A_w = 142.38 \times 1.6 = 227.8 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{173}{228} = 0.759 \text{ ton/cm}^2$$

para $a = 227.5$ cm (sin atiesadores)

$$t = 1.6 \text{ cm}$$

$$h = 142.38 \text{ cm}$$

$$\text{entonces } F_v = 0.837 \text{ ton/cm}^2 > f_v$$

Se acepta la sección para dicha condición.

- Condición de Carga Vertical + Sismo:

El mayor valor del esfuerzo cortante corresponde al miembro 108 ; $V = 259$ ton . Si para la condición de carga accidental el AISC re-

comienda incrementar los esfuerzos permisibles un 33% , entonces - para:

$$a = 113.8 \text{ cm (con atiesadores intermedios)}$$

$$t = 1.6 \text{ cm}$$

$$h = 142.38 \text{ cm}$$

$$F_v = 1.012 \times 1.33 = 1.355 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{259}{228} = 1.137 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{Ok}$$

Se acepta la sección para los miembros 101, 105 108 y 112 en ambas condiciones.

Por último se revisa para los mismos miembros y en la parte donde - no se requieren atiesadores intermedios, (a = 227.5 cm)

$$F_v = 0.837 \times 1.33 = 1.113 \text{ ton/cm}^2$$

$$V = 191 \text{ ton} ; A_w = 227.5 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{191}{228} = 0.840 \text{ ton/cm}^2 < F_v \quad \text{OK}$$

Se acepta en definitiva la sección.

2) Revisión para los miembros restantes.

El mayor esfuerzo cortante que se presenta en los miembros restantes es de $V = 112 \text{ ton}$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{112}{228} = 0.492 \text{ ton/cm}^2$$

Como f_v resulta menor que el esfuerzo permisible sin considerar atiesador intermedio $F_v = 0.837 \text{ ton/cm}^2$, se acepta la sección sin - hacer más pruebas.

Para la condición de C.Vertical + Sismo, el mayor esfuerzo que se - presenta es de $V = 137 \text{ ton}$

$$f_v = \frac{137}{228} = 0.602 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_v = 0.837 \times 1.33 = 1.113 \text{ ton/cm}^2 > f_v \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para el resto de los elementos que componen - la trabe del Segundo Nivel en las dos condiciones.

3) Revisiones para los atiesadores y dimensionamiento.

Según las Especificaciones del AISC, se debe cumplir que:

- no se requieren atiesadores intermedios cuando la relación h/t no excede de 260.

$$\text{si } h/t = 142.38/1.6 = 90.0 \text{ es menor que } 260 \quad \text{OK}$$

- cuando se requieren de atiesadores, la relación a/h no debe de exceder de $(260/(h/t))^2$

$$\text{si } a/h = 227.5/142.38 = 1.6$$

$$h/t = 142.38/1.6 = 90.0 \quad \text{entonces}$$

$$1.6 < (260/90)^2 = 8.34 \quad \text{OK}$$

- el momento de inercia de un par de atiesadores intermedios con referencia a un eje en el plano del alma, no deberá exceder de $(h/50)^4$ en pulgadas.
- el área de un par de atiesadores según el espaciamiento requerido por la fórmula (1.10-2), no debe de exceder de un valor que las Especificaciones del AISC definen según la fórmula (1.10-3) y que en la Tabla 11-36 del AISC se encuentran tabulados como un porcentaje del área del alma.

Los atiesadores intermedios que se proponen serán de $t_s = 1.0$ cm, como se muestra en la fig. (4.4)

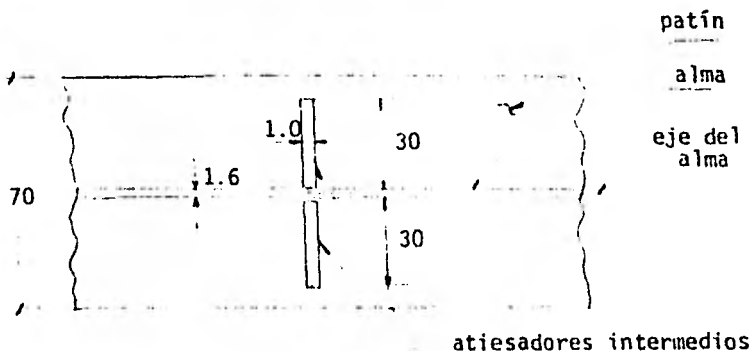


FIG. (4.4)

Para los miembros 101, 105, 108 y 112, donde se requieren los atiesadores intermedios, en la Tabla 11-36 del AISC se recomienda el área mínima sea de :

$$A_s = 0.006A_w = 0.006(142.38 \times 1.6) = 1.367 \text{ cm}^2$$

el área que se propone de atiesadores es de:

$$A's = 2(30 \times 1.0) = 60 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{OK}$$

Para los mismos miembros donde se requieren atiesadores intermedios, el momento de inercia mínimo que recomienda el AISC es de:

$$h = 142.38/2.54 = 56.06 \text{ in}$$

$$I_{mín} = (56.06/50)^4 = 1.58 \text{ in}^4$$

el momento de inercia que se propone es de:

$$I_{min} = \frac{(60/2.54)^3(0.375)}{12} = 411.91 \text{ in}^4 > 1.58 \quad \text{OK}$$

4) Revisión debida al campo de tensión en las trabes.

Las Especificaciones del AISC recomiendan revisar a aquellos miembros sujetos a tensión debido a que al resistir un esfuerzo cortante, el alma de la trabe produce fuerzas de tensión internas. Dicen que los esfuerzos actuantes no deben ser mayor de $0.6F_y$, ni de:

$$f_b \leq (0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}) F_y \quad (1.10-7)$$

Pra los miembros 101 y 112 se tiene:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{56400}{42556} = 1.306 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y \quad \text{OK}$$

$$(1.10-7) \quad 1.036 \quad (0.825 - 0.375 \frac{0.965}{1.012}) 2.530 = 1.183 \quad \text{NO}$$

No pasa, la poca tensión que se presenta en los miembros 101 y 112 puede perjudicar al alma de la trabe, se recomienda aumentar se el pesor a $t_w = 1.9 \text{ cm}$, entonces:

$$I = 3343390.5 \text{ cm}^4$$

$$y = 75 \text{ cm}$$

$$S = 44578.54 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{56400}{44579} = 1.264 \text{ ton/cm}^2$$

entonces con $A_w = 142.38 \times 1.9 = 270.5 \text{ cm}^2$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{220}{270} = 0.813 \text{ ton/cm}^2$$

considerando de análisis anterior $F_v = 1.012 \text{ t/cm}^2$

$$(1.10-7) \quad 1.264 \leq (0.825 - 0.375 \frac{0.813}{1.012}) 2.530 = 1.325 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección con $t_w = 1.9 \text{ cm}$ para los miembros 101 y 112.

) Revisión como columna corta:

Para los atiesadores de $t_w = 1.27 \text{ cm}$ que forman el alma de los largueros de la planta, según la especificación del AISC, sección --- (1.10.5.1.):

$$I = \frac{1}{12}(61.27)^3(1.27) = 24342.6 \text{ cm}^4$$

$$A = 25(1.27)^2 + 2(30)(1.27) = 116.52 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{24342.6}{116.52}} = 14.454 \text{ cm} \rightarrow \frac{Kl}{r} = 7.65$$

$$\rightarrow F_a = 21.25 \text{ ksi} = 1.494 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{69}{116.52} = 0.594 \text{ ton/cm}^2$$

como $F_a > f_a \quad \text{OK}$

Se aceptan los atiesadores y en general toda la revisión de la trabe del segundo nivel.

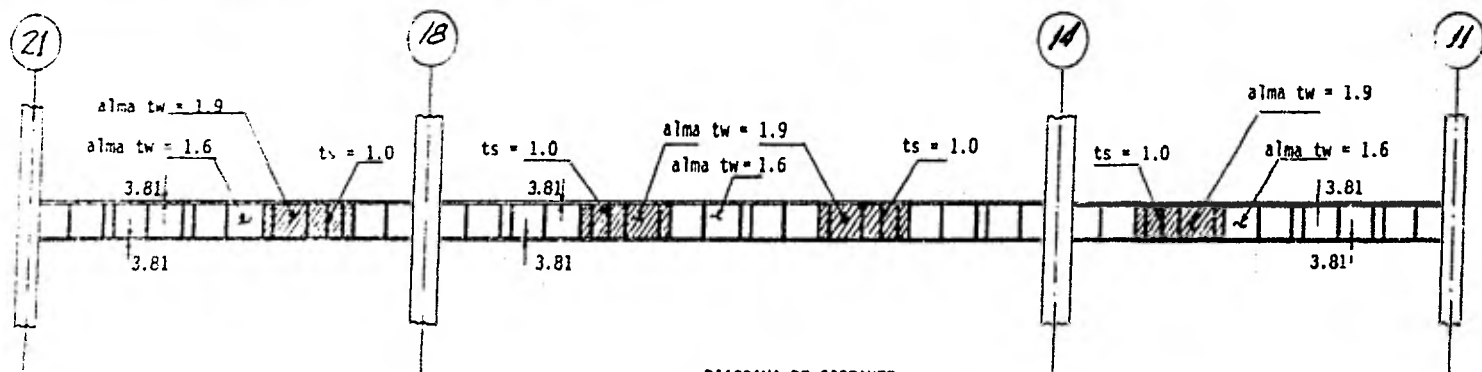


DIAGRAMA DE CORTANTE

- Condición de Carga Vertical
- - - Condición de C.Vertical + Sismo

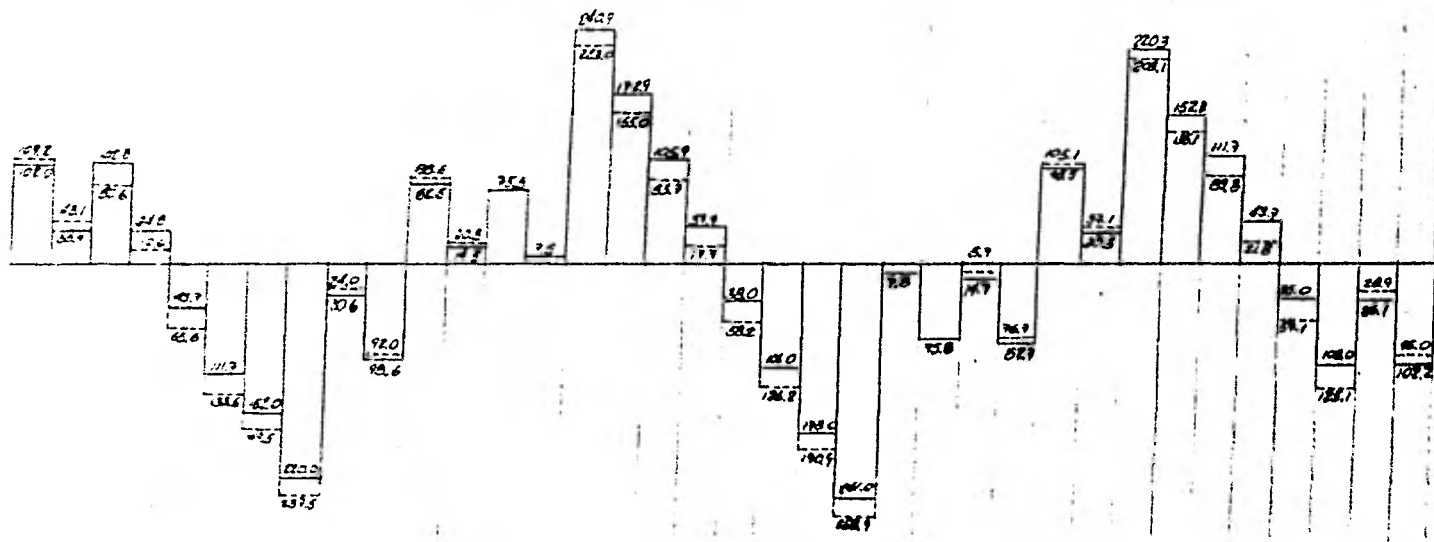
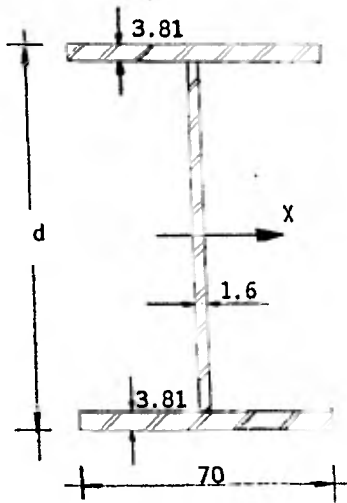


FIGURA (4.3)

4.2.3. TRABES DEL TERCER NIVEL

- Miembros acartelados de 150 a 200 de peralte. (elementos 76 y 79)



a) Propiedades Prismáticas:

en el extremo donde $d = 150$ cm

$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 200$ cm

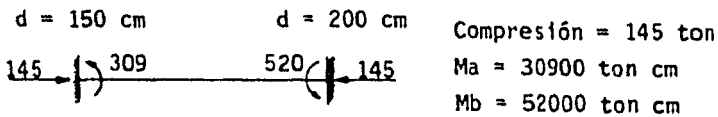
$$I_x = 6082690 \text{ cm}^4$$

$$A = 840 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 60827 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 85.1 \text{ cm}$$

c) Condición de Carga Vertical.



Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{(3235380 + 4582020)}{525}}{\frac{317930}{450}} = 21.1$$

$$G_b = \frac{\frac{(4582020 + 797509)}{525}}{\frac{317930}{450}} = 33.8$$

con desplazamiento lateral permitido $K = 4.8$

- Extremo donde $d = 150$ cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{4.8(525)}{65.2} = 38.65$$

de Tablas: $F_a = 19.35 \text{ ksi} = 1.360 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{145}{761} = 0.191 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.191}{1.360} = 0.14 < 0.15$$

se usará la fórmula (1.6.2.) del AISC

Obtención de F_b esfuerzo permisible por flexión, según la sección --
1.5.1.4. del AISC

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral: $l = 525 \text{ cm}$

$$525 < \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$525 < \frac{1406.13 \text{ Af}}{d F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{(150)(2.530)} = 988 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(142.38/1.6) = 89$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.191}{2.530} = 0.075 < 0.16 ; \quad \text{entonces}$$

$$(1.5-4a) \quad 89 < \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.075) = 76.7 \quad \text{NO}$$

NO PASA la revisión, por lo que es una sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC:

$$\frac{\text{bf}}{2t_f} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 < \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 \text{ C}_b}{l(d/af)} = \frac{843.68(1.0)}{525(150/267)} = 3.000 \text{ ton/cm}^2$$

donde $C_b = 1.0$; valor conservador, puesto es un marco arriostado a la traslación de -- sus juntas.

l = longitud libre de arriostamiento lateral del patín a compresión y considerado conservadoramente como la longitud actual del elemento.

como $F_b' = 3.0 > 0.6F_y$; $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$
se aceptan los valores de C_b y de l .

$$f_b = \frac{30900}{43138} = 0.717 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.191}{1.360} + \frac{0.717}{1.520} = 0.61 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{4.8(525)}{85.1} = 29.61$$

$$\text{de Tablas; } F_a = 19.84 \text{ ksi} = 1.390 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{145}{840} = 0.173 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.179}{1.390} = 0.12 < 0.15 \quad \text{se usará (1.6.2.)}$$

Obtención del esfuerzo F_b :

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral

$$525 \leq \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$525 \leq \frac{1406.13 \text{ Af}}{d F_y} = \frac{1406.13(266.7)}{200(2.530)} = 741 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(192.38/1.6) = 120.2$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.173}{2.530} = 0.068 < 0.16 \quad \text{úsese ec (1.5-4a)}$$

$$(1.5-4a) \quad 120.0 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.068) = 79.57 \quad \text{NO}$$

Por lo tanto es una sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq 15.84 \quad \text{OK}$$

Ahora bien, considerando $C_b = 1.0$ (conservadoramente)

$l = 525 \text{ cm}$ (longitud actual del miembro)

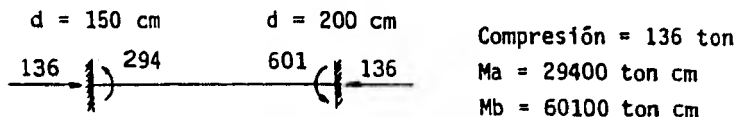
$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 C_b}{l(d/af)} = \frac{843.68(1.0)}{525(200/267)} = 2.23 \text{ ton/cm}^2$$

como $F_b' \geq 0.6F_y$; entonces $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{52000}{60827} = 0.854 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.179}{1.390} + \frac{0.854}{1.520} = 0.69 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de Carga Vertical + Sismo:



Nótese que los elementos mecánicos no superan en mucho a la condición de Carga Vertical y como el AISC recomienda incrementar un -- 33% los esfuerzos permisibles, se acepta la sección para esta condición. Veamos:

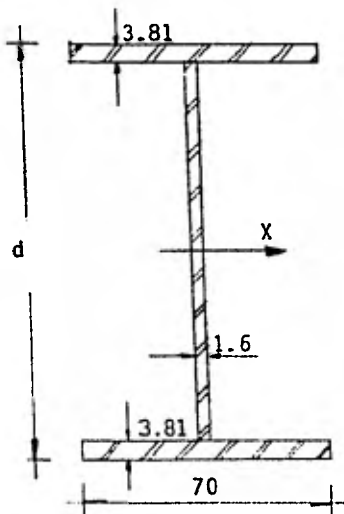
Condición de C.V. $\rightarrow M_{\text{máx}} = 52000 \text{ ton cm}$
 $C = 145 \text{ ton}$

Condición de C.V. + Sismo $\rightarrow M_{\text{máx}} = 60100 \text{ ton cm}$
 $C = 136 \text{ ton}$

$$\frac{M_{\text{máx s}}}{M_{\text{máx}}} = \frac{60100}{52000} = 1.16 < 1.33$$

Rige Carga Vertical y no se revisa para la carga accidental.

- Miembros acartelados de 200 a 250 de peralte. (elementos 84 y 87)



a) Propiedades Prismáticas:

en el extremo donde $d = 200 \text{ cm}$

$$I_x = 6082690 \text{ cm}^4$$

$$A = 840 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 60827 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 85.1 \text{ cm}$$

en el extremo donde $d = 250 \text{ cm}$

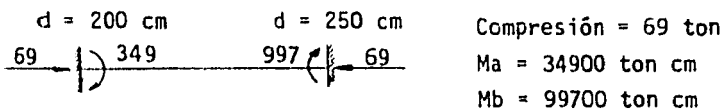
$$I_x = 9980860 \text{ cm}^4$$

$$A = 920 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 79847 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 104.2 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical:



Obtención del Factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{(4533201 + 7894353)}{525}}{\frac{317927}{450}} = 33.85$$

$$G_b = \frac{\frac{2(7894353)}{525}}{\frac{13897242}{450}} = 0.98$$

Con desplazamiento lateral impedido $K = 0.87$

- Extremo donde $d = 200$ cm

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.87(525)}{85.1} = 5.38$$

De Tablas $F_a = 21.37$ ksi = 1.500 ton/cm²

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{69.0}{840} = 0.083 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.083}{1.500} = 0.050 < 0.15 \quad \text{véase la ec. (1.6.2.)}$$

Obtención del esfuerzo F_b de Flexión.

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral: $l = 525$

$$525 \leq \frac{20.1517(70)}{1.59} = 887 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$525 \leq \frac{1406.13(266.7)}{(200/2.530)} = 988 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(192.38/1.6) = 120.24$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.050}{2.530} = 0.03 < 0.16; \text{ entonces}$$

$$(1.5-4a) \quad 120.24 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.03) = 94.70 \quad \text{NO}$$

No se cumple la revisión por lo que es una sección NO COMPACTA

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq 15.84 \quad \text{OK}$$

Ahora bien, usemos:

$$F_b' = \frac{843.68 C_b}{1(d/A_f)} = \frac{843.68(1.0)}{525(200/267)} = 2.23 \text{ ton/cm}^2$$

donde: $C_b = 1.0$ (conservadoramente)

$l = 525$ cm (longitud actual del miembro)

como $F_b' \geq 0.6F_y$; entonces $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{34900}{60827} = 0.574 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.050}{1.500} + \frac{0.574}{1.520} = 0.41 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- Extremo donde $d = 250 \text{ cm}$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.87(525)}{104.2} = 4.38$$

$$F_a = 21.42 \text{ ksi} = 1.510 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{69.0}{920} = 0.070 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.070}{1.510} = 0.05 < 0.15 \quad \text{útese ec. (1.6.2.)}$$

Obtención del esfuerzo F_b de Flexión:

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(242.38/1.6) = 151$

como $\frac{f_a}{F_y} = 0.03 \leq 0.16$ útese la ec. (1.5-4a)

$$(1.5-4a) \quad 151 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.03) = 99.70 \quad \text{NO}$$

No pasa la revisión, por lo que es una sección NO COMPACTA

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 < 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68(1.0)}{525(250/267)} = 1.768 > 0.6 F_y$$

donde: $C_b = 1.0$ (conservadoramente)

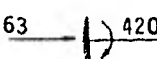
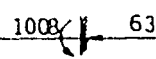
$l = 525 \text{ cm}$ (longitud actual del miembro)

$$\text{entonces: } F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{99700}{79847} = 1.250 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.070}{1.510} + \frac{1.250}{1.520} = 0.87 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo.

$d = 200 \text{ cm}$	$d = 250 \text{ cm}$	Compresión = 63 ton
63 	1008 	Ma = 42000 ton cm
		Mb = 100800 ton cm

Veamos nuevamente y como era de esperarse en el nivel azotea el sigmo no rige. Los elementos mecánicos mostrados no difieren casi de los elementos mecánicos bajo la condición de Carga Vertical. Se ha mencionado que el AISC especifica utilizar un esfuerzo permisible accidental un 33% mayor que el normal bajo carga máxima, entonces si la relación entre las fuerzas actuantes es mayor que 1.33, rige la condición de C.Vertical + Sismo. O sea:

Condición de C.V. \longrightarrow $M_{\max} = 99700$ ton cm

$C = 69$ ton

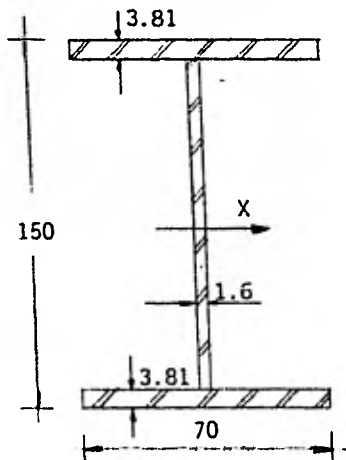
Condición de C.V. + Sismo \longrightarrow $M_{\max} = 100800$ ton cm

$C = 63$ ton

$$\frac{M_{\max s}}{M_{\max}} = \frac{100800}{99700} = 1.01 < 1.33$$

No rige la condición por sismo, se acepta la sección.

- Miembros de peralte constante. (elementos 116, 117, 118, 123, 124 y 125)



a) Propiedades Prismáticas:

$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

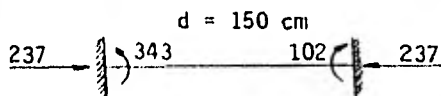
$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

los 6 miembros se encuentran sometidos a flexocompresión. Se tomará el miembro 118 por tener los momentos más grandes pues siempre -- son más difíciles de resistir.

b) Condición de Carga Vertical.



Compresión = 237 ton

$M_a = 34300$ ton cm

$M_b = 10200$ ton cm

Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{2(3235380)}{\frac{525}{\frac{317927}{450}}} = 17.01$$

$$G_b = \frac{(3235380 + 4533201)}{\frac{525}{\frac{317927}{450}}} = 20.86$$

Con desplazamiento lateral permitido $K = 4.0$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{4.0(525)}{65.2} = 31.67$$

$$F_a = 19.84 \text{ ksi} = 1.390 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{237}{761} = 0.330 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.330}{1.390} = 0.24 > 0.15$$

se usarán las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC

Obtención del esfuerzo F_b permisible según el AISC

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(142.38/1.6) = 89$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.330}{2.530} = 0.13 < 0.16 \quad \text{Úsese la ec. (1.5-4a)}$$

$$(1.5-4a) \quad 89 \leq \frac{169.6705}{1.59} (1 - 3.74 \times 0.13) = 54.83 \quad \text{NO}$$

No pasa la revisión, por lo que es sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 \leq 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68(1.0)}{525(150/267)} = 3.010 \text{ ton/cm}^2 > 0.6F_y$$

donde: $C_b = 1.0$ (conservadoramente)

$l = 525 \text{ cm}$ (longitud actual del miembro)

como $F_b' > 0.6F_y$; se considera $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

si $\frac{Kl}{r} = 31.57$; entonces $F'e = 10.59 \text{ ton/cm}^2$

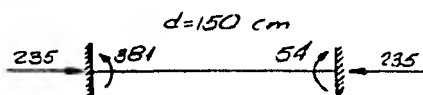
el valor de C_m depende de las condiciones de apoyo de carga del miembro. Como el miembro está sometido a una carga puntual al centro del claro y sus extremos si están restringidos al giro, el AISC recomienda usar: $C_m = 0.85$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{34300}{43138} = 0.810 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.330}{1.390} + \frac{0.810(0.85)}{\left(1 - \frac{0.330}{10.59}\right) 1.520} = 0.76 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.330}{1.520} + \frac{0.810}{1.520} = 0.75 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de Carga Vertical + Sismo.



Compresión = 235 ton

$M_a = 38100 \text{ ton cm}$

$M_b = 5400 \text{ ton cm}$

Los valores de los esfuerzos se incrementan un 33% de los ya obtenidos:

$$F_a = 1.390 \times 1.33 = 1.849 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 10.59 \times 1.33 = 14.085 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{235}{761} = 0.309 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{38100}{43138} = 0.900 \text{ ton/cm}^2$$

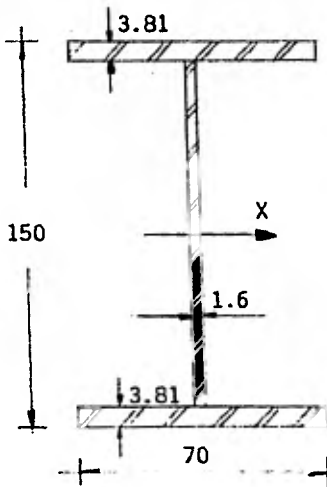
por las mismas consideraciones $C_m = 0.85$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.309}{1.849} + \frac{0.900(0.85)}{\left(1 - \frac{0.309}{14.09}\right) 2.022} = 0.59 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.309}{2.022} + \frac{0.900}{2.022} = 0.60 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para los elementos 116, 117 118, 1223, 124 y 125.

- Miembros de peralte constante. (elementos 119, 120, 121 y 122)



a) Propiedades Prismáticas

$$I_x = 3235380 \text{ cm}^4$$

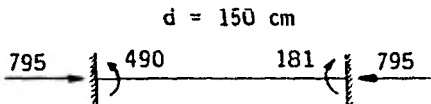
$$A = 761 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 43138 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 65.2 \text{ cm}$$

Los cuatro miembros están fuertemente sometidos a carga axial de compresión, se analizará con el miembro 121

b) Condición de Carga Vertical.



$$d = 150 \text{ cm}$$

$$\text{Compresión} = 796 \text{ ton}$$

$$M_a = 49000 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 18100 \text{ ton cm}$$

Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{2(3235380)}{\frac{525}{\frac{317927}{450}}} = 17.01$$

$$G_b = \frac{2(3235380)}{\frac{525}{\frac{317927}{450}}} = 17.01$$

Con desplazamiento lateral permitido $K = 3.7$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{3.7(525)}{65.2} = 29.8$$

$$F_a = 19.95 \text{ ksi} = 1.403 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{796}{761} = 1.046 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{1.046}{1.403} = 0.75 > 0.15$$

se usarán las ecuaciones (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

Obtención del esfuerzo F_b a Flexión, según las Especificaciones.

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(142.38/1.6) = 89$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{1.046}{2.530} = 0.41 > 0.16 ; \quad \text{útese la ec. (1.5-4b)}$$

$$(1.5-4b) \quad 89 \frac{68.133}{\sqrt{F_y}} = \frac{68.133}{1.59} = 42.85 \quad \text{NO PASA}$$

No pasa la especificación, por lo que es sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. de las Especificaciones.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(3.81)} = 9.19 < 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 (1.0)}{525(150/267)} = 3.01 \text{ ton/cm}^2 > 0.6F_y$$

considérese: $C_b = 1.0$ (conservadoramente)

$$l = 525 \text{ cm (longitud actual del miembro)}$$

como $F_b' > 0.6F_y$; entonces $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{49000}{43138} = 1.136 \text{ ton/cm}^2$$

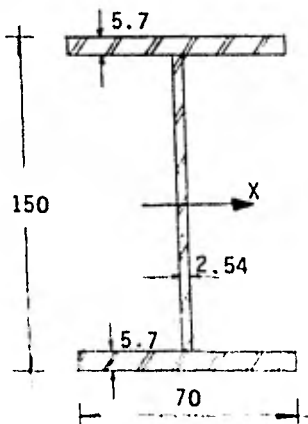
$$\text{con } \frac{Kl}{r} = 29.8 \quad \text{se tiene:} \quad F'e = 11.65 \text{ ton/cm}^2$$

$C_m = 0.85$; por ser un miembro sometido a una carga puntual intermedia y sus extremos estar restringidos al giro.

$$(1.6.1-a) \quad \frac{1.046}{1.403} + \frac{1.136 (0.85)}{(1 - \frac{1.046}{11.65}) 1.520} = 1.52 > 1.0 \quad \text{NO}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{1.046}{1.520} + \frac{1.136}{1.520} = 1.44 > 1.0 \quad \text{NO}$$

Demasiada escasa la sección, no se acepta y se propone nueva sección:



a) Propiedades Prismáticas

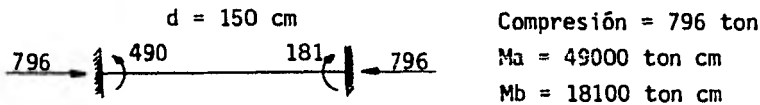
$$I_x = 4717649.1 \text{ cm}^4$$

$$A = 1150 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 62902 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 64.05 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical.



Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = G_b = \frac{2(4717649.1)}{\frac{525}{\frac{317930}{450}}} = 25.44$$

Con desplazamiento lateral permitido K = 4.5

$$\frac{Kl}{r} = \frac{4.5(525)}{64.05} = 36.89$$

$$F_a = 19.43 \text{ ksi} = 1.365 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 110 \text{ ksi} = 7.66 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{796}{1150} = 0.692 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.692}{1.365} = 0.51 > 0.15$$

Se usarán las ecuaciones (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC

Obtención de Fb según la sección 1.5.1.4. del AISC

- revisión de la relación (d/t) del alma = (138.6/2.54) = 54.6

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.692}{2.530} = 0.27 > 0.16 \quad \text{útese la ec. (1.5-4b)}$$

$$(1.5-4b) \quad 54.6 \leq \frac{68.144}{\sqrt{F_y}} = 42.83 \quad \text{NO PASA}$$

No pasa la especificación, por lo que es una sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{70}{2(5.7)} = 6.14 \quad \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

Se revisará con la ecuación (1.5.7.), considerando l = 525 cm por ser la longitud actual del miembro y conservadoramente Cb = 1.0

$$(1.5.7.) \quad F_b' = \frac{843.68 (1.0)}{525(150/399)} = 4.27 \text{ ton/cm}^2 \geq 0.6F_y$$

$$\text{como } F_b' \geq 0.6F_y; \text{ entonces } F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

el valor de $C_m = 0.85$ porque esta cargada transversalmente en el centro y sus extremos si están restringidos al giro:

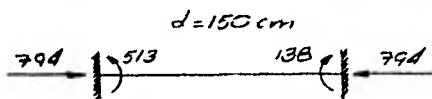
$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{49000}{62902} = 0.780 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.692}{1.365} + \frac{0.780 (0.85)}{\left(1 - \frac{0.692}{7.659}\right) 1.520} = 1.00 = 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.692}{1.520} + \frac{0.780}{1.520} = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección.

c) Condición de C.Vertical + Sismo.



Compresión = 794 ton

$M_a = 51300 \text{ ton cm}$

$M_b = 13800 \text{ ton cm}$

Los esfuerzos se incrementan un 33% según las especificaciones.

$$F_a = 1.365 \times 1.33 = 1.815 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_e = 7.659 \times 1.33 = 10.186 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{794}{1150} = 0.690 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{51300}{62902} = 0.816 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.690}{1.815} = 0.38 > 0.15$$

se usarán las ecuaciones (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

considérese $C_m = 0.85$ por las suposiciones ya descritas.

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.690}{1.815} + \frac{0.816(0.85)}{\left(1 - \frac{0.690}{10.19}\right) 2.022} = 0.81 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.690}{2.022} + \frac{0.816}{2.022} = 0.75 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para los elementos 119, 120, 121 y 122.

- REVISION POR CORTANTE (DISEÑO DE ATIESADORES)

Como en los anteriores niveles hemos hecho, se presentará también en éste el diagrama de cortante de toda la viga así como su distribución de atiesadores (vease fig. 4.5)

La misma distribución de atiesadores debida a la conexión de los largueros a las trabes principales se tendrá para este último nivel, por lo que se respeta la fig. (4.2), o sea:

$$a = 262.5 - 35 = 227.5 \text{ cm}$$

1) Revisión para miembros de peralte constante:

Se tienen las siguientes características:

$$h = 150 \text{ cm} ; a = 227.5 \text{ cm} \text{ y } tw = 2.54 \text{ cm}$$

$$a/h = 227.5/138.6 = 1.64$$

$$h/t = 138.6/2.54 = 54.6$$

de la tabla 11-36 del AISC que muestra los valores del esfuerzo - permisible al cortante (F_v) según la ec. (1.10-2)

$$F_v = 14.5 \text{ ksi} = 1.012 \text{ ton/cm}^2 = 0.4 F_y$$

$$0.4 F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2 \text{ (esfuerzo máximo permisible)}$$

Estamos seguros que la condición de C.Vertical + Sismo no pinta -- con respecto a la condición de C.Vertical únicamente, debido a que los valores son muy parecidos y no sobrepasan la relación de fuerzas debidas al Sismo + carga vertical con las fuerzas de carga vertical de 1.3. Entonces no se revisará la condición de Carga Vertical + Sismo y es lógico ya que en el nivel de azotea casi nunca -- rige el sismo.

- Carga Vertical:

De la fig. (4.5) observamos que el cortante mayor en los miembros es de $V = 153.5 \text{ ton}$ (miembros 119 y 122)

$$f_v = \frac{V}{A} \quad ; \quad \begin{array}{l} V = 153.5 \text{ ton} \\ A = 138.6 \times 2.54 = 352.0 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$f_v = \frac{153.5}{352.0} = 0.436 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_v = 0.436 < 1.012 = F_v$ se acepta la sección. Considerando que este es el cortante mayor de toda la viga con alma de 1" , se acepta el cortante.

- Para los miembros con $t_w = 1.6 \text{ cm}$ y $t_f = 3.81 \text{ cm}$

$$a = 227.5 \text{ cm} \quad ; \quad h = 150 \text{ cm}$$

$$a/h = 227.5/142.38 = 1.60$$

$$h/t = 142.38/1.6 = 90.0$$

de la Tabla 11-36 del AISC

$$F_v = 11.9 \text{ ksi} = 0.837 \text{ ton/cm}^2$$

el mayor cortante que se presenta es de $V = 92.1 \text{ ton}$

$$A_w = 142.38 \times 1.6 = 227.81 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{92.1}{227.81} = 0.404 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v < F_v = 0.837 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección del alma para el cortante.

2) Revisión para miembros de peralte de 150 a 200 cm:

tomando un promedio de la sección de una manera preliminar se tiene:

$$a/h = 227.5/167.38 = 1.36$$

$$h/t = 167.38/1.6 = 104.6$$

de la Tabla 11-36 del AISC, se tiene:

$$F_v = 11.3 \text{ ksi} = 0.795 \text{ ton/cm}^2$$

el máximo cortante de los miembros de sección variable de 150 a -- 200 cm y por la condición de Carga Vertical es de $V = 191.9 \text{ ton}$

$$\text{entonces } f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{191.9}{167.38 \times 1.6} = 0.717 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_v < F_v = 0.795 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para todos los miembros de sección variable - de 150 a 200 cm

3) Revisión para miembros de peralte de 200 a 250 cm.

Se tienen características para definir el esfuerzo permisible por cortante:

$$\begin{aligned} a &= 262.5 - 90 = 172.5 \text{ cm} \\ h &= 225 - 2(3.81) = 217.38 \text{ cm} \\ tw &= 1.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a/h &= 172.5/217.38 = 0.79 \\ h/t &= 217.38/1.6 = 135.9 \end{aligned}$$

de la tabla 11-36 del AISC se obtiene:

$$F_v = 11.7 \text{ ksi} = 0.823 \text{ ton/cm}^2$$

el cortante máximo para la condición de Carga Vertical es de:

$$\begin{aligned} V &= 142.7 \text{ ton} \quad \text{y} \quad A_w = 217.38 \times 1.6 = 347.8 \text{ cm}^2 \\ f_v &= \frac{142.7}{347.8} = 0.410 \text{ ton/cm}^2 \end{aligned}$$

como $F_v = 0.823 > f_v$ se acepta la sección.

4) Revisiones para los atiesadores y dimensionamiento.

Según las especificaciones del AISC, se debe cumplir que:

- no se requieren atiesadores intermedios cuando h/t es menor de:

$$h/t < 260$$

si	$h = 150 \text{ cm}; t = 2.54;$	$h/t = 59.06 < 260$	OK
si	$h = 150 \text{ cm}; t = 1.6;$	$h/t = 93.75 < 260$	OK
si	$h = 175 \text{ cm}; t = 1.6;$	$h/t = 109.4 < 260$	OK
si	$h = 225 \text{ cm}; t = 1.6;$	$h/t = 140.6 < 260$	OK

en ninguno de los casos es necesario colocar atiesadores intermedios.

- cuando existen atiesadores, la relación a/h no deberá exceder:

$$a/h < (260/(h/t))^2$$

$$\text{si } a/h = 227.5/150 = 1.52 \text{ y } h/t = 93.75 \\ 1.52 < (260/93.75)^2 = 7.69 \quad \text{OK}$$

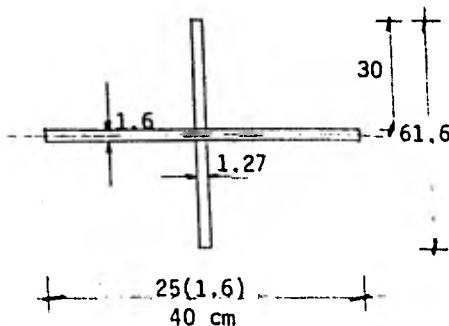
$$\text{si } a/h = 227.5/175 = 1.30 \text{ y } h/t = 109.4 \\ 1.30 < (260/109.4)^2 = 5.6 \quad \text{OK}$$

$$\text{si } a/h = 227.5/225 = 1.01 \text{ y } h/t = 140.6 \\ 1.01 < (260/140.6)^2 = 3.42 \quad \text{OK}$$

en ninguno de los casos los atiesadores intermedios se encuentran tan separados como lo especifica el AISC, quiere decir que los atiesadores obligados por la conexión de los largueros y los montantes trabajan como rigidizantes para el cortante.

En este nivel no se propusieron atiesadores intermedios, únicamente el correspondiente a los largueros y montantes. Los patines de los montantes que funcionan como atiesadores son de 1" de espesor, dimensión excesiva como para trabajar como atiesador rigidizante y adecuada para trabajar como atiesador de carga ya que resultaría la continuación del montante que segurísimamente soporta su carga axial.

Revisemos pues el atiesador debido al apoyo de los largueros sobre la trabe. Funciona como atiesador de carga soportando 69 ton y trabaja como una columna corta como lo especifica el AISC.



$$A = (2 \times 30 \times 1.27) + (40 \times 1.6) \\ = 140.2 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1.27(61.6)^3}{12} + \frac{2(1.6)^3 19.37}{12} \\ = 24751.22 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{24751.22}{140.2} = 13.3 \text{ cm}$$

Considerando $K = 0.75$, factor de longitud efectiva:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.75(150)}{13.3} = 8.465$$

$$\text{entonces } F_a = 21.23 \text{ ksi} = 1.493 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } P = 69 \text{ ton } f_a = \frac{P}{A} = \frac{69}{140.2} = 0.492 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_a < F_a = 1.493 \text{ ton/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se aceptan todas las condiciones para el cortante a lo largo de toda la viga.

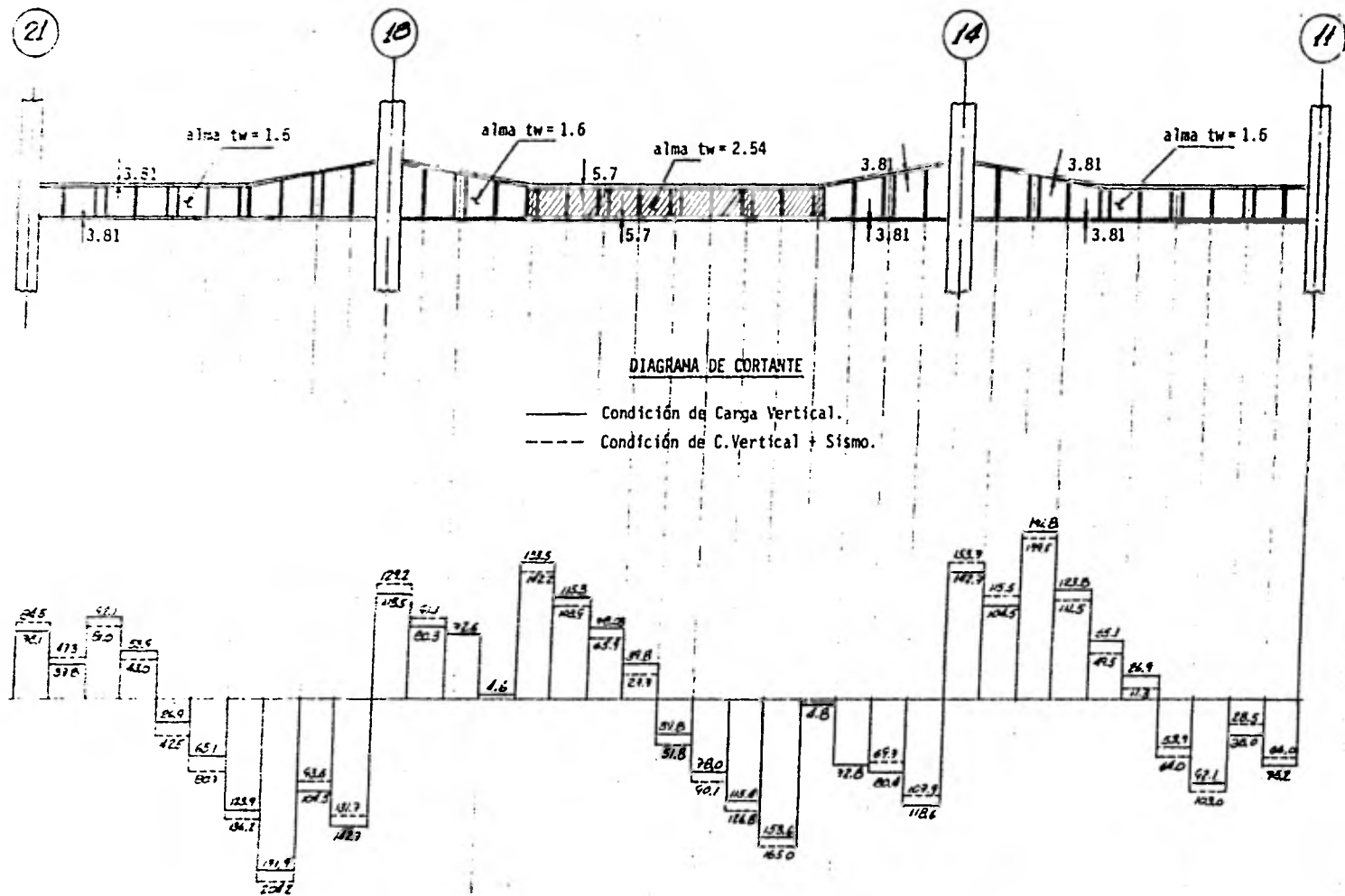
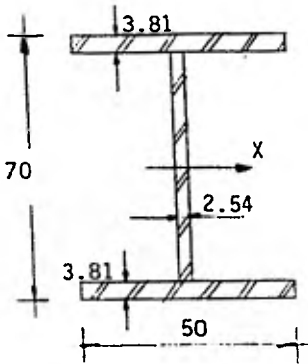


FIGURA (4.5)

4.2.4. DISEÑO DE MONTANTES.

Se tienen dos tipos de elementos con distintas propiedades prismáticas, entonces:

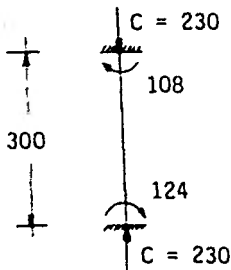
- Miembros 30, 36, 49 y 55



a) Propiedades prismáticas

$$\begin{aligned} A &= 539.4 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 468681 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 13390.9 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 29.48 \text{ cm} \\ I_y &= 79460.2 \text{ cm}^4 \\ r_y &= 12.14 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Condición de Carga Vertical.



Miembro = 36 y 55

Compresión = 230 ton

Ma = 12400 ton cm

Mb = 10800 ton cm

Considérese longitud libre -
de montante igual a 300 cm

Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{(468681)}{300}}{\frac{(4582020 + 7975090)}{525}} = 0.066$$

$$G_b = \frac{\frac{2(468681)}{300}}{\frac{2(3191665)}{525}} = 0.257$$

Considerando desplazamiento lateral impedidos;

$$K_x = 0.57$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{0.57(300)}{29.48} = 5.8$$

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_y = \frac{0.65(300)}{12.14} = 16.06 \quad \text{RIGE}$$

de las recomendaciones del AISC, suponiendo el montante empotrado en ambos extremos $K_y = 0.65$

$$F_a = 20.83 \text{ ksi} = 1.465 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{230.0}{539.4} = 0.427 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.427}{1.465} = 0.29 \geq 0.15$$

se revisarán con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

Obtención de F_b , esfuerzo a flexión según la sección 1.5.1.4

- revisión de la longitud libre de arriostramiento lateral: $l = 300 \text{ cm}$

$$300 \leq \frac{20.1517 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = 633.5 \quad \text{OK}$$

$$300 \leq \frac{1406.13 \text{ Af}}{d \sqrt{F_y}} = 1512.52 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(70/2.54) = 27.6$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.427}{2.530} = 0.169 \geq 0.16 ; \text{ se revisará con (1.5-4b)}$$

$$(1.5-4b) \quad 27.6 \leq \frac{68.13}{\sqrt{F_y}} = 42.8 \quad \text{OK}$$

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC

$$\frac{\text{bf}}{2t_f} = \frac{50}{2(8.81)} = 6.56 \quad \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$\frac{\text{bf}}{2t_f} = 6.56 \quad \frac{17.2322}{\sqrt{F_y}} = 10.84 \quad \text{OK}$$

por lo que es una sección COMPACTA: $F_b = 0.66F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{12400}{13391} = 0.923 \text{ ton/cm}^2$$

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_y = 16.06 \longrightarrow F'e = 23.81 \text{ ton/cm}^2$$

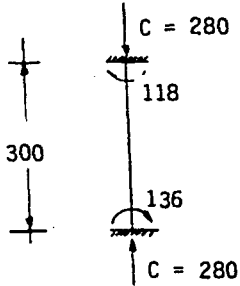
$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{108}{124} \right) = 0.25 < 0.4 ; \text{ úsese } C_m = 0.4$$

Revisando ahora con (1.6.1-a) y (1.6.1-b) se tiene:

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.427}{1.465} + \frac{0.4(0.923)}{\left(1 - \frac{0.427}{23.81}\right) 1.67} = 0.52 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.427}{1.520} + \frac{0.923}{1.670} = 0.83 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo.



Miembros = 36 y 55
 Compresión = 280 ton
 $M_a = 13600$ ton cm
 $M_b = 11800$ ton cm

Se tenían los siguientes esfuerzos permisibles, ahora se multiplican por 1.33 por ser carga accidental:

$$F_a = 1.465 \times 1.33 = 1.948 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 23.81 \times 1.33 = 31.67 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{280}{539} = 0.519 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{13600}{13391} = 1.016 \text{ ton/cm}^2$$

Con las mismas ecuaciones (1.6.1-a) y (1.6.1-b) se tiene:

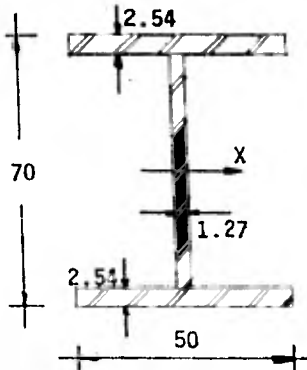
$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{118}{136} \right) = 0.253 < 0.4; \quad C_m = 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.519}{1.948} + \frac{0.4(1.016)}{\left(1 - \frac{0.519}{31.67}\right) 2.221} = 0.45 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.519}{2.022} + \frac{1.016}{2.221} = 0.71 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para los miembros 30, 36, 49 y 55.

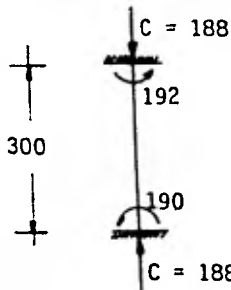
- Todos los Montantes excepto los miembros 30,36,49 y 55.



a) Propiedades Prismáticas:

$$\begin{aligned}
 A &= 336.4 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 317927 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 9083.6 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 30.74 \text{ cm} \\
 I_y &= 52927.3 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 12.54 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Condición de Carga Vertical.



$$\begin{aligned}
 \text{Miembros} &= 50 \text{ y } 54 \\
 \text{Compresión} &= 188 \text{ ton} \\
 M_a &= 19000 \text{ ton cm} \\
 M_b &= 19200 \text{ ton cm}
 \end{aligned}$$

Obtención del factor "K" de longitud efectiva.

$$G_a = \frac{2(317927)}{\frac{300}{2(3191665)}} = 0.174$$

$$G_b = \frac{(317927)}{\frac{300}{(3191665 + 4582020)}} = 0.072$$

Considerando desplazamiento lateral impedido $K_x = 0.56$

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_x = \frac{0.56(300)}{30.74} = 5.47$$

tomando de las recomendaciones del AISC, $K_y = 0.65$; considerando empotrado en ambos extremos:

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_y = \frac{0.65(300)}{12.54} = 15.55 \quad \text{RIGE}$$

de las tablas; $F_a = 20,85 \text{ ksi} = 1.466 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{188}{336} = 0.559 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.559}{1.466} = 0.38 > 0.15$$

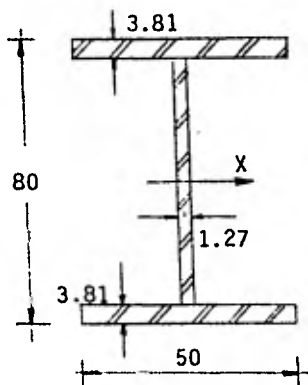
se revisará con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

$$f_b = \frac{19200}{9083} = 2.114 \text{ ton/cm}^2$$

Como $f_b > 0.66F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$ (valor máximo permisible del esfuerzo a flexión, la sección no se acepta).

Se propone una nueva sección para los miembros:

- Miembros 26, 27, 30, 31, 32, 34, 35, 36, 39, 40, 45, 46, 49, 50, 51, 53, 54, 55, 58 y 59.



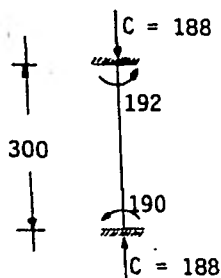
a) Propiedades Prismáticas:

$$\begin{aligned} A &= 472.92 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 593194.25 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 14830 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 35.4 \text{ cm} \\ I_y &= 79387.4 \text{ cm}^4 \\ r_y &= 12.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

La proposición de una nueva sección se debe a que los momentos son de 200 ton·m en casi todos los miembros, excepto en los cuatro montantes extremos de cada nivel y los del centro del marco. En esta nueva proposición se incluyen también los montantes anteriormente analizados - (30, 36, 49 y 55) con el único fin de uniformizar las secciones y además las propiedades ahora propuestas son mayores con las que se analizaron, dando por hecho que si se acepta la sección.

De todos los montantes que incluye la nueva proposición los más desfavorables son los miembros 50 y 54.

b) Condición de Carga Vertical.



Miembros = 50 y 54
 Compresión = 188 ton
 $M_a = 19000$ ton cm
 $M_b = 19200$ ton cm

Obtención del factor "Kx" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{2(593194)}{300}}{\frac{2(3191665)}{525}} = 0.33$$

$$G_b = \frac{\frac{(593194)}{300}}{\frac{(3191665 + 4582020)}{525}} = 0.135$$

Considerando el desplazamiento lateral impedido $K_x = 0.60$

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_x = \frac{0.60(300)}{35.4} = 5.08$$

de las recomendaciones del AISC y considerando ambos extremos empotrados en la Tabla C1.8.1 de las Especificaciones: $K_y = 0.65$

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_y = \frac{0.65(300)}{12.96} = 15.05 \quad \text{RIGE}$$

$$F_a = 20.89 \text{ ksi} = 1.469 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.398}{1.469} = 0.271 > 0.15 \quad f_a = \frac{188}{473} = 0.398 \text{ t/cm}^2$$

se revisarán con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

$$f_b = \frac{19200}{14830} = 1.295 \text{ ton/cm}^2$$

Obtención del esfuerzo F_b de flexión:

- revisión de la relación (d/t) del alma = (72.38/1.27) = 57

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.398}{2.530} = 0.157 = 0.16 \quad \text{úsese ec. (1.5-4b)}$$

$$(1.5-4b) \quad 57 \leq \frac{68.13}{1.59} = 42.8 \quad \text{NO PASA}$$

No pasa la especificación, por lo que es una sección NO COMPACTA.

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{50}{2(3.81)} = 6.56 \leq 15.84 = \frac{25.19}{F_y} \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7) \quad F_b' = \frac{843.68(1.0)}{300(80/190.5)} = 6.70 > 0.6F_y$$

donde: $C_b = 1.0$; por especificaciones se considera la unidad puesto que va a ser usado en la fórmula ---
(1.6.1-a)

$l = 300$ cm ; longitud actual del miembro

$d = 80$ cm ; tomamos el peralte total del elemento.

$$A_f = 50 \times 3.81 = 190.5 \text{ cm}^2$$

como $F_b' > 0.6F_y$; entonces $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

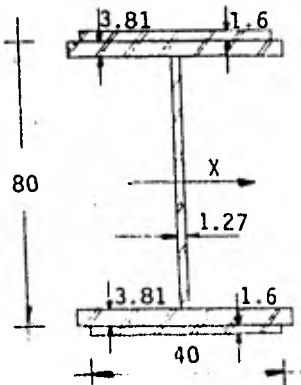
$$\text{con } \left(\frac{Kl}{r} \right)_y = 15.05 \rightarrow F'e = 23.81 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{190}{192} \right) = 0.2 < 0.4 ; \rightarrow C_m = 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.398}{1.469} + \frac{0.4(1.294)}{\left(1 - \frac{0.398}{23.81}\right) 1.520} = 0.62 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.398}{1.520} + \frac{1.294}{1.520} = 1.113 > 1.0 \quad \text{NO PASA}$$

Para no buscar una nueva sección, se propone adicionar cubreplacas - de espesor $t = 1.6$ cm y ancho $b = 40$ cm, únicamente en los extremos - de los montantes; como se muestra en el siguiente esquema:



$$I_x = 593194.25 + 2(40)1.6(40.8)^2$$

$$= 806268.17 \text{ cm}^4$$

$$A = 472.92 + 2(40)(1.6)$$

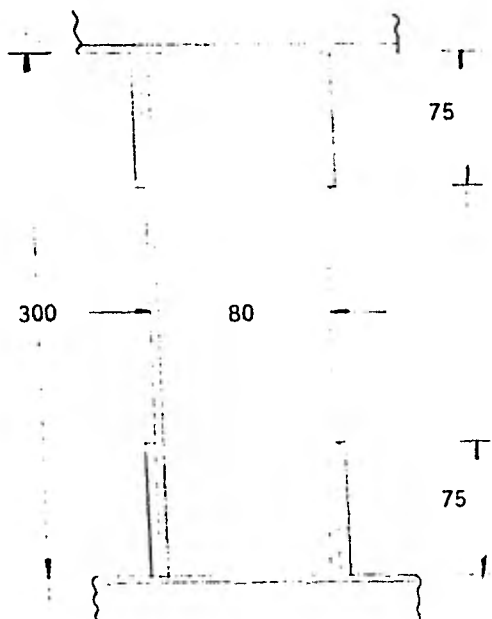
$$= 600.92 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 19761.5 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 36.63 \text{ cm}$$

$$I_y = 96454.0 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 12.67 \text{ cm}$$



CORTE ESQUEMATICO

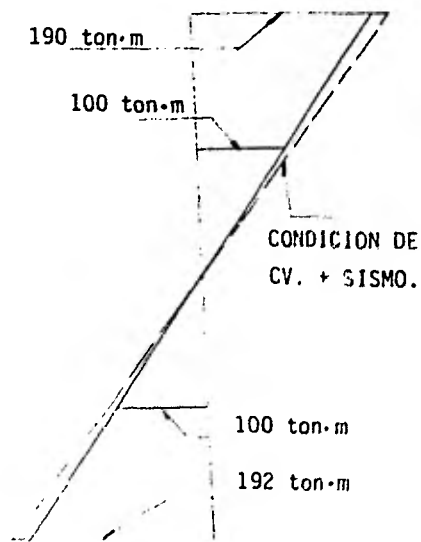


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Con las nuevas propiedades y suponiendo que :

$$F_a = 1.469 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{188.4}{600.9} = 0.314 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{19200}{19762} = 0.972 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.314}{1.469} + \frac{0.4 (0.972)}{\left(1 - \frac{0.314}{23.81}\right) 1.520} = 0.49 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.314}{1.520} + \frac{0.972}{1.520} = 0.85 < 1.0 \quad \text{OK}$$

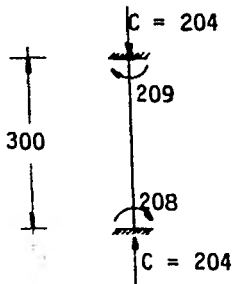
en el extremo donde no hay placas; $M_m = 10000 \text{ ton cm}$

$$f_b = \frac{10000}{14830} = 0.674 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.398}{1.469} + \frac{0.4 (0.674)}{\left(1 - \frac{0.398}{23.81}\right) 1.520} = 0.45 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.398}{1.520} + \frac{0.674}{1.520} = 0.71 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de Carga Vertical + Sismo.



Miembros = 50 y 54
 Compresión = 204 ton
 $M_a = 20800$ ton cm
 $M_b = 20900$ ton cm

- para el extremo donde hay placas adicionales:

$$F_a = 1.469 \times 1.33 = 1.954 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 23.81 \times 1.33 = 31.667 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{204.0}{600.9} = 0.340 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.340}{1.469} = 0.23 \geq 0.15$$

se revisarán con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

$$f_b = \frac{20900.0}{19761.5} = 1.058 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{208}{209} \right) = 0.2 < 0.4 ; \longrightarrow C_m = 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.340}{1.954} + \frac{0.4 (1.058)}{\left(1 - \frac{0.340}{31.67} \right) 2.022} = 0.39 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.340}{2.022} + \frac{1.058}{2.022} = 0.69 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- para el extremo donde no hay placas adicionales:

$$f_a = \frac{204.0}{472.9} = 0.429 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.429}{1.469} = 0.292 > 0.15$$

se revisarán con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

del Diagrama de Momentos, para la condición accidental $M = 10600$ ton cm

$$f_b = \frac{10600}{14830} = 0.715 \text{ ton/cm}^2$$

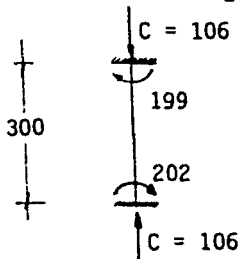
$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.429}{1.954} + \frac{0.4(0.715)}{\left(1 - \frac{0.429}{31.67}\right) 2.022} = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.429}{2.022} + \frac{0.715}{2.022} = 0.57 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para los miembros analizados.

Revítese ahora para el miembro 35, del mismo grupo que se está analizando:

b) Condición de Carga Vertical.



Miembro = 35

Compresión = 106 ton

Ma = 20200 ton cm

Mb = 19900 ton cm

Obtención del factor "K" de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{(593194)}{300}}{\frac{(3191665 + 4582020)}{525}} = 0.134$$

$$G_b = \frac{\frac{2(593194)}{300}}{\frac{2(3191665)}{525}} = 0.326$$

Con desplazamiento lateral impedido $K_x = 0.57$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{0.57(300)}{35.4} = 4.83$$

de las recomendaciones del AISC, y considerando ambos extremos empotrados de la Tabla C1.8.1 : $\rightarrow K_y = 0.65$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{0.65(300)}{12.96} = 15.05 \quad \text{RIGI}$$

$$F_a = 20.9 \text{ ksi} = 1.469 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{106.0}{472.9} = 0.224 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.224}{1.469} = 0.15 \quad \text{se revisará con la (1.6.2)}$$

Cálculo de F_b , esfuerzo permisible a flexión.

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral: $l = 300$

$$300 \leq \frac{20.1517(50)}{\sqrt{F_y}} = 633.3 \quad \text{OK}$$

$$300 \leq \frac{1406.13(3.81 \times 50)}{80 F_y} = 1323.4 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(72.38/1.27) = 57$

$$\frac{fa}{F_y} = \frac{0.224}{2.530} = 0.088 \leq 0.16, \quad \text{usese ec. (1.5-4a)}$$

$$57 \leq \frac{169.6705}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \times 0.088) = 71.6 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación ancho-espesor del patín.

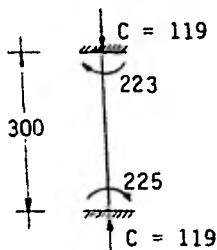
$$\frac{b}{2t_f} = \frac{50}{2(3.81)} = 6.56 \leq \frac{17.2322}{\sqrt{F_y}} = 10.83 \quad \text{OK}$$

por lo que es una sección compacta: $F_b = 0.66F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{20200}{14830} = 1.360 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2) \quad \frac{0.224}{1.469} + \frac{1.360}{1.670} = 0.97 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo.



Compresión = 119 ton

Ma = 22500 ton cm

Mb = 22300 ton cm

Los esfuerzos permisibles para carga accidental serán:

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_a = 1.469 \times 1.33 = 1.954 \text{ ton/cm}^2$$

entonces: $fa = \frac{119}{472.9} = 0.252 \text{ ton/cm}^2$

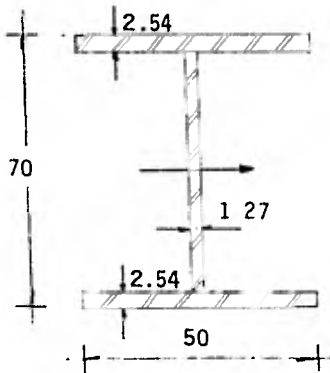
$$\frac{fa}{F_a} = \frac{0.252}{1.954} = 0.13 < 0.15 \quad \text{se usará ec. (1.6.2.)}$$

$$f_b = \frac{22500}{14830} = 1.517 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2) \quad \frac{0.252}{1.954} + \frac{1.517}{2.221} = 0.81 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección para los miembros descritos anteriormente.

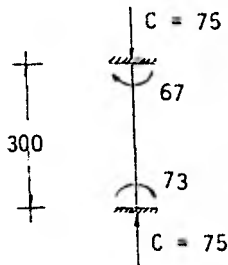
- Miembros 24,25,33,41,42,43,44,52,60 y 61



a) Propiedades prismáticas.

$$\begin{aligned}
 A &= 336.45 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 317927 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 30.74 \text{ cm} \\
 S_x &= 9083.63 \text{ cm}^3 \\
 I_y &= 52927.3 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 12.54 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Condición de C. Vertical.



Miembro 42

Compresión = 75 ton

$M_a = 7300 \text{ ton cm}$

$M_b = 6700 \text{ ton cm}$

Obtención del factor K de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{\frac{317927}{300}}{\frac{2(3235380)}{525}} = 0.09$$

$$G_b = \frac{\frac{2(317927)}{300}}{\frac{2(3235380)}{525}} = 0.17$$

Considerando desplazamiento lateral impedido: $\gamma_x = 0.57$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{0.57(300)}{30.74} = 5.56$$

tomando de las recomendaciones del AISC $\gamma_y = 0.65$ considerando empotrado en ambos extremos:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{0.65(300)}{12.54} = 15.55 \quad (\text{rige})$$

de tablas $F_a = 20.86 \text{ Ksi} = 1.467 \text{ ton/cm}^2$
 $f_a = \frac{75}{336.5} = 0.223 \text{ ton/cm}^2$
 $\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.223}{1.467} = 0.15 \leq 0.15$ se usará (1.6.2)

Obtención del esfuerzo permisible F_b .

- revisión de la relación (d/t) del alma = $(64.92/1.27) = 51.12$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{0.223}{2.530} = 0.09 < 0.16, \text{ úsese (1.5-4a)}$$

$$51.12 \leq \frac{169.6705}{F_y} (1 - 3.74 \times 0.09) = 71.6 \quad \text{OK}$$

- revisión de la longitud libre de arriostamiento $l = 300 \text{ cm}$

$$300 \leq \frac{20.1517(50)}{\sqrt{F_y}} = 633.3 \quad \text{OK}$$

$$300 \leq \frac{1406.13(2.54 \times 50)}{70 F_y} = 1008.3 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación ancho espesor del patín

$$\frac{b}{2tf} = \frac{50}{2(2.54)} = 9.84 \leq \frac{17.2322}{F_y} = 10.83 \quad \text{OK}$$

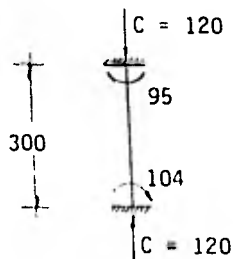
es sección compacta $\rightarrow F_b = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

el esfuerzo de flexión actuante es de:

$$f_b = \frac{7300}{9083} = 0.804 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2) \quad \frac{0.223}{1.467} + \frac{0.804}{1.670} = 0.63 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo.



Miembro = 42
 Compresión = 120 ton
 $M_a = 10400 \text{ ton cm}$
 $M_b = 9500 \text{ ton cm}$

los esfuerzos permisibles para la carga accidental son:

$$F_a = 1.467 \times 1.33 = 1.951 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.670 \times 1.33 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{120}{336.5} = 0.357 \text{ ton/cm}^2$$

como $\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.357}{1.951} = 0.18 > 0.15$

se revisará con las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC

el esfuerzo permisible de Euler es:

$$F'e = 23.81 \times 1.33 = 31.65 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

donde $M_1 = 95 \text{ ton m}$ y $M_2 = 104 \text{ ton m}$ en curvatura doble.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{95}{104} \right) = 0.235 < 0.4$$

considérese $\rightarrow C_m = 0.4$

$$f_b = \frac{10400}{9084} = 1.145 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.357}{1.951} + \frac{1.145(0.4)}{\left(1 - \frac{0.357}{31.65} \right) 2.221} = 0.39 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.357}{2.022} + \frac{1.145}{2.221} = 0.69 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para los miembros analizados.

- ANALISIS Y DISEÑO DE CORTANTE

- Miembros todos excepto 24,25,33,41,42,43,44,52,60 y 61

donde $A = 472.92 \text{ cm}^2$
 $A_w = 72.38 \times 1.27 = 91.92 \text{ cm}^2$
 $h = 72.38 \text{ cm}$
 $l = 300 \text{ cm}$
 $t_w = 1.27 \text{ cm}$

$$V_{m\acute{a}x} = 98 \text{ ton (miembros 26 y 40)}$$

$$f_v = \frac{98}{91.92} = 1.066 \text{ ton/cm}^2$$

como $F_{v_{m\acute{a}x}} = 0.4F_y = 1.012 \approx 1.066 \text{ ton/cm}^2$

para $a/h > 3$ y $h/t = 72.28/1.27 = 57.0$

$$F_v = 1.012 \text{ ton/cm}^2 \text{ se acepta la secci3n}$$

Sismo $V_{m\acute{a}x} = 118.3 \text{ ton (miembro 26)}$

$$f_{v_s} = \frac{118.3}{91.92} = 1.287 \text{ ton/cm}^2$$

Sismo $F_v = 1.012 \times 1.33 = 1.712 \text{ ton/cm}^2$

como $1.287 < 1.712 = F_v$ se acepta.

- Miembros 24,25,33,41,42,43,44,52,60 y 61

donde $A = 336.45 \text{ cm}^2$
 $A_w = 64.92 \times 1.27 = 82.45 \text{ cm}^2$
 $h = 64.92 \text{ cm}$
 $l = 300 \text{ cm}$
 $t_w = 1.27 \text{ cm}$

$$V_{m\acute{a}x} = 31.2 \text{ (miembros 24 y 42)}$$

$$f_v = \frac{31.2}{82.45} = 0.378 \text{ ton/cm}^2$$

si $a/h > 3$ y $h/t = 64.92/1.27 = 51.12 < 260$

entonces $F_v = 1.012 \text{ ton/cm}^2 > f_v$ OK

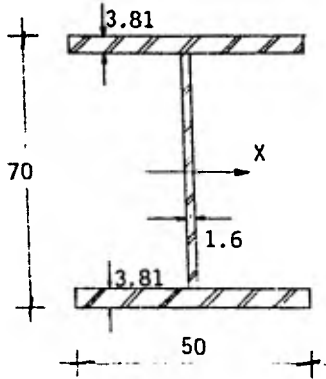
Sismo $V_{\text{máx}} = 44.4 \text{ ton}$ (miembro 42)

$$f_{v_s} = \frac{44.4}{92.45} = 0.539 \text{ ton/cm}^2 < 1.33 F_v \quad \text{OK}$$

se acepta la sección.

4.2.5 DISEÑO DE CONTRAVENTEOS.

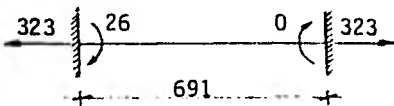
- Miembros 126,127,131,132,48,29,56 y 37



a) Propiedades prismáticas

$$\begin{aligned}
 A &= 480.81 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 449666.25 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 12847.61 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 30.58 \text{ cm} \\
 I_y &= 79399 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 12.85 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Condición de Carga Vertical



Miembro = 48 y 56

Tensión = 323 ton

Ma = 2600 ton cm

Mb = 0

de las especificaciones del AISC:

$$F_b = 0.6 F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 0.6 F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

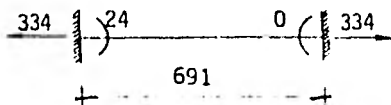
$$f_b = \frac{2600}{12848} = 0.202 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_t = \frac{323}{481} = 0.672 \text{ ton/cm}^2$$

de la fórmula de interacción:

$$\frac{0.672}{1.520} + \frac{0.202}{1.520} = 0.575 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo



Miembro = 48

Tensión = 334 ton

Ma = 2400 ton cm

Mb = 0

por especificaciones: $F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$
 $F_t = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$

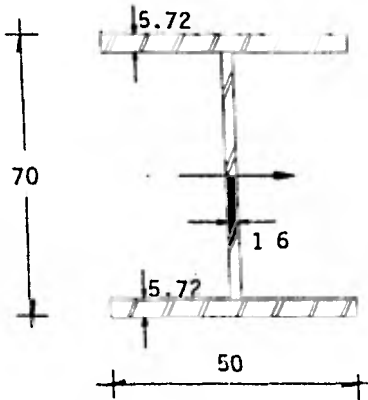
$$f_b = \frac{2400}{12848} = 0.187 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_t = \frac{334}{481} = 0.694 \text{ ton/cm}^2$$

por interacción: $\frac{0.694}{2.022} + \frac{0.187}{0.694} = 0.44 < 1.0$ OK

se acepta la sección.

- Miembros 47,28,128,129,135,134,137,136,130,131,57 y 38



a) Propiedades prismáticas

$$A = 608.81 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 655890 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 18740 \text{ cm}^3$$

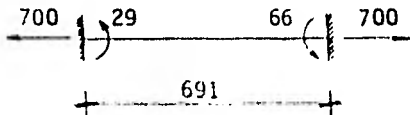
$$r_x = 32.82 \text{ cm}$$

$$I_y = 119187 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 14 \text{ cm}$$

Existen entre este grupo de miembros los que trabajan a tensión ---- (grupo A) y los que trabajan a compresión (grupo B) y así los clasificaremos.

b) Condición de Carga Vertical (grupo A)



Miembros = 134 y 136

Tensión = 700 ton

$M_a = 2900 \text{ ton cm}$

$M_b = 6600 \text{ ton cm}$

respetando las especificaciones del AISC

$$F_b = 0.6 F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 0.6 F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

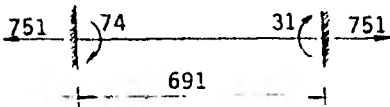
$$f_b = \frac{6600}{18740} = 0.352 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_t = \frac{700}{608.8} = 1.150 \text{ ton/cm}^2$$

con la fórmula de interacción

$$\frac{1.150}{1.520} + \frac{0.352}{1.520} = 0.96 < 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo (grupo A)



Miembro = 136
Tensión = 751 ton
Ma = 7400 ton cm
Mb = 3100 ton cm

Como reglamenta el AISC:

$$F_b = 1.33 \times 1.520 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 1.33 \times 1.520 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

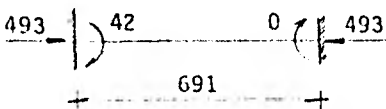
$$f_b = \frac{7400}{18740} = 0.395 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_t = \frac{751}{608.8} = 1.234 \text{ ton/cm}^2$$

por medio de la fórmula de la interacción:

$$\frac{1.234}{2.022} + \frac{0.395}{2.022} = 0.81 < 1.0 \quad \text{OK}$$

b) Condición de Carga Vertical (grupo B)



Miembros = 129 y 131
Compresión = 493 ton
Ma = 4200 ton cm
Mb = 0

por especificaciones consideremos $K_y = 1.0$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(691)}{14} = 49.36$$

de tablas $F_a = 18.40 \text{ Ksi} = 1.294 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{493}{608.8} = 0.810 \text{ ton/cm}^2$$

como $\frac{f_a}{F_a} = 0.63 > 0.15$, usese (1.6.1-a) y (1.6.1-b)

en la obtención del esfuerzo permisible F_b

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral = 691 cm

$$691 \leq \frac{20.1517(50)}{2.53} = 633.71 \quad \text{No pasa}$$

es una sección no compacta:

- revisión de la sección 1.9.1. del AISC

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{50}{2(5.72)} = 4.37 \leq \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b = \frac{843.68 C_b}{1(d/A_f)}$$

donde $C_b = 1.0$ según el AISC cuando no hay translación de juntas

$$l = 691 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$A_f = 50 \times 5.72 = 254.5 \text{ cm}^2$$

$$(1.5.7.) \quad F_b = \frac{843.68 \times 1.0}{691(70/254.5)} = 4.44 > 0.6F_y$$

$$\text{entonces } F_b = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

de tablas $F'_e = 60.5 \text{ Ksi} = 4.254 \text{ ton/cm}^2$

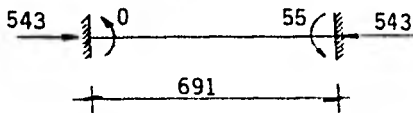
$$C_m = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$$f_b = \frac{4200}{18740} = 0.224 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.810}{1.294} + \frac{0.6(0.224)}{\left(1 - \frac{0.810}{4.254}\right)1.520} = 0.74 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.810}{1.520} + \frac{0.224}{1.520} = 0.68 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo (grupo B)



Miembro = 131

Compresión = 543 ton

Ma = 0

Mb = 5500 ton cm

modificando los mismos esfuerzos permisibles:

$$F_a = 1.33 \times 1.294 = 1.721 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_b = 1.33 \times 1.520 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'e = 1.33 \times 4.254 = 5.658 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{543}{608.2} = 0.892 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{5500}{18740} = 0.293 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (0) = 0.6$$

usando las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b)

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.892}{1.721} + \frac{0.6(0.293)}{\left(1 - \frac{0.892}{5.658}\right)2.022} = 0.62 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.892}{2.022} + \frac{0.293}{2.022} = 0.59 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección.

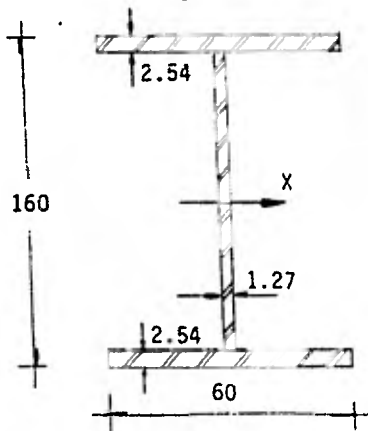
4.3. MARCOS 11 y 21

Debido a las características del marco y a las condiciones a que lo hemos expuesto, este marco sólo trabajará a la condición de C.V. + Sismo en los dos sentidos y además como todas las secciones son de peralte constante, el diseño se reducirá a analizar un miembro por nivel.

Si comparamos los esquemas en donde se muestran los elementos mecánicos del marco en las 3 condiciones distintas; la condición de C. Vertical no pinta los esfuerzos no son significativos en comparación con la condición de C.V. + Sismo. Entonces, como este marco sólo nos interesa para cuando se presente un sismo, no se revisará en la condición de Carga Vertical.

4.3.1 TRABES EN TODOS LOS NIVELES.

- Miembros 36 y 34 (NIVEL + 4.50)



a) Propiedades prismáticas.

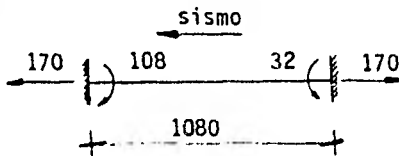
$$A = 501.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2292071.7 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 28650.90 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 67.60 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical + Sismo



Miembro = 34
 Tensión = 170 ton
 $M_a = 10800 \text{ ton cm}$
 $M_b = 3200 \text{ ton cm}$

se encuentra sometido a flexotensión y debe cumplir

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} < 1.00$$

Por especificaciones: $F_b = 0.60F_y \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$
 $F_t = 0.60F_y \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{10800}{28651} = 0.377 \text{ ton/cm}^2$$

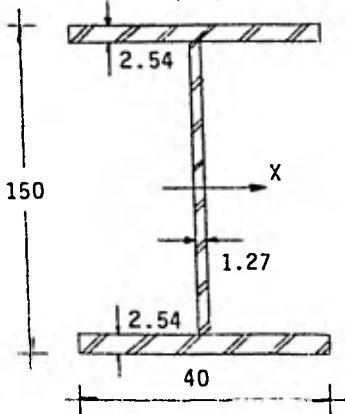
$$f_t = \frac{P}{A} = \frac{170}{502} = 0.340 \text{ ton/cm}^2$$

con la fórmula de la interacción:

$$\frac{0.340}{2.022} + \frac{0.377}{2.022} = 0.35 < 1.00 \quad \text{OK}$$

Como requerimos de mucha rigidez y el marco no acarrea mucho gasto de material, se acepta la sección como se tiene.

- Miembros 40,41,42,43,44 (1º NIVEL)



a) Propiedades prismáticas

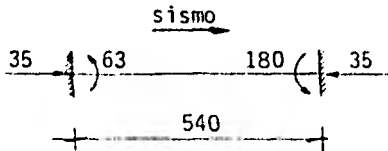
$$A = 387.25 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1426730.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 19023.07 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 60.70 \text{ cm}$$

b) Condición de C. Vertical + Sismo.



Miembro = 42
 Compresión = 35 ton
 $M_a = 6300 \text{ ton cm}$
 $M_b = 18000 \text{ ton cm}$

obtención del factor K de longitud efectiva:

$$G_a = \frac{2(1426731)}{\frac{540}{\frac{11687}{450}}} = 203.46$$

$$G_b = \frac{2(1426731)}{\frac{540}{1.5(1568340)}} = 1.02$$

suponiendo desplazamiento lateral permitido $K_x = 2.4$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.4(540)}{60.70} = 21.35$$

de tablas \longrightarrow $F_a = 20.51$ Ksi $= 1.442 \times 1.33 = 1.918$ ton/cm²

$$f_a = \frac{35}{387.25} = 0.092 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.092}{1.918} = 0.05 < 0.15 \quad \text{usese ec. (1.6.2)}$$

en la obtención del esfuerzo F_b permisible:

- revisión de la relación (d/t) del alma $= 144.92/1.27 = 114.1$

como $f_a/F_y \leq 0.15$ se usará (1.5-4a)

$$(1.5-4a) \quad 114.1 \quad \frac{169.6705}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \times 0.036) = 92.2 \quad \text{NO}$$

considérese sección no compacta.

- revisión de la sección 1.9.1 del AISC.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{40}{2(2.54)} = 7.87 \leq \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK.}$$

$$(1.5.7.) \quad F_b = \frac{843.68 C_b}{1(d/A_f)}$$

$$\text{donde } C_b = 1.75 + 1.05 \left(+ \frac{63}{180} \right) + 0.3 \left(\frac{63}{180} \right)^2 = 2.15$$

$$l = 540 \text{ cm}$$

$$d = 150 \text{ cm}$$

$$A_f = 40 \times 2.54 = 101.6 \text{ cm}^2$$

$$F_b = \frac{843.68(2.15)}{540(150/101.6)} = 2.28 > 0.6F_y$$

por lo tanto $F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022$ ton/cm²

$$fb = \frac{18000}{19023} = 0.946 \text{ ton/cm}^2$$

$$(1.6.2.) \quad \frac{0.092}{1.918} + \frac{0.946}{2.022} = 0.52 < 1.0 \quad \text{OK}$$

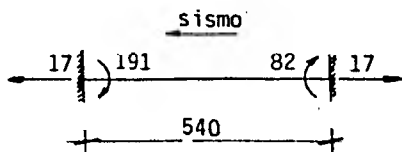
Se acepta la sección para los miembros analizados.

- Miembros 45,46,47,48 y 49 (2º NIVEL)

a) Tomense las mismas propiedades prismáticas

$$\begin{aligned} A &= 387.25 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 1426730.6 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 19023.07 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 60.70 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Condición de Carga Vertical + Sismo



$$\begin{aligned} \text{Miembro} &= 48 \\ \text{Tensión} &= 17 \text{ ton} \\ M_a &= 19100 \text{ ton cm} \\ M_b &= 8200 \text{ ton cm} \end{aligned}$$

viga sometida a flexotensión, debe cumplir

$$\frac{ft}{Ft} + \frac{fb}{Fb} < 1.0 \quad (\text{de la interacción})$$

$$\begin{aligned} \text{por especificaciones} \quad Ft &= 0.6Fy \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2 \\ Fb &= 0.6Fy \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2 \end{aligned}$$

$$ft = \frac{17}{387} = 0.044 \text{ ton/cm}^2$$

$$fb = \frac{19100}{19023} = 1.004 \text{ ton/cm}^2$$

$$(\text{de la interacción}) \quad \frac{0.044}{2.022} + \frac{1.004}{2.022} = 0.52 < 1.0 \quad \text{OK}$$

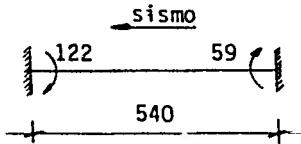
Se acepta la sección para los miembros analizados.

- Miembros 50,51,52,53 y 54 (3º NIVEL)

a) Tomense las mismas propiedades prismáticas:

$$\begin{aligned} A &= 387.25 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 1426730.6 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 19023.07 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 60.70 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Condición de C. Vertical + Sismo



$$\begin{aligned} \text{Miembro} &= 53 \\ \text{Fuerza axial nula} \\ M_a &= 12200 \text{ ton cm} \\ M_b &= 5900 \text{ ton cm} \end{aligned}$$

No vale la pena revisar este elemento debido a que no supera en nada a los elementos de niveles anteriores y como se conservan las mismas propiedades prismáticas por la rigidez que solicitamos, damos por -- concluido que se acepta la sección.

- REVISION DEL CORTANTE (últimos 3 NIVELES)

considérese

$$\begin{aligned} A &= 387.25 \text{ cm}^2 \\ A_w &= 184.05 \text{ cm}^2 \\ h &= 144.92 \text{ cm} \\ l &= 540 \text{ cm} \\ t_w &= 1.27 \end{aligned}$$

Sismo $V_{m\acute{a}x} = 55.84 \text{ ton}$ (Miembro 48, 2º NIVEL)

$$f_v = \frac{55.84}{184.05} = 0.303 \text{ ton/cm}^2$$

para $a/h > 3$ y $h/t = 144.92/1.27 = 114.1$

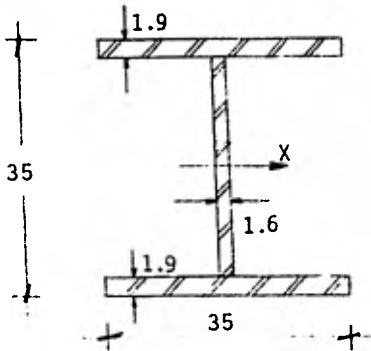
de tablas $F_v = 0.454 \times 1.33 = 0.604 \text{ ton/cm}^2$

como $F_v > f_v = 0.303$ OK

se acepta la sección para los miembros analizados.

4.3.2 CONTRAVENTEOS Y MONTANTES

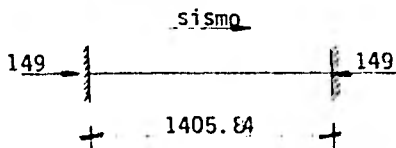
- Miembros 15,16,17,18,19 y 20



a) Propiedades prismáticas:

$$\begin{aligned}
 A &= 182.92 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 36558.82 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 15.43 \text{ cm} \\
 I_y &= 13587.73 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 8.62 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Condición de C. Vertical + Sismo



Miembro = 19

Compresión = 149 ton

Por ser miembros secundarios $K_x = K_y = 1.0$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1.0(1405.84)}{15.43} = 91.11 \quad (\text{RIGE})$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(702.92)}{8.62} = 81.55$$

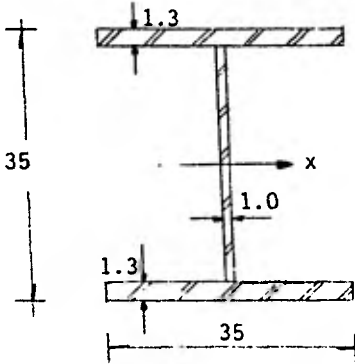
de tablas $F_a = 14.08 \text{ Ksi} \times 1.33 = 1.317 \text{ ton/cm}^2$

$$\text{como } f_a = \frac{149}{182.92} = 0.814 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{como } f_a < F_a = 1.317 \text{ ton/cm}^2$$

se acepta la sección para los miembros analizados.

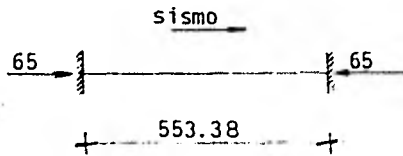
- Miembros 21,22,23,24,25,26,27,28,29,30,31 y 32



a) Propiedades prismáticas

$$\begin{aligned}
 A &= 123.40 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 28724.11 \text{ cm}^4 \\
 r_x &= 15.26 \text{ cm} \\
 I_y &= 9292.30 \text{ cm}^4 \\
 r_y &= 8.68 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b) Condición de C. Vertical + Sismo



Miembro = 23

Compresión = 65 ton.

$K_x = K_y = 1.0$ por ser elementos secundarios

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1.0(553.38)}{15.26} = 36.3 \quad \text{-(RIGE)}$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(276.69)}{8.68} = 31.9$$

de tablas $F_a = 19.80 \times 1.33 \text{ Ksi} = 1.852 \text{ ton/cm}^2$

$$\text{si } f_a = \frac{65}{123.4} = 0.530 \text{ ton/cm}^2$$

como $f_a < F_a = 1.852 \text{ ton/cm}^2$ OK

se acepta la sección para los miembros analizados.

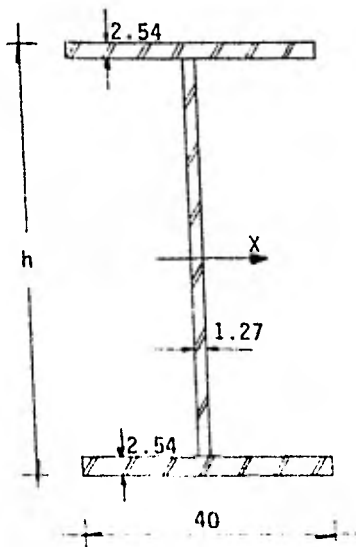
4.4 MARCOS 14 y 18

Este es el marco más sencillo y el último que debemos de diseñar. Consiste únicamente en tres traveses de acero, dos de ellas de peralte variable; en dos columnas que analizaremos en otro capítulo y una trabe de concreto en nivel P.B. que no nos incumbe. Nótese en los esquemas que se muestran al final del tercer capítulo que los tramos de traveses que continúan después de la columna y están en volado no incluyen en el análisis del marco debido a que se pueden analizar isostáticamente y además porque pensamos que el momento que pueda producir es definitivamente menor que el momento que da la trabe por dentro de la columna. Esto quiere decir que si mandamos la misma sección a todo lo largo de la trabe, no nos interesa analizar el tramo en volado.

Para el análisis de las traveses de acero, en este caso especial, interviene grandemente el momento positivo al centro del claro producido por la carga uniforme a todo lo largo de los 21.60 m de claro. Entonces, debemos diferenciar claramente los tramos donde el patín superior o inferior se encuentra a tensión o compresión.

4.4.1. TRABES

- Trabe del 1º y 3º NIVEL



a) Propiedades prismáticas

- Cuando $h = 150$ cm

$$A = 387.3 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1426730.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 19023.1 \text{ cm}^3$$

- Cuando $h = 200$ cm

$$A = 450.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2764490.4 \text{ cm}^4$$

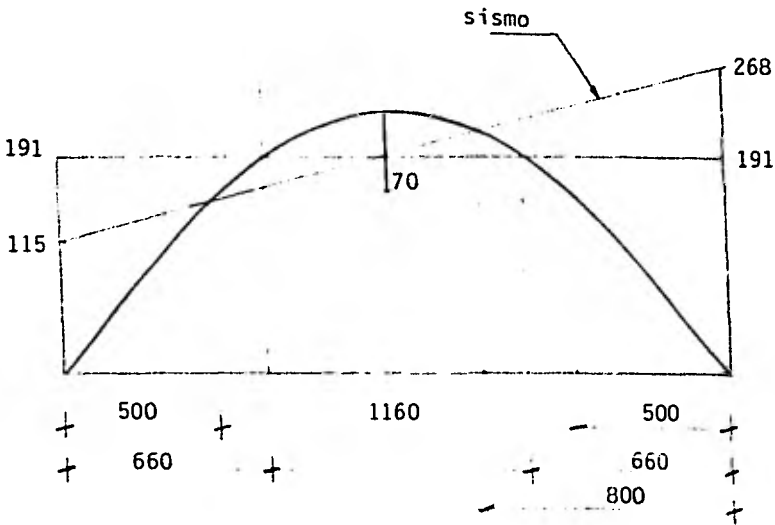
$$S_x = 27645 \text{ cm}^3$$

- Cuando $h = 250$ cm

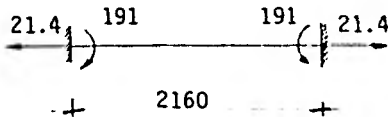
$$A = 514.3 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4665685.8 \text{ cm}^4$$

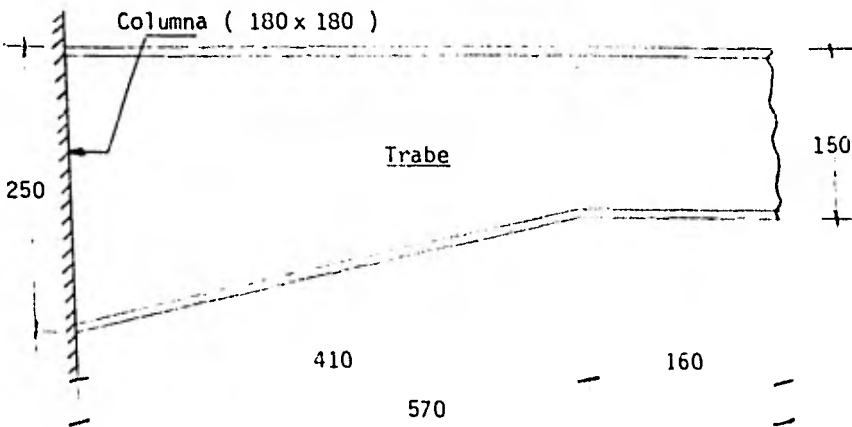
$$S_x = 37325.5 \text{ cm}^3$$



b) Condición de Carga Vertical.



Tensión = 21.4 ton
 $M_a = M_a = 19100 \text{ ton cm}$



Parte del miembro sujeto a flexotensión donde el patín inferior está sujeto a compresión. El patín en este tramo no se encuentra arrio-

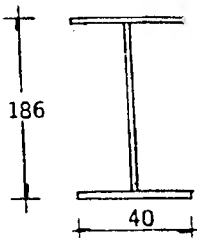
trado lateralmente por lo que hay peligro de pandeo local.

Observando los elementos mecánicos en este tramo, podemos apreciar - que la tensión de dicho elemento es mínimo comparado con el momento flexionante que se presenta. Entonces para obtener el esfuerzo permisible a flexión, se considera la viga a flexión pura. Ahora bien, la sección es variable y el momento es máximo en el apoyo con la columna y nulo en el otro extremo. Me parece que para tener un diseño conservador, podemos sacar una sección promedio y aplicarle el momento máximo.

Para obtener una sección promedio se hace:

$$Vol = (450.8)410 + (387.3)160 = 246796.0 \text{ cm}^3$$

$$Vol \text{ equiv.} = 570 ((2 \times 40 \times 2.54) + (1.27)d) = 246796$$



$$d = 180.93 \text{ cm}$$

$$h = d + 2tf = 186.0 \text{ cm}$$

$$A = 432.98 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2336641.1 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 25125.2 \text{ cm}^3$$

Entonces, para obtener el Fb esfuerzo permisible:

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral $l = 570 \text{ cm}$

$$570 \leq \frac{20.1517(40)}{\sqrt{F_y}} = 506.6 \quad \text{No cumple}$$

por lo tanto sección no compacta

- revisión de la sección 1.9.1.2., la relación ancho-espesor.

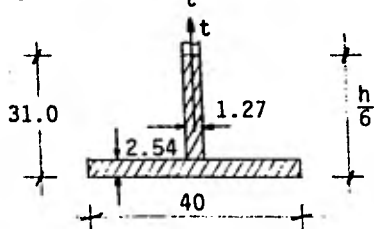
$$\frac{bf}{2tf} = \frac{40}{2(2.54)} = 7.87 < \frac{25.19}{\sqrt{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK}$$

- revisión de la fórmula (1.5.7.) del AISC

$$C_b = 1.75 \text{ porque } M_1 = 0 \text{ y } M_2 = 191 \text{ t m}$$

$$(1.5.7) \quad F_b = \frac{843.68(1.75)}{570(180.93/101.6)} = 1.455 < 0.6F_y$$

Obtenemos ahora r_t (radio de giro del patín a compresión):



$$\begin{aligned} A_t &= 137.74 \text{ cm}^2 \\ I_t &= 13551.87 \text{ cm}^4 \\ r_t &= 9.92 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{lb}{r_t} = \frac{570}{9.92} = 58 \leq \sqrt{\frac{35856.4 C_b}{F_y}} = 157.5 \quad \text{OK}$$

$$\frac{lb}{r_t} = 58 > \sqrt{\frac{7171.28 C_b}{F_y}} = 70.43 \quad \text{No cumple}$$

Entonces y como especifica el AISC.

$$F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

Haciendo uso ahora de la fórmula de interacción, considerando negativo la tensión, hagamos:

$$(1) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$f_t = f_a = -\frac{21}{433} = -0.049 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = F_a = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{19100}{25125} = 0.753 \text{ ton/cm}^2$$

- en el patín inferior:

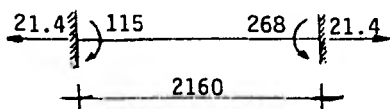
$$(1) \quad -\frac{0.049}{1.520} + \frac{0.753}{1.520} = 0.463 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- en el patín superior:

$$(1) \quad -\frac{0.049}{1.520} - \frac{0.753}{1.520} = 0.528 < 1.0 \quad \text{OK}$$

por lo tanto se acepta la sección.

c) Condición de C. Vertical + Sismo.



$$\text{tensión} = 21.4 \text{ ton}$$

$$M_a = 11500 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 26800 \text{ ton cm}$$

La longitud del tramo sujeto a flexotensión en el patín inferior es -
 $l = 800 \text{ cm}$. Hagase la misma consideración.

$$V_{ol} = 410(450.75) + 300(387.3) = 300997.50$$

$$V_{ol} \text{ equiv.} = 710 ((2 \times 40 \times 2.54) + (1.27)d) = 300997.5$$

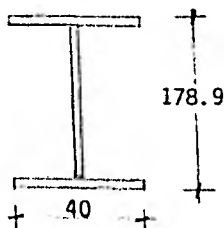
$$d = 173.81 \text{ cm}$$

$$h = 178.9 \text{ cm}$$

$$A = 423.94 \text{ cm}^2$$

$$I = 2135733 \text{ cm}^4$$

$$S = 23876.3 \text{ cm}^3$$



obtenemos ahora el nuevo esfuerzo permisible F_b .

$$(1.5.7.) \quad F_b = \frac{843.68(1.75)}{710(173.8/10.16)} = 1.216 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y$$

obtenemos r_t , si: $A_t = 136.24 \text{ cm}^2$
 $I_t = 13551.87 \text{ cm}^4$

$$r_t = 9.97 \rightarrow \frac{I_b}{r_t} = \frac{710}{9.97} = 71.19$$

$$71.19 \leq \sqrt{\frac{35856.4 C_b}{F_y}} = 157.5 \quad \text{OK}$$

$$71.19 \geq \sqrt{\frac{7171.28 C_b}{F_y}} = 70.43 \quad \text{OK}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2.53(71.19)^2}{107569.2(1.75)} \right] 2.53 = 1.514 \text{ ton/cm}^2$$

$$\therefore F_b = 1.33 \times 1.514 = 2.014 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_t = 1.33 \times 1.520 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_b = \frac{26800}{23876} = 1.122 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_t = \frac{21}{424} = 0.050 \text{ ton/cm}^2$$

- en el patín inferior:

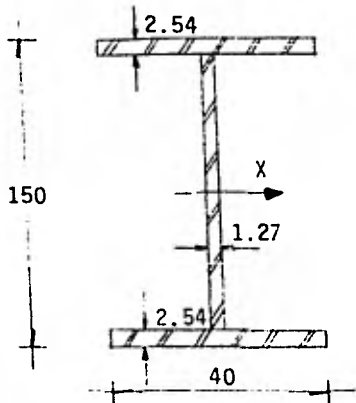
$$(1) \quad - \frac{0.050}{2.022} + \frac{1.122}{2.014} = 0.53 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- en el patín superior:

$$(1) \quad - \frac{0.050}{2.022} - \frac{1.122}{2.014} = -0.58 < 1.0 \quad \text{OK}$$

por lo tanto se acepta la sección.

- TRABE DEL 2º NIVEL

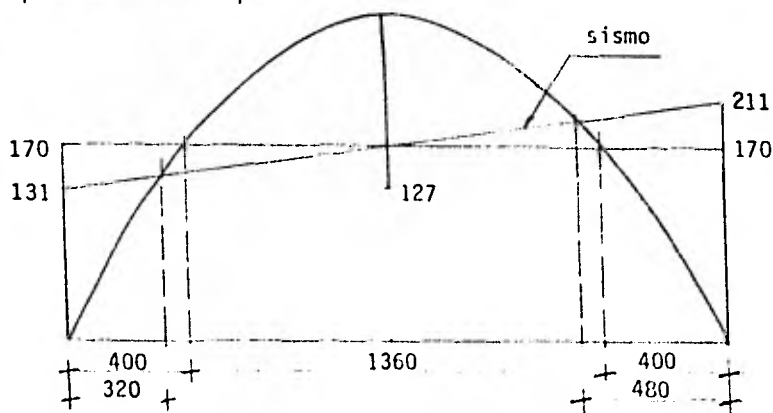


a) Propiedades prismáticas:

$$A = 387.3 \text{ cm}^2$$

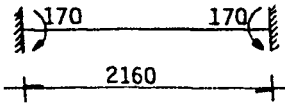
$$I_x = 1426730.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 19023.1 \text{ cm}^3$$



b) Condición de Carga Vertical.

(en la parte del elemento donde el patín inferior esta sujeto a compresión)



Flexión pura

$$M_a = M_b = 17000 \text{ ton cm}$$

$$1b = 400 \leq \frac{20.1517(40)}{\sqrt{F_y}} = 506.8 \quad \text{OK}$$

$$1b = 400 \leq \frac{1406.13(1016)}{150.(2.53)} = 376.5 \quad \text{NO}$$

por lo que es sección no compacta.

$$(1.5.7.) \quad F_b'' = \frac{843.68(1.0)}{400(150/101.6)} = 1.429 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y$$

$C_b = 1.0$ porque $M_a = M_b$ y tienen curvatura simple

las características del patín a compresión definidas sobre el eje t de torsión, son:

$$I_t = 13546.67 \text{ cm}^4$$

$$A_t = 130.12 \text{ cm}^2$$

entonces: $r_t = 10.20 \text{ cm}$

$$\frac{1b}{r_t} = \frac{400}{10.20} = 39.22 \leq 53.24 \sqrt{C_b} = 53.24 \quad \text{OK}$$

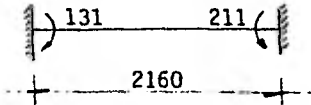
entonces $F_b = 1.520 \text{ ton/cm}^2$

$$F_b = \frac{17000}{19023} = 0.897 \text{ ton/cm}^2$$

como $F_b > f_b$ se acepta.

c) Condición de C. Vertical + Sismo

(en la parte del miembro donde el patín inferior está sujeto a compresión).



Flexión pura

$$M_a = 13100 \text{ ton cm}$$

$$M_b = 21100 \text{ ton cm}$$

En la obtención del esfuerzo permisible a flexión F_b .

- revisión de la relación ancho-espesor, sección 1.9.1.2.

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{40}{2(2.54)} = 7.87 < \frac{25.19}{F_y} = 15.84$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(-\frac{131}{211}\right) + 0.3 \left(\frac{131}{211}\right)^2 = 1.21$$

$$(1.5.7) \quad F_b = \frac{843.68(1.21)}{480(150/101.6)} = 1.441 \text{ ton/cm}^2 < 0.6F_y$$

del inciso anterior

$$r_t = 10.20 \text{ cm}$$

$$\frac{lb}{r_t} = \frac{480}{10.20} = 47.06 < 53.24 \sqrt{1.21} = 58.6 \quad \text{OK}$$

entonces $F_b = 1.520 \times 1.33 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$

$$f_b = \frac{21100}{19023} = 1.109 \text{ ton/cm}^2$$

como $F_b > f_b$ se acepta la sección

- REVISION POR CORTANTE.-

(Miembro del 1º NIVEL)

b) Condición de Carga Vertical

$$\text{Para } h = 250 \quad \begin{cases} V = 48.2 \text{ ton} \\ A_w = 244.92 \times 1.27 = 311.05 \text{ cm}^2 \\ f_v = V/A_w = 0.155 \text{ ton/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Para } h = 200 \begin{cases} V = 37.05 \text{ ton} \\ A_w = 194.92 \times 1.27 = 247.55 \text{ cm}^2 \\ f_v = V/A_w = 0.150 \text{ ton/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Para } h = 150 \begin{cases} V = 25.9 \text{ ton} \\ A_w = 144.92 \times 1.27 = 184.05 \text{ cm}^2 \\ f_v = V/A_w = 0.141 \text{ ton/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Para } h = 250 \rightarrow a/h > 3 \text{ y } h/t = 250/1.27 = 196.9 \\ F_v = 0.155 \text{ ton/cm}^2 \approx f_v$$

$$\text{Para } h = 200 \rightarrow a/h > 3 \text{ y } h/t = 200/1.27 = 157.48 \\ F_v = 0.240 \text{ ton/cm}^2 \quad f_v = 0.150$$

$$\text{Para } h = 150 \rightarrow a/h > 3 \text{ y } h/t = 150/1.27 = 118.11 \\ F_v = 0.415 \text{ ton/cm}^2 > f_v = 0.141$$

Por lo tanto no se requieren atiesadores para los miembros analizados. Pero para mayor seguridad propongo unos atiesadores de $t = 1.00 \text{ cm}$ en el cambio de peralte con un ancho de $b = 15 \text{ cm}$ cada uno.

c) Condición de C. Vertical + Sismo.

$$\text{Si } h = 250 \text{ cm} \rightarrow V = 55.2 \text{ ton}; A_w = 311.05 \text{ cm}^2 \\ f_v = 0.177 \text{ ton/cm}^2 < 1.33(0.155) = 0.206 \text{ ton/cm}^2$$

(Miembro del 2º NIVEL)

b) Condición de Carga Vertical.

$$h = 150 \text{ cm} \rightarrow V = 48.2 \text{ ton}; A_w = 184.05 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{48.2}{184.05} = 0.262 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{para } a/h > 3 \text{ y } h/t = 118.11$$

$$F_v = 0.415 \text{ ton/cm}^2 > 0.262$$

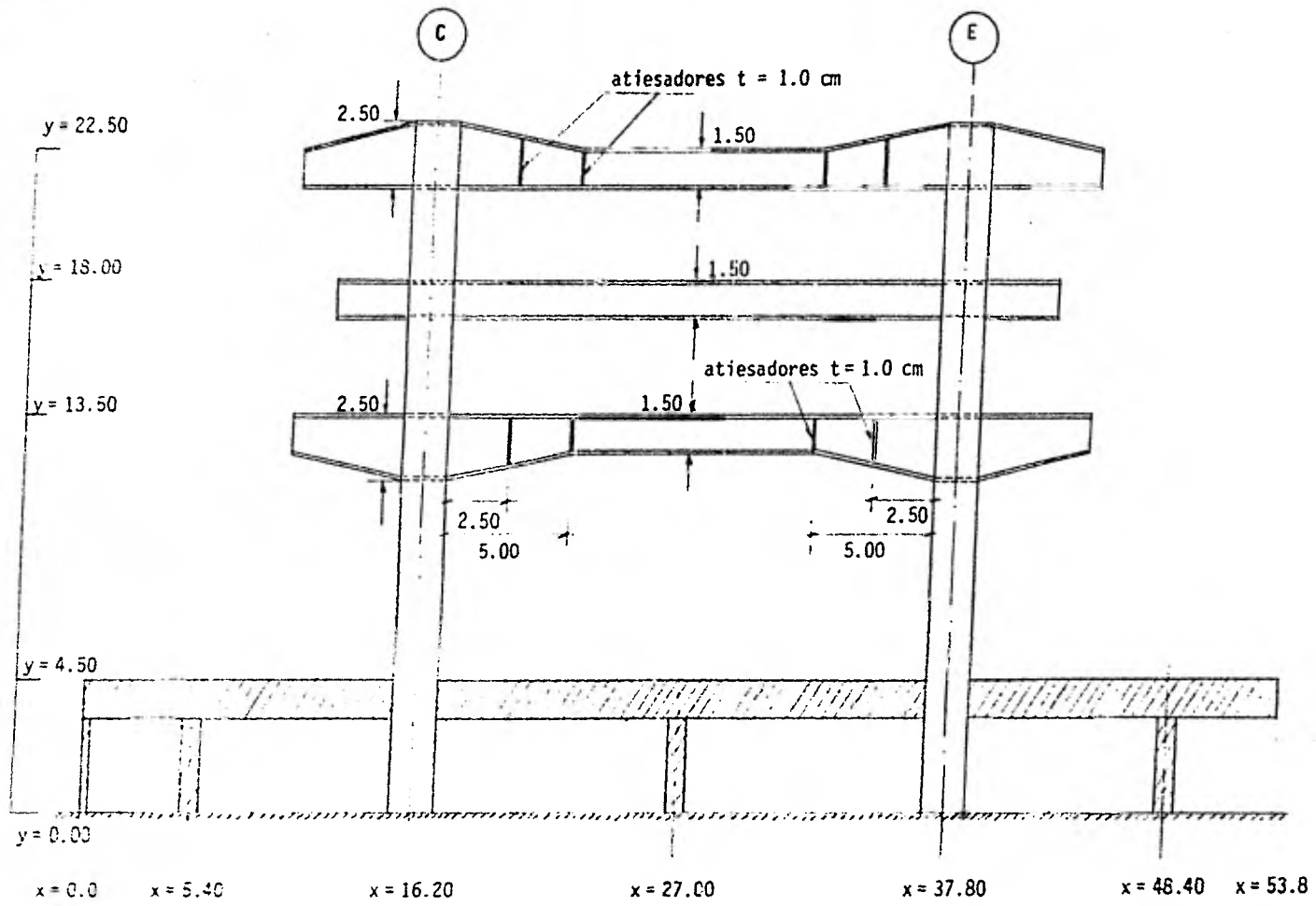
por lo que no se requieren atiesadores.

c) Condición de C. Vertical + Sismo

$$V = 44.5 \text{ ton} \rightarrow fv = \frac{44.5}{184.05} = 0.242 \text{ ton/cm}^2$$

$$Fv = 1.33(0.415) = 0.552 \text{ ton/cm}^2 > 0.242.$$

por lo que no se requieren atiesadores.



MARCOS 14 Y 18 (FIG. 4.5)

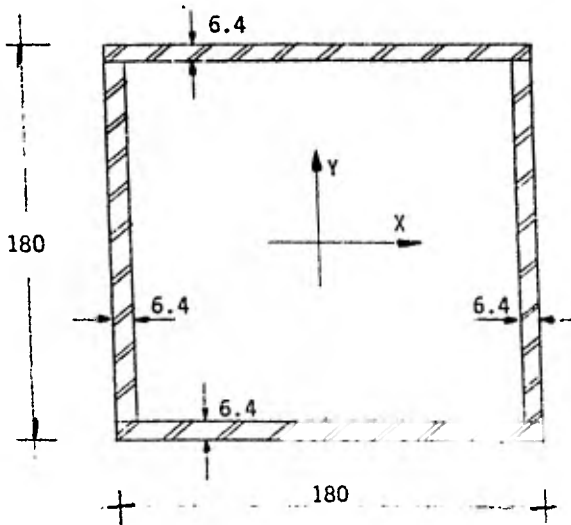
4.5. COLUMNAS CENTRALES (180x180)

Este análisis es más completo que el aplicado para traveses y montantes puesto que aparte de la gran carga axial, se presenta flexión en ambas direcciones. Para este análisis se debe tener mucho cuidado porque cada una de estas columnas es parte esencial de la estructura, se deben tomar en cuenta los sismos en las dos direcciones y en los dos sentidos.

Las ventajas que tiene diseñar una estructura de acero es el de lograr una estructura ligera en relación a la resistencia de la misma. Los grandes edificios, las naves industriales, los rascacielos, etc. - son factibles por la existencia del acero. De las desventajas que las construcciones de acero tienen son la difícil obtención de placas muy gruesas o placas muy anchas. En nuestro caso, las columnas y las placas de base requieren placas muy gruesas y muy anchas por su estructura, obligando a que los diseños sean los permisibles y que se ayude a obtener la mayor eficiencia del material por medio de algunos elementos atiesadores y rigidizantes. En este capítulo y en los que se comprenden columnas o placas de base, se hayarán alguna de estas posibilidades.

Es difícil separar por incisos este subcapítulo, por lo que se propone analizar por tramos la columna exponiendo en cada uno de ellos -- los elementos mecánicos más desfavorables que se tengan. En los esquemas que se presentaron al final del tercer capítulo se expusieron los momentos de las columnas pero no la fuerza axial total. Ahora y para cada caso presentaremos la carga más desfavorable en las columnas sin necesidad de presentar todas.

4.5.1. COLUMNA DE SOTANO A PRIMER NIVEL.



a) Propiedades Prismáticas.

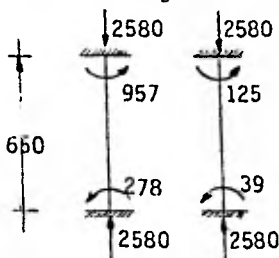
$$A = 4410.71 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 22935906 \text{ cm}^4$$

$$S_x = S_y = 254843.4 \text{ cm}^3$$

$$r_x = r_y = 72.11 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical.



Compresión = 2580 ton

Max = 27800 ton cm

Mbx = 95700 ton cm

May = 3900 ton cm

Mby = 12500 ton cm

Obtención de los factores "K" de longitud efectiva.

- sentido X (marcos letra)

$$G_a = \frac{1.5(22935906)}{\frac{450}{2(1885460.3)}} = 21.29$$

$$G_b = \frac{\frac{1.5(22935906)}{450}}{\frac{2(9980860)}{525}} = 2.01$$

con desplazamiento lateral permitido: $K_x = 2.35$

- sentido Y (marcos número)

$$G_a = \frac{\frac{1.5(22935906)}{450}}{\frac{2(1885460.3)}{1080}} = 21.90$$

$$G_b = \frac{\frac{1.5(22935906)}{450}}{\frac{1426730.6}{2160}} = 115.75$$

con desplazamiento lateral permitido: $K_y = 6.0$ (RIGE)

$$\left(\frac{K_l}{r} \right)_y = \frac{6.0(650)}{72.11} = 54.1$$

De Tablas: $F_a = 18 \text{ ksi} = 1.266 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{2580}{4411} = 0.585 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.585}{1.266} = 0.462 > 0.15$$

por lo que se usarán las ecs. (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

En la obtención del esfuerzo permisible F_b , se consideran iguales en los dos sentidos dada la simetría. ($F_{bx} = F_{by}$)

- revisión de la relación ancho-espesor del patfn (sección 1.9.2)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{180}{6.4} = 28.13 < \frac{50.35}{\sqrt{F_y}} = 31.67 \quad \text{OK}$$

- revisión libre de arriostamiento lateral: $l = 650 \text{ cm}$

$$650 < (137.04 + 84.34 \frac{278}{957}) \frac{180}{F_y} = 11493 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación (d/t) = ($167.2/6.4$) = 26.13

$$\text{como } \frac{f_a}{F_y} = 0.23 > 0.15 \quad \text{usese ec. (1.5-4b)}$$

$$26.13 < \frac{68.105}{\sqrt{F_y}} = 42.83 \quad \text{OK}$$

* Por lo tanto, considérese $F_b = 0.66 F_y = 1.670 \text{ ton/cm}^2$

$$f_{bx} = \frac{95700}{254843} = 0.376 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{12500}{254843} = 0.049 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si: } \left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{2.35(650)}{72.11} = 21.18 \quad \text{y} \quad \left(\frac{KL}{r} \right)_y = 54.1$$

$$\text{entonces: } F'_{ex} = 23.81 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 3.601 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{278}{957} \right) = 0.48$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{39}{125} \right) = 0.475$$

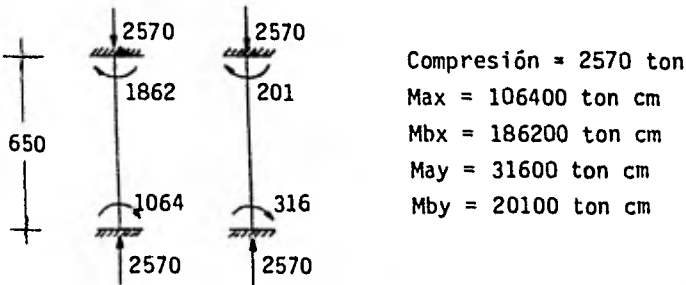
$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.585}{1.266} + \frac{0.48(0.376)}{\left(1 - \frac{0.585}{23.81}\right)1.670} + \frac{0.475(0.049)}{\left(1 - \frac{0.585}{3.601}\right)1.670} \leq 1.0$$

$$0.59 \leq 1.0$$

OK

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.585}{1.520} + \frac{0.376}{1.670} + \frac{0.049}{1.670} = 0.64 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C.Vertical + Sismo.



Considerando los mismos esfuerzos admisibles, pero:

$$F_a = 1.33 \times 1.266 = 1.684 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{bx} = F_{by} = 1.33 \times 1.670 = 2.221 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ex} = 1.33 \times 23.81 = 31.67 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 1.33 \times 3.601 = 4.789 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{2570}{4410.7} = 0.583 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{186200}{254843} = 0.731 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{31600}{254843} = 0.124 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.583}{1.684} = 0.35 > 0.15$$

se usarán las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{1064}{1862} \right) = 0.37 < 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{201}{316} \right) = 0.35 < 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.583}{1.684} + \frac{0.4(0.731)}{\left(1 - \frac{0.583}{31.67}\right) 2.221} + \frac{0.4(0.124)}{\left(1 - \frac{0.583}{4.789}\right) 2.221} \leq 1.0$$

$$0.51 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.583}{2.022} + \frac{0.731}{2.221} + \frac{0.124}{2.221} = 0.67 < 1.0$$

Por lo que se acepta la sección para el tramo analizado.

- REVISION POR CORTANTE.

b) Condición de Carga Vertical.

se tienen: $V_x = 137.3 \text{ ton}$

$V_y = 39.6 \text{ ton}$

$$A_w = 2(167.20 \times 6.4) = 2140.16 \text{ cm}^2$$

entonces: $f_{vx} = \frac{V_x}{A_w} = \frac{137.3}{2140.16} = 0.064 \text{ ton/cm}^2$

si $F_v = 0.4F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2 > f_{vx} \quad \text{OK}$

c) Condición de C.Vertical + Sismo.

se tienen: $V_x = 306.7 \text{ ton}$

$V_y = 106.8 \text{ ton}$

$$A_w = 2140.16 \text{ cm}^2$$

entonces: $f_{vx} = \frac{306.7}{2140.16} = 0.136 \text{ ton/cm}^2$

si $F_v = 1.33 \times 1.012 = 1.346 \text{ ton/cm}^2 > f_{vx}$

Por lo tanto, se acepta la sección propuesta.

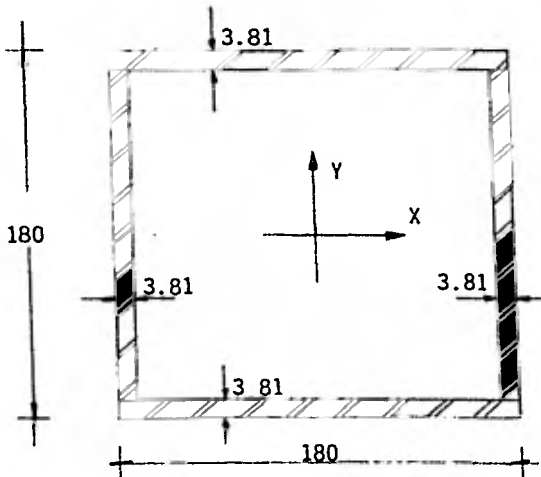
- Revisión por pandeo local de las placas:

$$(\text{AISC}) 1.9.2. \quad \longrightarrow \quad \frac{b}{t} < \frac{63.07}{\sqrt{F_y}} = 39.7$$

$$\text{para } b = 180 \text{ cm} \quad \frac{180}{6.4} = 28.12 < 39.7 \quad \text{OK}$$

Por lo que no es necesario rigidizar las placas.

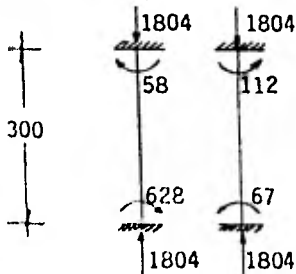
4.5.2. Columna del Primer NIVEL al NIVEL Azotea.



a) Propiedades Prismáticas:

$$\begin{aligned} A &= 2685.14 \text{ cm}^2 \\ I_x &= I_y = 13897243.6 \text{ cm}^4 \\ S_x &= S_y = 154413.8 \text{ cm}^3 \\ r_x &= r_y = 71.94 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Condición de Carga Vertical.



Compresión = 1804 ton

Max = 62800 ton cm

Mbx = 5800 ton cm

May = 6700 ton cm

Mby = 11200 ton cm

Obtención de los factores K_x y K_y de longitud efectiva:

- sentido X (marcos letra)

$$G_a = \frac{\frac{(22935906)}{900} + \frac{(13897244)}{450}}{\frac{2(9980860)}{525}} = 0.88$$

$$G_b = \frac{\frac{2(13897244)}{450}}{\frac{2(3191665)}{525}} = 5.08$$

con desplazamiento lateral permitido $K_x = 1.7$

- sentido Y (marcos número)

$$G_a = \frac{\frac{(22935906)}{900} + \frac{(13897244)}{450}}{\frac{1426730.6}{2160}} = 85.34$$

$$G_b = \frac{\frac{2(13897244)}{450}}{\frac{1426730.6}{2160}} = 93.51$$

con desplazamiento lateral permitido $K_y = 9.0$ (RIGE)

$$\left(\frac{K_l}{r} \right)_y = \frac{9.0(300)}{71.94} = 37.53$$

de Tablas: $F_a = 1.363 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{1804}{2685} = 0.672 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.672}{1.363} = 0.49 > 0.15$$

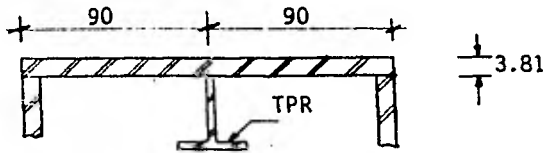
usense las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

Para la obtención de los esfuerzos permisibles F_{bx} y F_{by} se tiene:

- revisión del ancho-espesor del patín a compresión:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{180}{3.81} = 47.24 < \frac{63.08}{\sqrt{F_y}} = 39.67 \quad \text{No Pasa.}$$

Como esta revisión no pasa y es una de las más importantes ya que ahora tendremos que evaluar la resistencia de la columna con un análisis más cuidadoso. Análisis que no quisieramos recurrir ya que son elementos bastante importantes y además porque estamos en posibilidad de cambiar la sección. Hagamos entonces una reducción del ancho efectivo de la placa colocando un atiesador a la mitad de la placa:



para poder saber si el elemento que colocaremos logra rigidizar la placa, diseñemos según BLEICH; propongamos primero el siguiente atiesador:

$$\text{TPR } 8" \times 7" \times 37.25 \longrightarrow A_s = 47.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Placa de } t = 3.81 \longrightarrow A_p = 180 \times 3.81 = 685.8 \text{ cm}^2$$

$$D = \frac{A_s}{A_p} = \frac{47.42}{685.8} = 0.069 < 0.20 \quad \text{OK}$$

$$\text{si: } S_o = 11.4a + (1.25 + 1.65D)a^2 - 5.4\sqrt{a} < (S_o)_{\text{m}\acute{a}\text{x}}$$

$$\begin{aligned} (S_o)_{\text{m}\acute{a}\text{x}} &= 24.4 + 112D(1 + D) \\ &= 24.4 + 112(0.069)(1 + 0.069) = 32.661 \end{aligned}$$

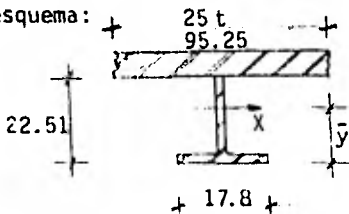
$$\text{ahora bien: } a = \frac{\text{altura de columnas}}{\text{ancho de placa}} = \frac{300}{180} = 1.667$$

entonces:

$$\begin{aligned} S_o &= 11.4(1.667) + (1.25 + 1.65 \times 0.069)(1.667)^2 - 5.4\sqrt{1.667} \\ S_o &= 15.822 \leq 32.661 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_o &= 0.092 \text{ bt}^3 S_o = 0.092(180)(3.81)^3(15.822) \\ I_o &= 14490.94 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

El momento de Inercia del atiesador debe ser mayor que I_o , vease el esquema:



$$\bar{y} = \frac{4.8(47.42) + 22.51(362.90)}{47.42 + 362.90}$$

$$\bar{y} = 20.45 \text{ cm}$$

$$I = 1756 + 439 + 47.42(15.62)^2 + (362.9)(2.06)^2$$

$$I = 15349.23 \text{ cm}^4 > I_o$$

Es aceptable, pero como en las especificaciones del AISC se requiere como mínimo una soldadura de filete de 0.8 cm para ligar a una placa de 3.81 cm de espesor, se propone:

$$\text{TPR } 9" \times 8 \frac{3}{4}" \times 57.35 \text{ kg/m}$$

Continuando con el diseño:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{90}{3.81} = 23.62 < 39.67 \quad \text{OK}$$

- revisión de la longitud libre de arriostamiento lateral: $l = 300$

$$300 < (137.04 + 84.34 \frac{58}{628}) \frac{180}{F_y} = 10304 \quad \text{OK}$$

- revisión de la relación $(d/t) = (167.2/3.8) = 44$

$$\text{como } \frac{fa}{F_y} = 0.26 > 0.15 \quad \text{usese la ec. (1.5-4b)}$$

$$44 < \frac{68.105}{1.59} = 42.8 \quad \text{No se acepta.}$$

$$\text{entonces } F_{bx} = F_{by} = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{62800}{154413} = 0.407 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{112000}{154413} = 0.072 \text{ ton/cm}^2$$

$$\left(\frac{K_1}{r} \right)_x = \frac{1.7(300)}{71.94} = 7.09 \quad y \quad \left(\frac{K_1}{r} \right)_y = 37.53$$

$$\text{entonces: } F'_{ex} = 23.81 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 7.470 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{58}{628} \right) = 0.56$$

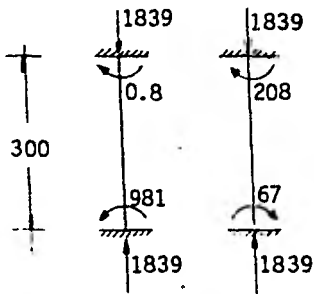
$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{67}{112} \right) = 0.36 < 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.672}{1.363} + \frac{0.56(0.407)}{\left(1 - \frac{0.672}{23.81}\right) 1.52} + \frac{0.4(0.072)}{\left(1 - \frac{0.672}{7.470}\right) 1.52} \leq 1.0$$

$$0.67 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.672}{1.520} + \frac{0.407}{1.520} + \frac{0.072}{1.520} = 0.76 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo.



Compresión = 1839 ton
 Max = 98100 ton cm
 Mbs = 800 ton cm
 May = 6700 ton cm
 Mby = 20800 ton cm

Se tienen los mismos esfuerzos permisibles, pero:

$$\begin{aligned} F_{bx} &= F_{by} = 1.33 \times 1.67 = 2.221 \text{ ton/cm}^2 \\ F_a &= 1.33 \times 1.363 = 1.813 \text{ ton/cm}^2 \\ F'_{ex} &= 1.33 \times 23.81 = 31.667 \text{ ton/cm}^2 \\ F'_{ey} &= 1.33 \times 7.47 = 9.935 \text{ ton/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{bx} = \frac{98100}{154413} = 0.635 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{20800}{154413} = 0.135 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_a = \frac{1839}{2685} = 0.685 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.685}{1.813} = 0.38 > 0.15$$

Usense las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) del AISC.

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 \left(\frac{0.8}{981} \right) = 0.6$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{67}{208} \right) = 0.47$$

$$(1.6.1-a) \frac{0.685}{1.813} + \frac{0.6(0.635)}{\left(1 - \frac{0.685}{31.67}\right)2.221} + \frac{0.47(0.135)}{\left(1 - \frac{0.685}{9.935}\right)2.221} = 0.58 < 1.0$$

OK

$$(1.6.1-b) \frac{0.685}{2.022} + \frac{0.635}{2.221} + \frac{0.135}{2.221} = 0.69 < 1.0$$

OK

Se acepta la revisión para los tramos analizados.

- REVISION POR CORTANTE.

b) Condición de Carga Vertical.

$$V = 152.6 \text{ ton} \quad A_w = 2(167.20 \times 3.81)$$

$$A_w = 1274.1 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{152.6}{1274.1} = 0.120 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } F_v = 0.4F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2 > f_v \quad \text{OK}$$

c) Condición de C. Vertical + Sismo

$$V = 217.2 \text{ ton} \quad A_w = 1274.1 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{217.7}{1274.1} = 0.171 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } f_v = 1.33 \times 1.012 = 1.346 \text{ ton/cm}^2 > f_v \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para los tramos propuestos.

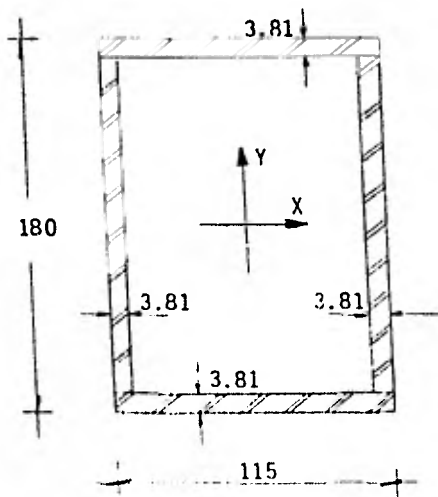
4.6. COLUMNAS EXTREMAS (115 x 180)

Notese que la sección de las columnas es de 115 x 180, distinto a la sección con la que empezamos a trabajar. El cambio es debido a exigencias arquitectónicas donde se pide que el paño de 180 se respete y el de 115 por la colindancia a los edificios vecinos.

Es interesante notar como surgen los cambios durante el diseño de una obra y como muchas veces se hacen cuando ya es imposible volver a empezar. Es entonces cuando el calculista debe tener el criterio adecuado para imaginarse si el cambio es importante o se puede aceptar con solo unas modificaciones. En el poco tiempo que he trabajado me ha tocado observar que sobrevienen cambios irrefutables, muchas veces se vuelve a empezar, otras se modifica tan solo el diseño y otras veces ya se construyó la zona del edificio afectada ó están por terminar de construir. Entonces es cuando hay que tener la mente abierta para saber que decidir.

Todo esto lo escribo porque esta modificación se hizo antes que empezara este trabajo y debí haberlo corregido desde el principio. Lo que sucedió es que se me olvidó y ahora me siento capaz como para decir que un detalle así no altera en nada los objetivos de esta tesis.

4.6.1 COLUMNA DEL SOTANO AL PRIMER NIVEL



a) Propiedades prismáticas

$$A = 2189.84 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 10054414.6 \text{ cm}^4$$

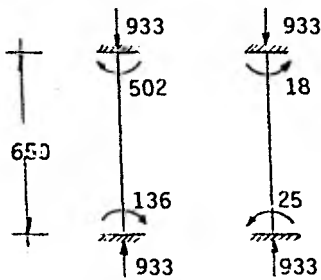
$$S_x = 111715.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 5027225.7 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 87430.0 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 47.9 \text{ cm}$$

b) Condición de Carga Vertical



Compresión = 933 ton

Max = 13600 ton cm

Mbx = 50200 ton cm

May = 2500 ton cm

Mby = 1800 ton cm

obtención de los factores K de longitud efectiva

- Sentido X (marcos letra).

$$G_a = \frac{1.5(5027225.7)}{\frac{450}{1885460.32}} = 4.67$$

$$G_b = \frac{1.5(5027225.7)}{\frac{450}{3235380.00}} = 2.72$$

con desplazamiento lateral permitido $K_x = 1.9$

- Sentido Y (marcos número).

$$G_a = \frac{1.5(10054414.6)}{\frac{450}{(3248352.3)}} = 11.14$$

$$G_b = \frac{1.5(10054414.6)}{\frac{450}{(1426730)}} = 25.37$$

con desplazamiento lateral impedido $K_y = 0.98$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1.9(650)}{47.9} = 25.8; \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{0.98(650)}{67.76} = 9.4$$

Rige la relación en eje $x = 25.8$ de tablas $F_a = 1.422 \text{ ton/cm}^2$

$$f_a = \frac{933}{2170} = 0.426 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.426}{1.422} = 0.30 > 0.15$$

usense fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b)

consideramos preliminarmente $F_{bx} = F_{by} = 0.6F_y$

$$F'_{ex} = 15.53 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 23.81 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{50200}{87430} = 0.574 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{2500}{111716} = 0.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{136}{502} \right) = 0.49$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{18}{25} \right) = 0.31 < 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.426}{1.422} + \frac{0.49(0.574)}{\left(1 - \frac{0.426}{15.53}\right)1.52} + \frac{0.4(0.022)}{\left(1 - \frac{0.426}{23.81}\right)1.52} \leq 1.0$$

$$0.5 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

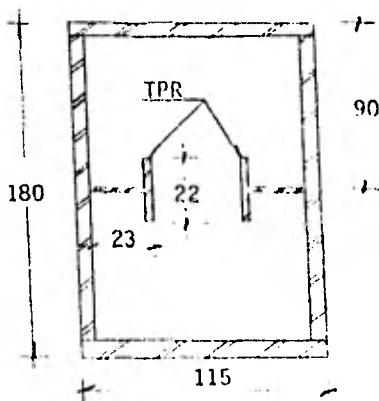
$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.426}{1.520} + \frac{0.574}{1.520} + \frac{0.022}{1.520} = 0.67 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

se acepta la sección para el tramo considerado.

Se acepta la suposición de que $F_{bx} = F_{by} = 1.520 \text{ ton/cm}^2$ porque las revisiones que hacemos son para saber si $F_b = 0.66F_y$, o sea sección compacta. La única revisión que debemos hacer es:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{180}{3.81} = 47.44 \leq \frac{63.08}{\sqrt{F_y}} = 39.67 \quad \text{No pasa}$$

según la sección 1.9.2. Para aceptar en definitiva los esfuerzos permisibles supuestos, hagamos lo mismo que para las columnas centrales; adicionar a todo lo largo de la columna un atiesador según BLEICH.



Sección 1.9.2. (AISC)

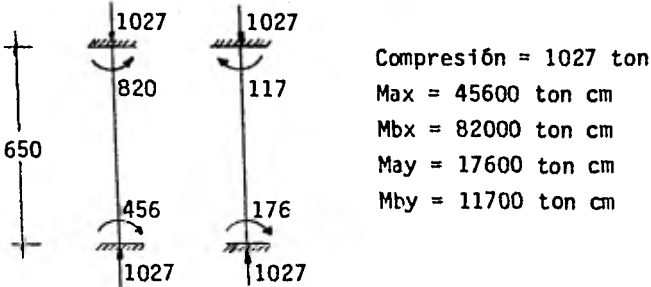
$$\frac{b}{t_f} = \frac{63.08}{F_y} = 39.67$$

$$\text{si } b = 90 \text{ cm}$$

$$\frac{90}{3.81} = 23.6 < 39.67 \quad \text{OK}$$

$$\frac{115}{3.81} = 30.2 < 39.67 \quad \text{OK}$$

c) Condición de Carga Vertical + Sismo.



Se consideran los mismos esfuerzos permisibles, pero:

$$F_a = 1.33 \times 1.422 = 1.891 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{bx} = F_{by} = 1.33 \times 1.520 = 2.022 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ex} = 1.33 \times 15.53 = 20.65 \text{ ton/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 1.33 \times 23.81 = 31.67 \text{ ton/cm}^2$$

entonces:

$$f_a = \frac{1027}{2190} = 0.469 \text{ ton/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.469}{1.891} = 0.25 > 0.15$$

usense las fórmulas (1.6.1-a) y (1.6.1-b) de las Especificaciones.

$$f_{bx} = \frac{82000}{87430} = 0.938 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{17600}{111716} = 0.158 \text{ ton/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 \left(\frac{456}{820} \right) = 0.82$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{117}{176} \right) = 0.33 < 0.4$$

$$(1.6.1-a) \quad \frac{0.469}{1.891} + \frac{0.82(0.938)}{(1 - \frac{0.469}{20.65})2.022} + \frac{0.4(0.158)}{(1 - \frac{0.469}{31.67})2.022} \leq 1.0$$

$$0.67 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(1.6.1-b) \quad \frac{0.469}{2.022} + \frac{0.938}{2.022} + \frac{0.158}{2.022} = 0.77 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

Por lo que se acepta la sección para los tramos considerados.

- REVISIÓN POR CORTANTE.

$$(A_w)_x = (107.38 \times 3.81)^2 = 818.2 \text{ cm}^2$$

$$(A_w)_y = (172.38 \times 3.81)^2 = 1313.5 \text{ cm}^2$$

b) Condición de Carga Vertical.

$$\text{considérese } F_v = 0.4F_y = 1.012 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } V_x = 85.5 \text{ ton}$$

$$f_{vx} = \frac{85.5}{818.2} = 0.104 < 0.4F_y \quad \text{OK}$$

$$\text{si } V_y = 6.3 \text{ ton}$$

$$f_{vy} = \frac{6.3}{1313.5} = 0.005 < 0.4F_y \quad \text{OK}$$

Se acepta la sección sin atiesadores intermedios.

c) Condición de C.Vertical + Sismo.

$$\text{considérese } F_v = 1.33 \times 0.4F_y = 1.346 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{si } V_x = 141.7 \text{ ton}$$

$$f_{vx} = \frac{141.7}{818.2} = 0.173 < 0.4F_y \quad \text{OK}$$

$$\text{si } V_y = 49.6 \text{ ton}$$

$$f_{vy} = \frac{49.6}{1313.5} = 0.038 < 0.4F_y \quad \text{OK}$$

Por lo que no se necesitan atiesadores intermedios en los tramos analizados y se acepta la sección por cortante.

Debemos aclarar el porque ya no continuamos analizando los tramos superiores. Esto se debe a que los elementos mecánicos actuantes sobre los mismos son menores que los analizados para el primer tramo, indicando que la columna resistirá sin ningún problema.

No queremos disminuir la rigidez de las columnas ya que se podría decir que están muy rígidas, porque no queremos disminuir la rigidez del marco, pues una de las funciones a que lo hemos diseñado es a soportar el mayor sismo posible sin deformarse demasiado.

4.7. DISEÑO DE PLACAS BASE.

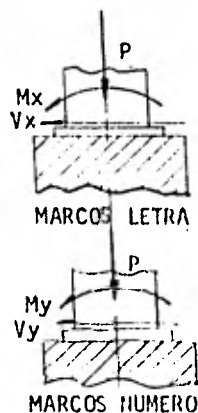
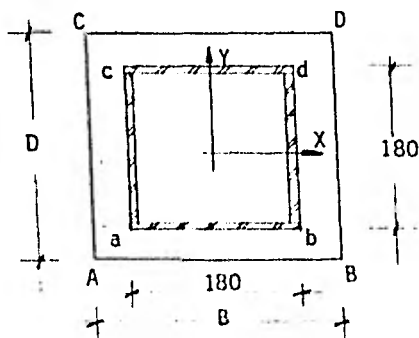
Afortunadamente tenemos solo dos tipos de columnas y a cada una de ellas le corresponde una placa de base. Las placas de base son los elementos de la estructura donde se requiere la mayor rigidez local - por decirlo así; donde únicamente el espesor de la placa soportará todo el momento que induce la columna sobre el dado de cimentación (se aclarará más detalladamente en el desarrollo de este subcapítulo). El espesor de las placas de base suele ser muy grande y aquí en México es difícil conseguirlo en espesores mayores de 4 pulgadas.

El diseño de las placas de base debe ser muy cuidadoso, puesto que -- los esfuerzos que se presentan tienen variación en ambos sentidos. - Para dicho diseño se requiere encontrar la forma de variación del esfuerzo normal en ambas direcciones y en las dos condiciones de Carga Vertical y C.Vertical + Sismo. En el desarrollo de este subcapítulo se presentará el cómo calcular dichos esfuerzos y donde se encuentran las condiciones que pueden hacer colapsar a la estructura.

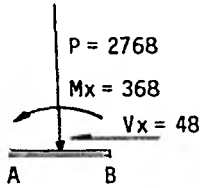
Para columnas tipo cajón, las zonas donde el análisis debe ser cuidadoso son al centro de la placa por el momento flexionante que se produce en la placa al funcionar como trabe y estar apoyada en las placas de la columna y estar cargada con la carga total de la columna y el momento de la misma. La otra zona de cuidado es el volado que se produce al trabajar la placa como trabe invertida otra vez en los extremos de la placa. Dentro del desarrollo de este capítulo se explica más detalladamente estos conceptos.

4.7.1. PLACAS DE BASE CENTRALES.

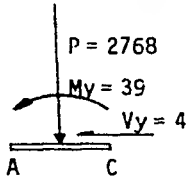
a) Propiedades y elementos mecánicos de la placa.



b) Condición de Carga Vertical.



$$\begin{aligned} \text{Carga directa} &= 2768 \times 1.4 = 3875.2 \text{ ton} \\ \text{Mom. en X} &= 36800 \times 1.4 = 51520 \text{ ton cm} \\ \text{Cortante en X} &= 48 \times 1.4 = 67.2 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Carga directa} &= 2768 \times 1.4 = 3875.2 \text{ ton} \\ \text{Mom. en Y} &= 3900 \times 1.4 = 5460 \text{ ton cm} \\ \text{Cortante en Y} &= 4 \times 1.4 = 5.6 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{F.S.} = 1.4 \text{ (para encontrar carga } \underline{\text{ú}}\text{tima de los elem}$$

Primeramente calculemos el área necesaria para soportar la carga directa de la columna; supongase que la resistencia del concreto al aplastamiento es de $0.35f'_c$, según especificaciones del AISC

$$A = B \times D \geq P/0.35f'_c$$

consideremos $f'_c = 0.250 \text{ ton/cm}^2$

$$A = B \times D \geq 3875/(0.35 \times 0.250) = 44286 \text{ cm}^2$$

para que podamos colocar los tornillos anclas, propongamos una placa de $A = 220 \times 220 = 48400 \text{ cm}^2$:

$$\text{como } A \geq 44286 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

En seguida debemos calcular el espesor de la placa de base. Para poder calcularlo se hace la suposición que la placa trabaja como una trabe que soporta una carga uniforme debida al peso directo de la columna y al momento de la misma, apoyada en las placas de la columna.

$$e = Mx/P = 51520/3875 = 13.3 \text{ cm}$$

dicha carga no es uniformemente repartida ya que el momento proporciona esfuerzos de compresión y tensión combinado con la carga repartida resulta lineal y variable. Lo importante es que la resultante debida al momento y la carga no caiga fuera del tercio medio, o sea que la excentricidad (e) sea:

$$e < D/6 \quad \longrightarrow \quad 13.3 \text{ cm} < \frac{220}{6} = 36.7 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

O sea, debido al momento no se presentan los esfuerzos por tensión. Aplicando ahora la ecuación de esfuerzos, obtengamos la distribución de esfuerzos de la placa:

$$F = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy}$$

don de:

F = es el esfuerzo debido a "P" y a "M";

A = área de la placa = 48400 cm⁴

S = modulo de sección = (220)³/6 = 1774667 cm³

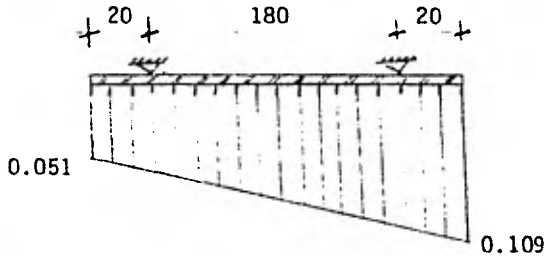
$$F(A) = \frac{3875}{48400} + \frac{51520}{1774667} + \frac{5460}{1774667} = 0.112 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(B) = \frac{3875}{48400} - \frac{51520}{1774667} + \frac{5460}{1774667} = 0.054 \text{ ton/cm}^2$$

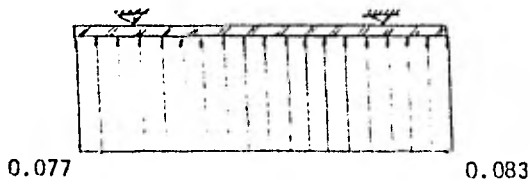
$$F(C) = \frac{3875}{48400} + \frac{51520}{1774667} - \frac{5460}{1774667} = 0.106 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(D) = \frac{3875}{48400} - \frac{51520}{1774667} - \frac{5460}{1774667} = 0.048 \text{ ton/cm}^2$$

Los esfuerzos sobre el centro de la placa son:



Dirección eje "x"
o marcos letra.



Dirección eje "y"
o marcos número.

Estos son los esfuerzos valuados al centro de la placa. Veamos que - la placa trabaja en las dos direcciones y determinar como se distribuyen los esfuerzos en cada dirección es bastante complejo, por lo que obtendremos el volumen de la carga y lo repartimos a mitades en ambas direcciones y así cargaremos la placa únicamente en el interior de la

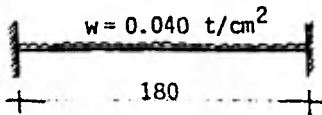
columna.

$$\text{Esfuerzo al centro de la placa} = 0.080 \text{ ton/cm}^2$$

$$\text{Volumen} = 0.080(180)^2 = 2592.0 \text{ ton}$$

Ahora bien, para analizar la placa como trabe y obtener el espesor de la misma dependiendo del momento que soporta, existen dos casos críticos; uno es el momento que se presenta al centro del claro y el segundo es el que se presenta en el volado:

1º Caso



$$w = \frac{0.080}{2} = 0.040$$

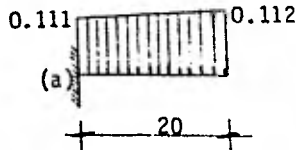
donde w es el esfuerzo promedio trabajando en ambas direcciones.

$$M_{\text{emp}} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M_{\text{emp}} = \frac{0.040(180)^2}{12} = 108 \text{ ton cm}$$

$$\text{o sea } M_{\text{máx}} = 108 \text{ ton cm}$$

2º Caso



$$M_{\text{emp}} = \frac{(0.112 + 0.111)(20)^2}{4} = 2.23 \text{ ton cm}$$

$$\text{o sea } M_{\text{máx}} = 2.23 \text{ ton cm}$$

Rige definitivamente el momento de empotramiento del primer caso y -- con ese diseñaremos:

$$F = \frac{M}{S} \quad \text{y} \quad S = \frac{(1)t^2}{6} \quad (\text{para un ancho de } b = 1 \text{ cm})$$

de las dos ecuaciones, despejando el espesor de la placa (t).

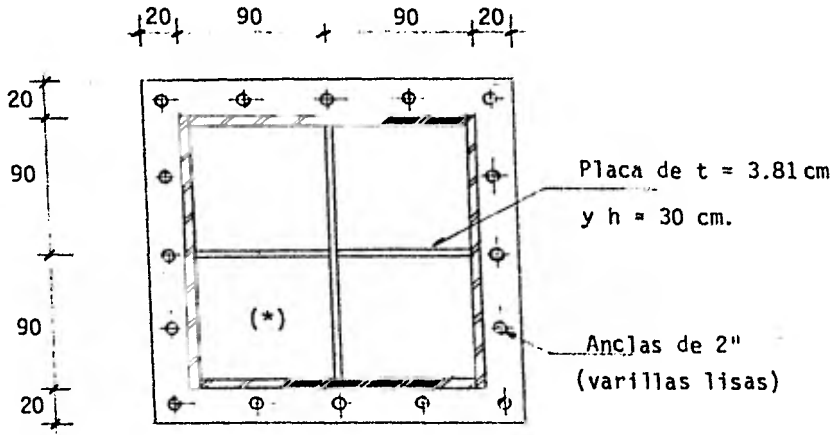
$$t = \sqrt{\frac{6M}{F}}$$

$$\text{considérese } F = 0.6F_y = 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

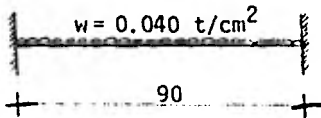
$$t = \sqrt{\frac{6(108)}{1.52}} = 20.6 \text{ cm}$$

necesitamos entonces una placa de 8 1/4", un ancho exagerado que no -

debemos permitir. Para resolverlo proponemos disminuir la longitud del claro, para lo cuál coloquemos unas placas al centro de la placa como se muestra en la figura:



El primer caso, ahora será:



(*) claro de la placa por analizar.

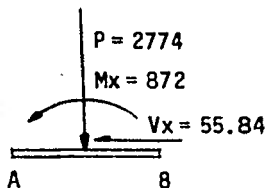
$$M_{emp} = \frac{0.040(90)^2}{12} = 27.0 \text{ ton cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6(27.0)}{1.520}} = 10.3 \text{ cm}$$

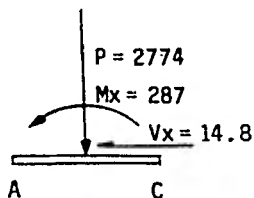
Se acepta placa de espesor de 4" y de 220 x 220 cm.

Como no se presenta tensión no hace falta diseñar las anclas para dicha fuerza, únicamente resiste el cortante que es mínimo, por lo que con 16 varillas lisas de 2" colocadas como se muestra en la figura se acepta el diseño.

c) Condición de C. Vertical + Sismo.



$$\begin{aligned} \text{Carga directa} &= 2774 \times 1.1 = 3051 \text{ ton} \\ \text{Mom. en x} &= 87200 \times 1.1 = 95920 \text{ ton cm} \\ \text{Cortante en x} &= 55.84 \times 1.1 = 61.4 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{Carga directa} &= 2774 \times 1.1 = 3051 \text{ ton} \\ \text{Mom. en y} &= 28700 \times 1.1 = 31570 \text{ ton cm} \\ \text{Cortante en y} &= 14.8 \times 1.1 = 16.28 \text{ ton} \end{aligned}$$

Revisemos para una placa de 220 x 220 cm.

$$\text{Esfuerzo} = 0.35f'_c = 0.35(0.250) = 0.088 \text{ ton/cm}^2$$

$$P = A \times F = (220)^2(0.088) = 4259.2 \text{ ton}$$

$$P > 3051 \text{ ton} \quad \longrightarrow \text{por lo tanto se acepta el área}$$

Revisemos ahora si la resultante cae dentro del tercer medio de la -- placa:

$$\frac{M_x}{P} = \frac{95920}{3051} = 31.4 \text{ cm} < \frac{D}{6} = 36.7 \text{ cm}$$

por lo tanto, no existen esfuerzos de tensión en la base. Los esfuerzos serán ahora:

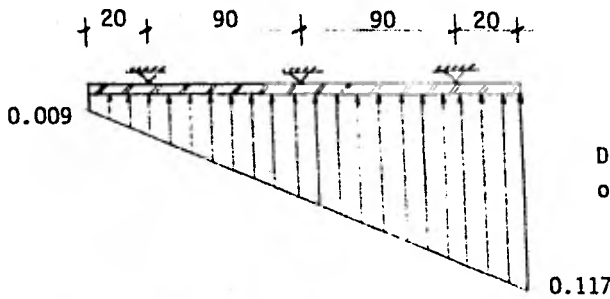
$$F(A) = \frac{3051}{48400} + \frac{95920}{1774667} + \frac{31570}{1774667} = 0.135 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(B) = \frac{3051}{48400} - \frac{95920}{1774667} + \frac{31570}{1774667} = 0.027 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(C) = \frac{3051}{48400} + \frac{95920}{1774667} - \frac{31570}{1774667} = 0.099 \text{ ton/cm}^2$$

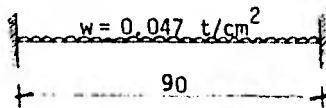
$$F(D) = \frac{3051}{48400} - \frac{95920}{1774667} - \frac{31570}{1774667} = -0.009 \text{ ton/cm}^2$$

Los esfuerzos en el centro de la placa:



Los dos casos que nos interesan conocer son los siguientes:

1º Caso. (Cuando el momento es debido al claro dentro de la columna)



El valor de (w) mostrado corresponde al valor promedio del 1º cuadro - cercano al punto (a), de los 4 cuadros que forman al colocar las dos - placas atiesadoras para reducir el claro a 90 cms.

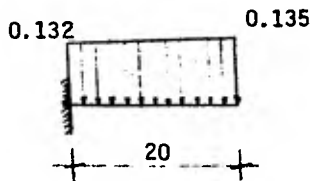
$$w = \frac{(0.063 + 0.107 + 0.078 + 0.122)}{4} = 0.093 \text{ ton/cm}^2$$

como trabaja en ambas direcciones $W = \frac{0.093}{2} = 0.047 \text{ ton/cm}^2$

$$M_{emp} = \frac{w l^2}{12} = \frac{0.047(90)^2}{12} = 31.73 \text{ ton cm}$$

o sea $M_{máx} = 31.73 \text{ ton cm}$

2º Caso (momento producido por la carga en volado)



$$M_{emp} = \frac{(0.135 + 0.132)(20)^2}{4} = 26.7 \text{ ton cm}$$

Rige de los dos casos el primero con $M = 31.73 \text{ ton cm}$ si tenemos $t = 10.16 \text{ cm}$, o sea 4"

$$S = \frac{(1)(10.16)^2}{6} = 17.20 \text{ cm}^3$$

por lo tanto: $f_b = \frac{31.73}{17.20} = 1.845 \text{ ton/cm}^2$

como $f_b > F_b = (0.6F_y) = 1.520 \text{ ton/cm}^2$
no se acepta el espesor de la placa.

Propongamos una placa de 220×220 y $t = 11.43 \text{ cm}$ (4 1/2")

$$S = \frac{1(11.43)^2}{6} = 21.77 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{31.73}{21.77} = 1.458 < 1.520 \text{ ton/cm}^2$$

Entonces se acepta la sección y el espesor.

La tensión es mínima y el número de anclas y su diámetro es bueno, se aceptan las anclas como se propusieron en la condición de Carga Vertical. Para su revisión proponemos:

- CORTANTE

- esfuerzo de cortante simple = $10 \text{ ksi} = 0.700 \text{ ton/cm}^2$
(según AISC, sección 1.5.2. para tornillos A-307)

- área de cada tornillo = 20.26 cm^2

- capacidad al corte simple de cada tornillo = $20.26 \times 0.700 = 14.2 \text{ ton}$

- Resultante del cortante en la columna:

$$V = \sqrt{(61.4)^2 + (16.28)^2} = 63.52 \text{ ton}$$

- Capacidad para 16 tornillos = $14.2 \times 16 = 227 \text{ ton} > 63.52 \text{ ton}$
- Esfuerzo de aplastamiento del concreto = $0.25f'c = (0.25 \times 0.250)$

$$F_v = 0.063 \text{ ton/cm}^2$$

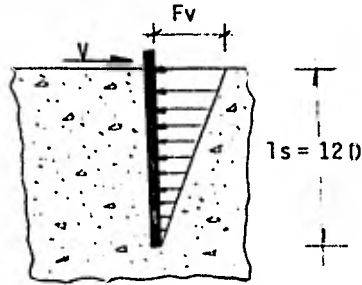
- Area de resistencia al aplastamiento en el concreto = A

$$A = 12D(D) = 12D^2$$

$$A = 12(5.08)^2 = 309.7 \text{ cm}^2$$

- capacidad al aplastamiento del concreto por cada tornillo

$$V = 0.063 \times 309.7 = 19.5 \text{ ton}$$



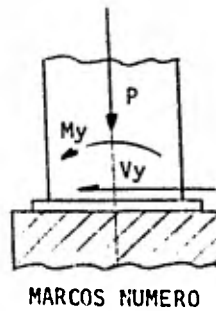
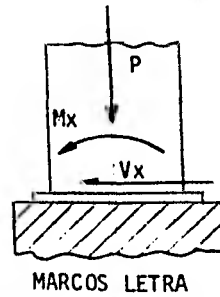
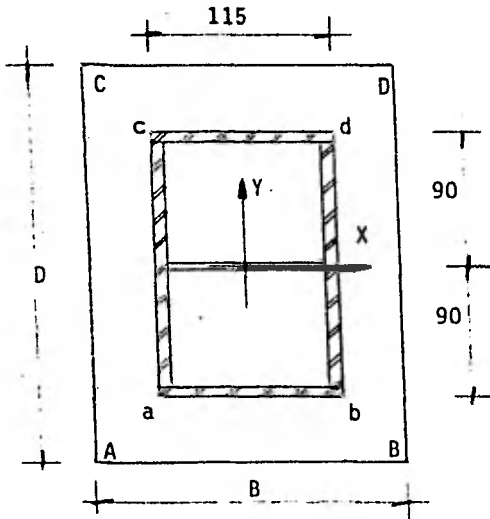
- capacidad del concreto para resistir aplastamiento por 16 tornillos.

$$V = 19.5 \times 16 = 312.2 \text{ ton} > 63.52 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

Se acepta entonces las 16 varillas lisas de (2") o (5.08 cm) de diámetro con una longitud de anclaje de $12D + 100 \text{ cm}$. $L = 61 + 100 \approx 160 \text{ cm}$. Para efectos de tensión no se toman en cuenta, únicamente una longitud de anclaje adicional de 100cm, debido al pequeño esfuerzo que se presenta y a la magnitud de las anclas.

4.7.2. PLACAS DE BASE EXTREMAS.

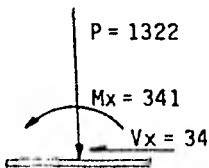
a) Propiedades prismáticas:



b) Condición de Carga Vertical.

En el análisis para esta condición se obtendrán las características - necesarias para resistir. Si tomamos en cuenta los elementos que trabajan para la condición de carga vertical + sismo, definitivamente -- será esta última quien decida el diseño, por lo que desechamos este - análisis para pasar a la condición accidental.

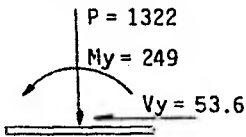
c) Condición de Carga Vertical + Sismo.



$$\text{Carga directa} = 1322 \times 1.1 = 1454.2 \text{ ton}$$

$$\text{Mom. en x} = 34100 \times 1.1 = 37510 \text{ ton cm}$$

$$\text{Cortante en x} = 34 \times 1.1 = 37.4 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} \text{Carga directa} &= 1322 \times 1.1 = 1454.2 \text{ ton} \\ \text{Mom. en } y &= 24900 \times 1.1 = 27390 \text{ ton cm} \\ \text{Cortante en } y &= 53.6 \times 1.1 = 59 \text{ ton} \end{aligned}$$

De los esquemas donde se muestran los elementos mecánicos de los marcos 11 y 21, nótese que se tienen tensiones en alguna de las columnas. Estas tensiones se nulifican al sumarles la carga de la columna en la otra dirección.

Siguiendo el mismo criterio, el esfuerzo por aplastamiento del concreto $F_p = 0.35f'_c = 0.088 \text{ ton/cm}^2$

$$A = P/F_p = 1454.2/0.088 = 16619 \text{ cm}^2$$

$$\text{se proponen placas de } (B \times D) = 155 \times 220 = 34100 \text{ cm}^2$$

$$\text{como } 34100 > 16619 \quad \text{se acepta el área.}$$

obtenemos ahora los diagramas de esfuerzos por el centro de las placas:

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

donde:

F = es el esfuerzo debido a "P" y a "M"

A = área de la placa = 34100 cm^2

S_x = módulo de sección = $220(155)^2/6 = 880917 \text{ cm}^3$

S_y = módulo de sección = $155(220)^2/6 = 1250333 \text{ cm}^3$

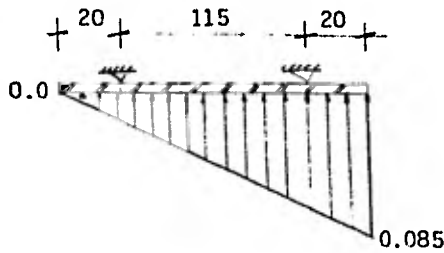
$$F(A) = \frac{1454.2}{34100} + \frac{37510}{880917} + \frac{27390}{1250333} = 0.107 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(B) = \frac{1454.2}{34100} - \frac{37510}{880917} + \frac{27390}{1250333} = 0.022 \text{ ton/cm}^2$$

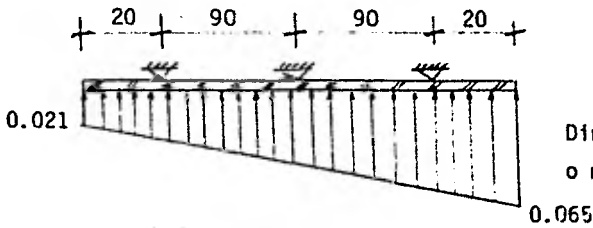
$$F(C) = \frac{1454.2}{34100} + \frac{37510}{880917} - \frac{27390}{1250333} = 0.063 \text{ ton/cm}^2$$

$$F(D) = \frac{1454.2}{34100} - \frac{37510}{880917} - \frac{27390}{1250333} = -0.022 \text{ ton/cm}^2$$

Existen tensiones en la placa, debido a la suma desfavorable de los dos momentos. Son tensiones muy pequeñas que no deben preocuparnos, pues las anclas por su magnitud soportarán todo.



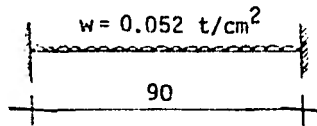
Dirección eje "x"
o marcos letra



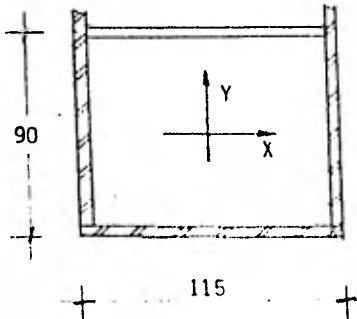
Dirección eje "y"
o marcos número.

Para la obtención del espesor de la losa, propongamos los dos casos - que nos interesan, cuando la placa trabaja en el empotramiento debido al claro dentro de la columna y al caso en la cuál se encuentra en vo lado.

1º Caso (momento debido al claro dentro de la columna)



donde el claro de la columna es:



la placa trabajará más en la dirección "y", o sea el claro de 90 cm cargará más la carga que en la otra dirección. Obteniendo la relación de claros, podemos obtener en que porcentajes se apoyará la losa en cada dirección.

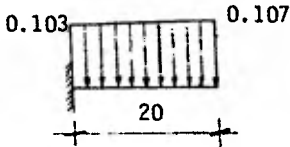
$$r = \frac{90}{115} = 0.78$$

de tablas sobre eje "y" el 75% de la carga se apoya.

entonces $W = 0.052 \times 0.75 = 0.039 \text{ ton/cm}$

$$M_{\text{máx}} = \frac{wl^2}{12} = \frac{0.039(90)^2}{12} = 26.33 \text{ ton. cm}$$

2º Caso (momento debido al volado)



$$M_{\text{máx}} = \frac{(0.103 + 0.107)(20)^2}{4} = 21 \text{ ton cm}$$

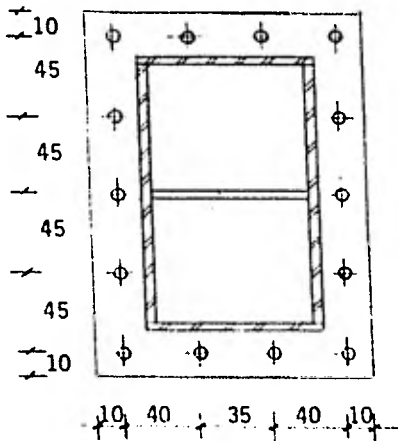
El momento que domina es el debido al claro dentro de la columna, por lo que es con el que se diseña.

$$s = \frac{M}{F_b} = \frac{(1)(t)^2}{6} \quad ; \quad F_b = 0.6F_y$$

$$t = \sqrt{\frac{6(26.33)}{1.520}} = 10.2 \text{ cm}$$

con una placa de $4'' = 10.16 \text{ cm}$ se acepta el diseño.

- CORTANTE



Se proponen 14 varillas lisas de $\phi = 2'' = 5.08 \text{ cm}$ como se presentan en el esquema.

- F_v (por tornillo) = $ksi = 0.700 \text{ t/cm}^2$
(según AISC, sección 1.5.2. para tornillos A - 307)

-área de cada tornillo = 20.26 cm^2

-Capacidad al corte simple de cada tornillo = $20.26 \times 0.700 = 14.2 \text{ ton}$

-resultante del cortante en la columna:

$$V = \sqrt{(59)^2 + (37.4)^2} = 69.9 \text{ ton}$$

-Capacidad de 14 tornillos:

$$14 \times 14.2 = 198.6 \text{ ton} > 69.9$$

OK se aceptan los tornillos por corte simple.

- Esfuerzo de aplastamiento del concreto = $0.25 (f'c) = 0.25 \times 0.250$

$$F_p = 0.063 \text{ ton/cm}^2$$

- Area de resistencia al aplastamiento en el concreto

$$A = 12D(D) = 12D^2 \quad ; \quad D = \text{diametro de varilla.}$$

$$A = 12(5.08)^2 = 309.7 \text{ cm}^2$$

habíamos visto ya que el área del concreto que resiste el aplastamiento es el diámetro de la varilla por una longitud de $12D$. Esto se -- había visto en el diseño de la placa central.

- Capacidad al aplastamiento del concreto por cada tornillo.

$$V = F_p \cdot A = 0.063(309.7) = 19.5 \text{ ton}$$

- Capacidad del concreto para resistir el aplastamiento por 14 tornillos.

$$V = 19.5 \times 14 = 273.1 \text{ ton} > 69.9 \quad \text{OK}$$

Se aceptan las 14 varillas lisas de $\emptyset = 2" = 5.08 \text{ cm}$ con una longitud de anclaje de $12D + 100 \text{ cm}$, o sea $L = 61 + 100 \approx 160 \text{ cm}$. Los 100 cm son debidos al anclaje que pueda solicitar la varilla por trabajar a tensión, aunque sabemos que no será así.

5. ESTUDIO DE ALGUNAS DE LAS CONEXIONES DE LA VIGA VIERENDEL.

Las conexiones en una estructura de acero deben considerarse como un capítulo aparte de su diseño. En las conexiones para los elementos estructurales, que se han obtenido bajo un estricto análisis de los elementos mecánicos que se han calculado al someter las estructuras propuestas bajo cargas en la condición de Carga Vertical y C. Vertical + Sismo se hace caso omiso de los esfuerzos máximos durante la vida útil que pueden inducir los elementos sobre la conexión. Lo que realmente importa es la capacidad máxima que puede transmitir un elemento a otro y es para lo que se diseña la conexión.

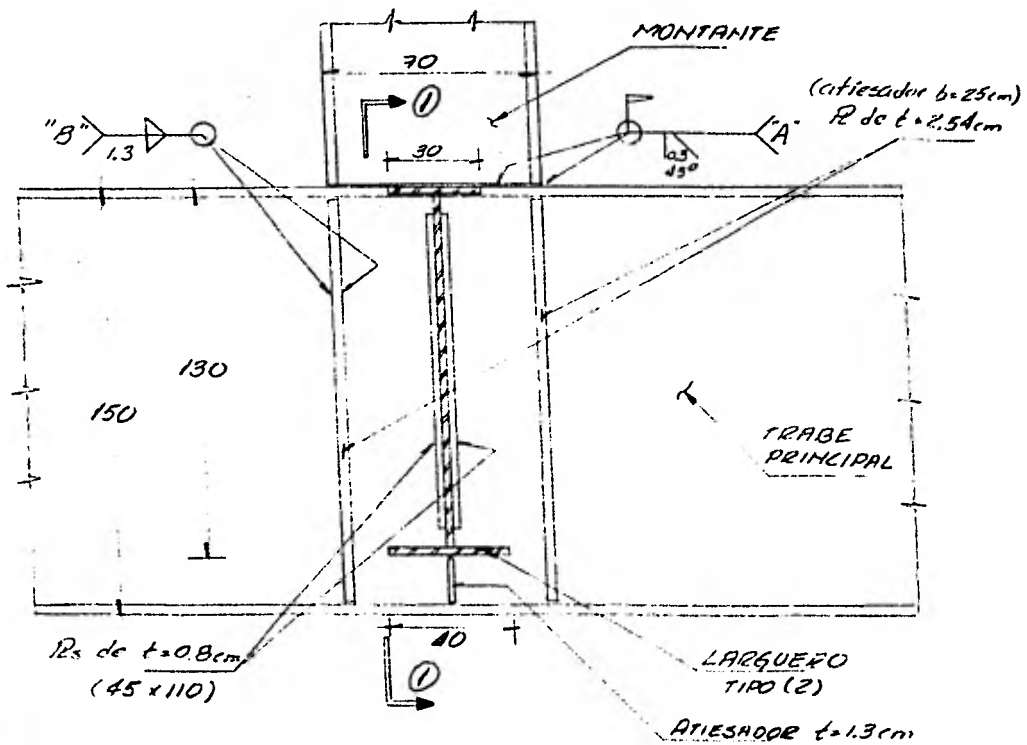
Esto quiere decir que no importa ya los elementos mecánicos en los marcos, únicamente nos interesa saber la forma de la estructura y -- las dimensiones y secciones de los miembros estructurales que la componen. También es de gran importancia saber que tipos de apoyos se consideran; si son apoyos libres, articulaciones o empotramientos, y los grados de libertad que se asignaron a la estructura.

Para el diseño de una conexión es necesario tener en cuenta los elementos a unirse; sus propiedades mecánicas; su factibilidad de hacerse; su precisión en las conexiones; si la conexión es de taller, ver si el elemento formado es posible transportarse; su montaje; y la mano de obra; etc. Son muchos los detalles y es donde interviene el criterio de un ingeniero para obtener una conexión efectiva, una fácil construcción de la misma y un fácil montaje.

Las conexiones que a continuación mostraremos serán detalladas y explicadas de manera de mostrar el criterio empleado y los aspectos importantes al diseñar una conexión. Se estudiarán 3 conexiones sobre la misma vigavierendel, en las que trataremos de mostrar los aspectos claves que se requieren saber para armar el marco. La primera consistirá en la conexión del larguero, montante y trabe principal. La segunda conexión mostrará la junta donde se unen un montante, dos diagonales y la trabe principal. La tercera y última consistirá en la unión de la trabe principal a la columna central incluyendo las diagonales.

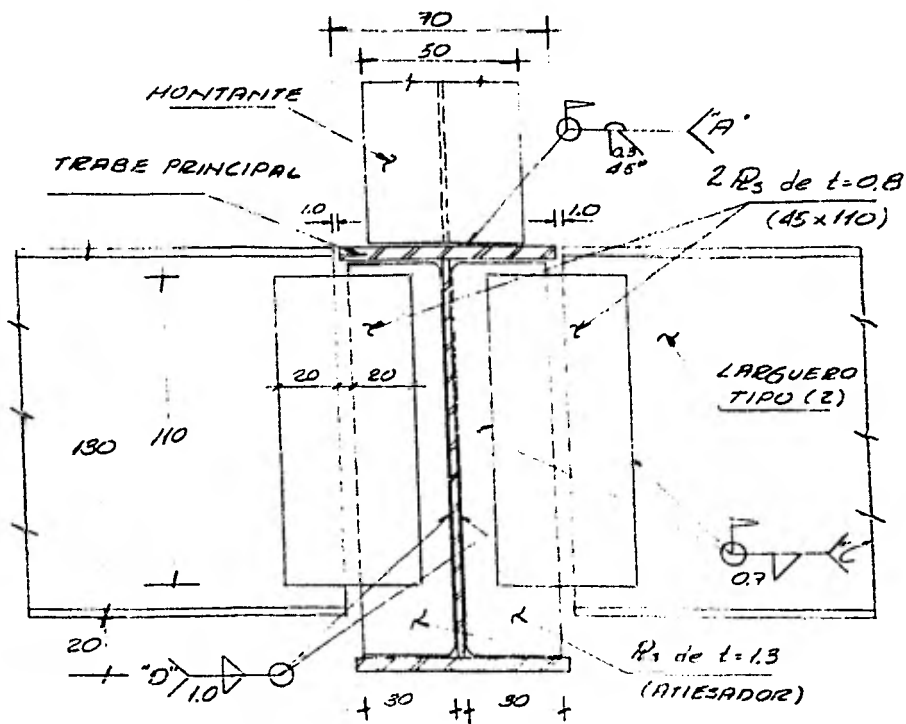
5.1. CONEXION TIPO I

Consiste en unir el larguero a la trabe principal donde se apoya un -
montante:



Para la conexión tipo I, nótese:

- 1) Para tomar la concentrada que producen los montantes, se continúan los patines por medio de unas placas atiesadoras del mismo espesor, ($t = 2.54 \text{ cm}$) asegurandonos así que la concentrada será totalmente tomada.
- 2) Para soportar la reacción del larguero, ya que en su análisis se considera el larguero libremente apoyado, se coloca un atiesador más coincidiendo con el alma del larguero, pero a todo lo alto de la trabe ya que es un atiesador de carga y es conveniente que haga



CORTE 1 - 1

contacto con los patines, según las Especificaciones del AISC. Para que constructivamente sea más fácil, se proponen dos placas que conecten el alma del larguero con la placa atiesadora ($t = 1.3$ cm) en ambos lados para evitar excentricidades. Dichas placas dan la misma área que el alma del larguero y permiten que se trabaje con una holgura que proponemos de 1 cm.

$$A_{\text{alma}} = 130 \times 1.3 = 169 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ de placas} = 2(110t) = 169 \rightarrow t = 0.77 \text{ cm}$$

se proponen de $t = 0.8$ cm

- 3) Para la conexión tipo "A" que es donde se unen el montante a la trabe principal, se propone una junta a tope de manera de transmitir todo el esfuerzo; trabajando el montante con un bisel sencillo a 45° de inclinación y 0.3 cm de holgura, ya que se trabajará en el campo. Es posible dicha conexión porque se une a una placa de 1.4 veces mayor su espesor y no afecta el calentamiento y la fusión de la soldadura.

4) Para la conexión tipo "B", donde se unen los atiesadores que toman la concentrada del montante con el alma de la trabe principal, se propone una soldadura de doble filete de $t = 1.3$ cm, debido a que no podemos soldar a tope ya que el espesor del alma es de $t_w = 1.6$ cm y el espesor del atiesador es de $t_s = 2.54$ cm. El esfuerzo que transmite el atiesador al alma es pequeño ya que hay contacto con los dos patines, por lo que se propone una soldadura de filete un poco menor del espesor t_w para no afectar al alma.

5) Para la conexión tipo "C", donde se unen el larguero a la placa -- atiesadora por medio de dos placas de $t = 0.8$ cm, se propone una soldadura de filete un poco menor del espesor mínimo de una de las placas $t_m = 0.7$ cm. El cortante a soportar es:

$$V = A \times F_v = (130 \times 1.3)(1.012) = 171 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad del filete} &= 0.707 t_m F_w = 0.707(0.7)(1.110) \\ &= 0.550 \text{ ton/cm} \end{aligned}$$

donde $0.707 t_m$ = espesor efectivo del filete de soldadura

F_w = esfuerzo permisible de soldadura = 1.110 ton/cm^2

suponiendo Acero A-36 y electrodos E-70

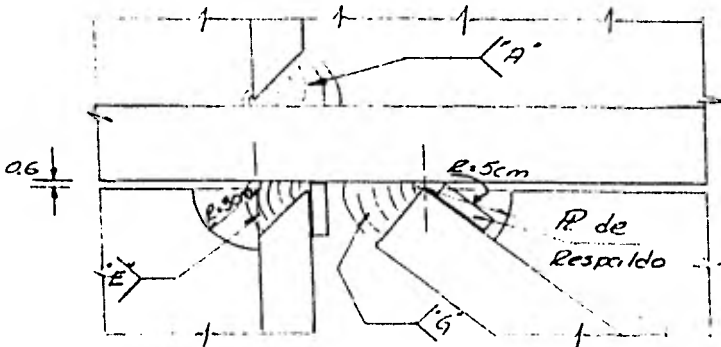
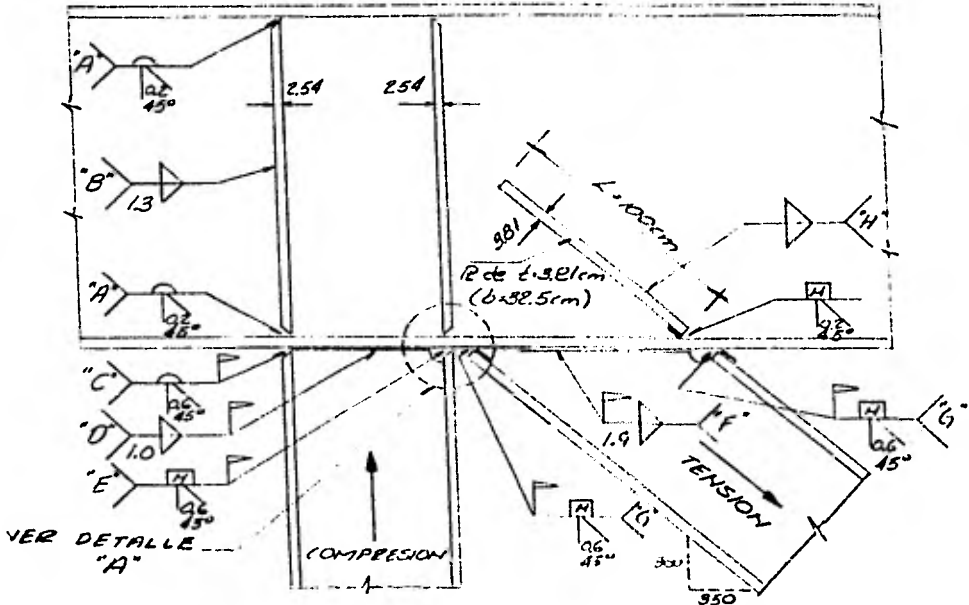
$$\text{Longitud necesaria} = \frac{P}{\text{Cap.}} = \frac{171/2}{0.550} = 155 \text{ cm}$$

propongamos $l = 110 + 20 + 20 = 150$ cm; entonces longitud perimetral de la placa = 150 cm.

6) Para la conexión tipo "D", donde se unen las placas atiesadoras de $t_s = 1.3$ cm con el alma de la trabe principal, se propone un doble filete de $t_m = 1.0$ cm. Es una conexión que no transmite esfuerzo cortante pues es un atiesador de carga y por experiencia proponemos $t_m = 0.75 t_w$, un espesor de filete del 75% del espesor mínimo de las placas que une.

5.2. CONEXION TIPO II

Es la conexión tipo para un nudo de la armadura que forma la viga vie rendel con las diagonales.



DETALLE A

Para la conexión tipo II, notese:

- 1) Necesitamos transmitir la carga que proporcionan los largueros sobre la viga y demás fuerzas que son el producto de todo el trabajo de conjunto y deformaciones que se presentan en la estructura a los montantes. Para esto supongamos que el montante trabaja a compresión y la diagonal a tensión, suposición que en la mayoría de los casos resulta cierta. Siendo así, proponemos que los atiesadores que transmiten el cortante a todo lo alto de la viga tengan el mismo espesor que los patines de los montantes. Con esto logramos que todo el área del montante continúe a través de la viga, asegurándonos que la carga es tomada, puesto que los montantes así están diseñados.

Notese también, en el detalle "A" donde se muestra la unión de un patín de la diagonal, con un patín del montante y con el atiesador de la viga, que las fuerzas que transportan dichos patines deben equilibrarse con el que proporcione el atiesador de la viga. Si la diagonal está a tensión y el montante a compresión, la componente vertical de la fuerza resultante de la suma algebraica de dichas fuerzas es mínima, por lo que el atiesador no requiere gran espesor, pero por efectos de simpleza en el trabajo y seguridad que puede proporcionar, comparado con el costo adicional que acarrea se deja el espesor propuesto ($t = 2.54 \text{ cm}$).

- 2) Las conexiones "A" y "B" que unen el atiesador con la viga no se encuentran sometidas a ningún esfuerzo, por lo que los requerimientos son los mínimos. La conexión tipo "A" se propone porque se están uniendo dos grandes placas de $1 \frac{1}{2}$ " y de 1", y como la conexión se hará en el taller se pide que se trabaje la placa. La conexión tipo "B" es porque el alma tiene un espesor de 1.6 cm y no soportaría una conexión a tope, por lo que se propone un filete de soldadura en ambos lados de la placa un poco menor del espesor de la placa más delgada.
- 3) Para tomar la tensión que proporciona la diagonal a la junta se tiene: el patín de la diagonal que queda cerca del montante se equilibra con el atiesador y con el montante, como habíamos explicado en el punto (1); el alma de la diagonal transmite su esfuerzo al alma-

de la viga, pero el alma de la diagonal es más grande que el alma de la viga por lo que parte de esta diferencia de áreas se transmite al esfuerzo que proporciona el patín lejano al montante. Para obtenerse si necesita atiesador o no el alma se hace:

$$t_w \geq \text{sen}^2 \phi \left[\frac{b_d t_d}{t_d + 5k \text{ sen } \phi} + W_d \right]$$

ecuación que propone el Blodget " Design of Welded Structures " en la sección 5.9.3.

donde

$$\text{sen } \phi = 0.65$$

$$K = 3.81 + 1.6 = 5.41 \text{ cm}$$

$$b_d = 50 \text{ cm}$$

$$t_d = 3.81 \text{ cm}$$

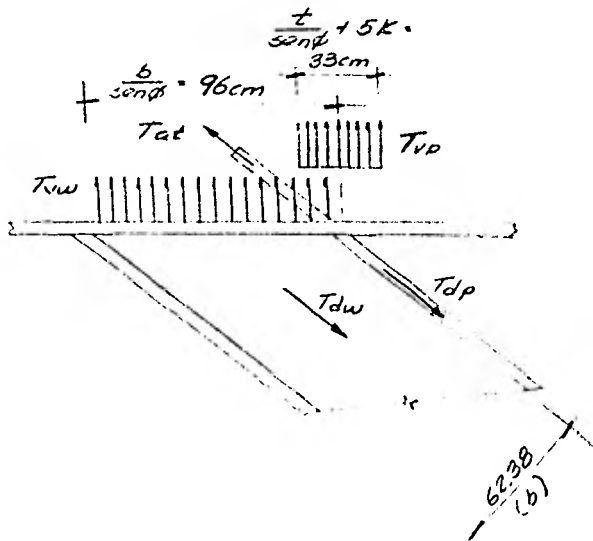
$$W_d = 2.54 \text{ cm}$$

$$1.6 \geq (0.65)^2 \left[\frac{(50)(3.81)}{3.81 + 5(5.41)(0.65)} + 2.54 \right]$$

$$1.6 \geq 4.83$$

No pasa el alma

Se propone un atiesador longitudinal:



La diferencia de cargas será la que riga para definir el tamaño del atiesador longitudinal.

Tensión en la diagonal: T_d

$$T_d = T_{dw} + T_{dp} = 1.520 (62.38 \times 2.54 + 50 \times 3.81) = 530.4 \text{ ton}$$

(componente vertical) $T_d \text{ sen } \theta = 530.4(0.65) = 345 \text{ ton}$

Tensión en el alma de la viga: T_v

$$T_v = T_{vw} + T_{vp} = 1.520(1.6)(96 + 33) = 313.7 \text{ ton}$$

Tensión en el atiesador longitudinal.

$$T_{at} = T_d - T_c = 345 - 313.7 = 31.3 \text{ ton}$$

(Componente long.) $T_{at} = \frac{31.3}{0.65} = 48.15 \text{ ton}$

el área que se requiere es de:

$$A_{at} = \frac{48.15}{1.520} = 31.7 \text{ cm}^2$$

Se proponen atiesadores $t = 3.81 \text{ cm}$; $b = 32.5 \text{ cm}$.

como son dos atiesadores: $A = 2(3.81 \times 32.5) = 247.65 \text{ cm}^2$

mayor que $A_{at} = 31.7$. Para determinar la longitud del atiesador, se tiene que obtener la longitud necesaria para transmitir la fuerza al alma:

$$T = 4 L \text{ Cap.} \quad L = \frac{T}{4 \text{ Cap}}$$

donde:

$$T = 48.15 \text{ ton}$$

$$\text{Cap} = 0.707 \text{ tm } F_w = 0.0707(1.3)(1.110) = 1.02 \text{ ton/cm}$$

$$L = \frac{48.15}{1.02} = 47.2 \text{ cm}$$

O sea que necesita 50 cm aproximadamente de soldadura de filete ----- ($t_m = 1.6$) a ambos lados de la placa en las dos placas. Para mayor seguridad, se propone placas de $L = 100 \text{ cm}$, como se muestra en la figura (conexión "H").

- 4) Para unir el montante a la trabe, se requiere que el área de soldadura sea mayor ó igual que el área del material base. Por lo que en la conexión tipo "C" se propone una soldadura a tope trabajando la raíz para una mayor garantía y una separación de placas de 6 mm ya que la conexión es de campo. Notese que el espesor de la placa del patín de la trabe es mayor que la placa del patín del montante, soportando así una soldadura a tope. En la conexión tipo "D", se propone un doble filete de 1.0 cm ya que primero se soldan los patines, y después el alma y como el alma no transmite tanta fuerza, -- procuramos únicamente que el área de las dos gargantas de los filetes sean mayor que el espesor del alma:

$$\text{tefec (filete)} = 0.707(1.0) = 0.707 \text{ cm}$$

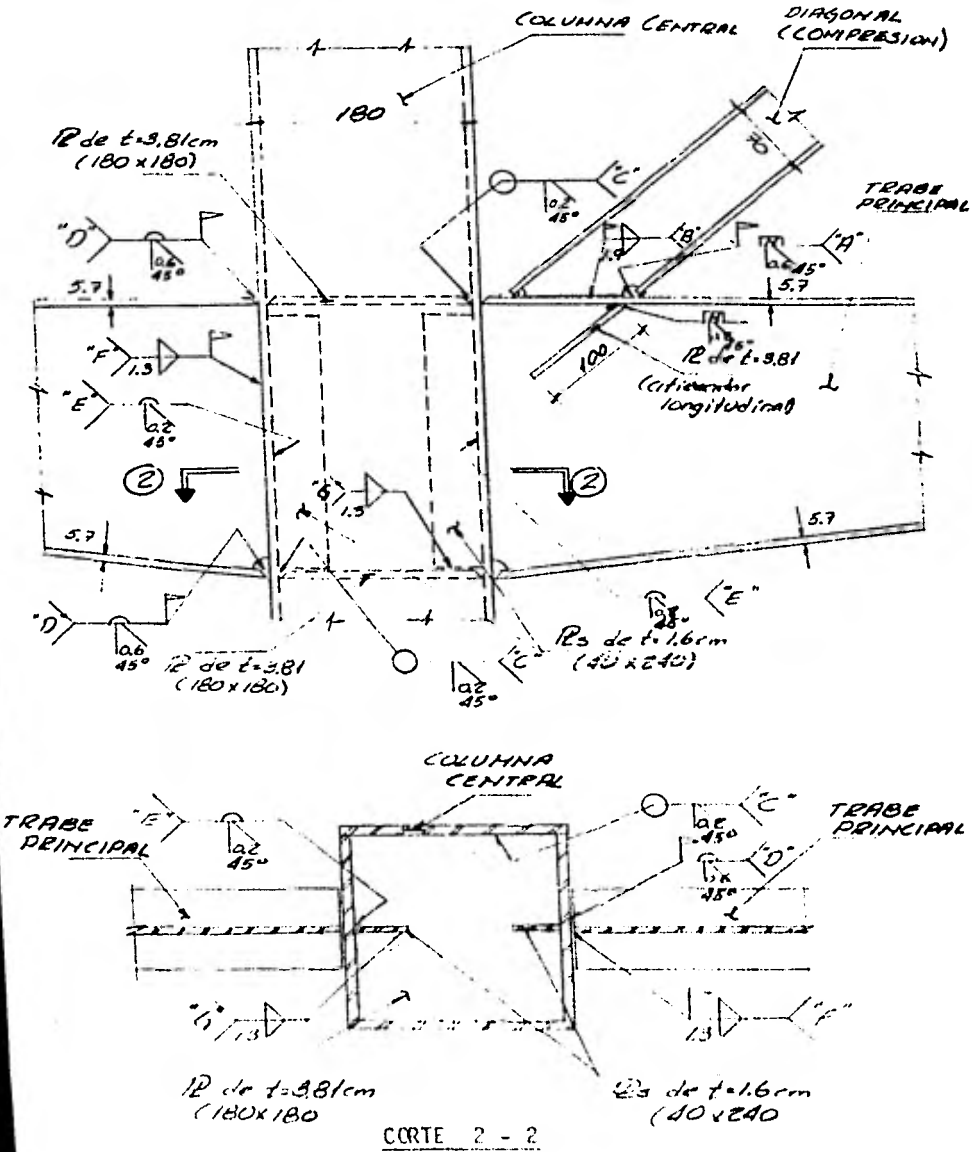
$$\text{dos filetes} = 2 \times 0.707 = 1.414 \text{ cm} > 1.3 \text{ cm (tw)}$$

La conexión tipo "E", es la misma que la conexión tipo "C", con la única diferencia de la placa de respaldo que se propone, debido a -- la dificultad de trabajar la raíz como se muestra en el detalle "A". Es preciso aclarar que para una mejor comodidad en el trabajo de -- campo, se propone soldar primero la diagonal y después el montante.

- 5) En la unión de la diagonal a la trabe se sigue la misma idea que la conexión del montante a la trabe. O sea, que el área efectiva de -- soldadura sea siempre mayor o igual que el área del material base, y además que primero se soldará la diagonal antes que el montante.

5.3. CONEXION TIPO III.

Es la conexión en donde se unen la columna central de 180×180 , una trabe de $h = 250$ cm y una diagonal a compresión:



Para la conexión tipo III, nótese:

- 1) No necesitamos determinar nuevamente la conexión de la diagonal con la trabe principal, aunque la diagonal este sometida a compresión. Los esfuerzos que se transmiten son los mismos y resistidos por el alma de la trabe, las fórmulas que utilizaríamos serían las mismas y el resultado el mismo, entonces se propone el atiesador longitudinal de $t = 3.81$ cm y $L = 100$ cm con una soldadura de filete en ambos lados de la placa de $1/2"$ y una soldadura a tope trabajando la placa con un bisel sencillo utilizando placa de respaldo. Las conexiones "A" y "B" ya han sido explicadas en la conexión anterior y lo único que queremos destacar es que la conexión es la misma para los dos tipos de esfuerzos, tensión y compresión, y además que la diagonal se sigue conectando sobre la trabe principal.
- 2) Para conseguir continuidad en las trabes que atraviesan las columnas, se propone una placa por dentro de la columna que coincida con los patines de la trabe y que su área transversal sea mayor que el área de los patines. Se considera un espesor de placa de $t = 3.81$ cm que por su ancho supera al área de los patines. La placa atiesadora se solda a todo lo alrededor con una soldadura de preparación, de manera que cuando se haga la columna en el taller se pueda colocar con precisión; conexión tipo "C".
- 3) Para que los patines hagan contacto con dichas placas atiesadoras y para evitar la excentricidad, se propone que los patines se solden directamente a la columna con una soldadura de preparación de bisel sencillo con una separación de 6 mm para dar holgura puesto que la soldadura es de campo; conexión tipo "D". Tal vez se pide mucha precisión por tratarse de una conexión hecha en el campo, pero la viga es tan larga y se va a levantar por tramos, que los errores de dimensiones se pueden resolver en otro tramo.
- 4) Para transmitir el cortante de la trabe a la columna, se solda el alma de la trabe directamente a la columna con una conexión de double filete de espesor un poco menor del espesor de la placa del alma. El área de soldadura debe ser mayor que el área del material base y se logra con filetes de $t = 1.3$ cm. hecha en campo y

con una posible separación de 6 mm; conexión tipo "F". Para reforzar la placa de la columna que resiste el cortante, se propone colocar -- una placa atiesadora del espesor de $t = 1.6$ cm el mismo que el espesor del alma de la trabe. Esta placa atiesadora no es necesario que atraviese toda la columna y pensando que el área de influencia del -- cortante puede ser de $b = 25t = 25(1.6) = 40$ cm, se propone anchos de $b = 40$ cm en cada placa. Dicha placa no es necesario que haga contacto con las placas atiesadoras horizontales, pero por lograr unidad en las placas se suelda a la placa inferior con soldadura de doble filete de $t = 1.3$ cm y por dificultad en la construcción de la columna se deja libre el contacto con la placa superior. Se suelda a la placa - de la columna, conexión tipo "E", con una soldadura de preparación de biseñ sencillo y trabajando la raíz, ya que la conexión es de taller y las conexiones a tope son siempre más eficaces que las conexiones - de filete.

CONCLUSIONES.

El trabajo hasta aquí expuesto se encuentra bastante completo, ya que abarca desde las primeras ideas de como empezar el problema hasta su resolución definitiva. Se ha incluido todas las alternativas de estructuración que se estudiaron. Se ha incluido la explicación y ejemplificación del problema del análisis estructural utilizando teorías y métodos sencillos para solución de marcos sencillos. Se ha incluido el problema del análisis sísmico de una estructura, se ha incluido el resultado completo del análisis estructural de todos los marcos -- que componen la estructura en las condiciones de carga vertical y carga vertical + sismo, en ambas direcciones si es necesario. Se ha incluido el diseño de los largueros, unos que trabajan como traveses de acero y los otros que trabajan como sección compuesta ayudandose con la losa de concreto. Se ha incluido el diseño general del marco principal de las traveses de los tres niveles para peralte constante y para peralte variable, así como su diseño por cortante en las condiciones descritas. Se ha incluido el diseño de montantes y diagonales para el mismo marco. Se ha incluido el diseño de los dos tipos de columnas existentes a todo lo alto de la estructura. Se ha incluido el diseño de las dos placas de base correspondientes a las columnas. Y -- por último se incluyen 3 conexiones tipo del marco principal, dando una explicación detallada del criterio que se siguió.

Durante el desarrollo del trabajo, se han expuesto algunas ideas que reseñan causas y efectos de alternativas y resultados que iban presentandose. Dicho lo anterior creo que es conveniente dar la conclusión personal acerca de la estructura analizada.

La estructura propuesta por los arquitectos proyectistas no era la más conveniente para resolver su problema. Problema que consistía en una estructura elevada en la que se requería espacios libres, ambiente sereno y confortable y donde no se permitía la vista de elementos estructurales como los contraventeos que se necesitaban para aminorar la deformación vertical y elementos estructurales muy grandes. Ingenierilmente era difícil resolver las condiciones que el -- proyecto requería, es por eso que se repitiera tanto la estructuración hasta que poco a poco se modificó el proyecto original y por último se desechó el proyecto presentado y se realizó la obra en concre-

to colocando un mayor número de columnas.

Veamos que la realización de una obra depende de varios factores y to dos y cada uno aportan algo en su diseño y construcción. Estos facto res pueden ser: rentabilidad, recursos económicos, recursos humanos, factibilidad de construcción, proyecto arquitectónico, diseño estructural y construcción. Cuando uno de estos factores no es estudiado - con detenimiento puede producir una fuerte modificación o la no reali zación de la obra. Lo que ahora nos interesa es que el diseño estruc tural siempre puede dar soluciones factibles de construcción aunque - el proyecto arquitectónico no este bien estudiado, siempre y cuando - se hagan ciertas modificaciones.

Hablando ahora del diseño de la estructura, digamos lo que todo inge niero conoce; nadie puede predecir exactamente el comportamiento de - una estructura, puesto que las teorías en que se basa su estudio se - logra con varias suposiciones para simplificar su aplicación o su en tendimiento. Tampoco podemos asegurar que la estructura trabajará co mo lo hemos supuesto, ni que el sismo se presentará como lo hemos pro puesto, es por eso que siempre usamos un factor de seguridad que nos elimine el temor a una mala suposición o a un error en el diseño y -- también que no nos resulte elementos estructurales muy exagerados. - He de decir que en varios momentos en la tesis yo conocía el método a seguir para el diseño de la obra pero desconocía el porque o el como aplicarlo, y era entonces cuando planteaba algunas suposiciones basan dome en el criterio y el razonamiento únicamente. Creo que sucedió - principalmente cuando explicaba el método de análisis sísmico estático y cuando suponía el como trabajarían las placas de base. También confieso que para el diseño de los elementos estructurales tenía que suponer algunas consideraciones en las que todavía no entiendo cuál - es su verdadero significado. Creo que a todos nos pasa, hay momentos en la profesión que uno no sabe teóricamente el porque o como debe -- trabajar un elemento y cuando a uno le toca decidir, debe hacer uso - únicamente de su raciocinio y criterio ingenieril.

Respecto al trabajo, me parece que es muy largo y tal vez no sea ac ceptado, pero como se incluyó todo el análisis de la estructura y la explicación de ciertas teorías, nunca supe que eliminar o que redu cir. La verdad, creo que no es una desventaja, al contrario, es un

apunte completo de todo un estudio de un edificio tal y como se hace en la práctica. El obstáculo más fuerte que he encontrado en la elaboración del trabajo es el de poder darme a entender, el poder explicar con claridad y fluencia los pensamientos y conceptos que necesitaba exponer.

Durante el transcurso de mi trabajo, cuando me atoraba y no podía expresar algo, dudaba si seguía delante con mi explicación o cortaba - de golpe y lo daba por explicado, siempre pensando que mi tesis nunca iba a ser leída completamente y que nadie se iba a dar cuenta, -- pero por obtener la habilidad de razonar, esclarecer y enseñar un concepto, seguía adelante aunque no lo lograra. El camino que he seguido ha sido muy largo para llegar ahora a este momento y recapacito - si he conseguido los resultados que al principio me propuse. No se si he estructurado bien el trabajo, si lo he explicado con claridad, si he enfocado bien los problemas, pero de algo sí estoy seguro; he puesto la mejor de mis voluntades.