



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
A C A T L A N**

**"ANALISIS ESTRUCTURAL Y ECONOMICO EN EL
EMPLEO DE GRUAS VIAJERAS EN COMPARACION
CON LAS GRUAS AUTOPROPULSADAS EN NAVES
INDUSTRIALES"**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A N :

**DIAZ GARCIA JORGE
LEON QUINTERO MIGUEL**

MEXICO, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ANALISIS ESTRUCTURAL Y ECONOMICO EN EL EMPLEO
DE GRUAS VIAJERAS EN COMPARACION CON LAS GRUAS
AUTOPROPULSADAS EN NAVES INDUSTRIALES.

CONTENIDO:	Pág.
INTRODUCCION	2
I.- DESCRIPCION DEL TEMA Y OBJETIVOS.	10
II.- ALTERNATIVA 1. NAVE INDUSTRIAL CON GRUA VIAJERA.	24
II.1.- Análisis Estructural.	
II.2.- Diseño Estructural	
II.3.- Cuantificación de Materiales.	
III.- ALTERNATIVA 2. NAVE INDUSTRIAL CON GRUA AUTOPROPULSADA.	99
III.1.- Análisis Estructural.	
III.2.- Diseño Estructural.	
III.3.- Cuantificación de Materiales.	
IV.- ANALISIS DE COSTOS DE ALTERNATIVAS.	130
V.- DISCUSION DE RESULTADOS.	151
CONCLUSIONES.	154
BIBLIOGRAFIA.	156

INTRODUCCION .

En la actualidad, ante la crisis económica por la que atravieza el País, el Gobierno ha contemplado, como medida de solución para superar algunas de sus vicisitudes y apoyando sus esfuerzos principalmente en la explotación de los recursos naturales, el crecimiento del sector Industrial. Ante esta perspectiva, la industria se ve acompañada de un conjunto de necesidades muy importantes por lo que exige contar con instrumentos, equipos, maquinaria y sistemas de operación cada vez más perfeccionados y eficientes. Dentro de este conjunto de requerimientos mencionados, se puede citar como ejemplo el que se refiere a la movilización de equipo y materiales en naves industriales, problemas en los cuales el ingeniero civil juega un papel muy importante respecto a la decisión de emplear un cierto método para salvar dichas dificultades.

Comúnmente se observa que para mover equipo y material en naves industriales se hace uso de la grúa viajera, trayendo consigo una lista de parámetros tales como cargas a levantar, lugares a desplazarse, disponibilidad de espacio, etc, que no siempre pueden justificar el uso de esta máquina, por lo que es necesario pensar en otra medida de solución diferente, pero que al mismo tiempo proporcione una eficiencia y un costo semejante. Como posible solución distinta se considera la opción de usar una grúa autopropulsada, la cual cuenta con factores favorables y en algunos casos desfavorables en relación a la grúa viajera.

Es necesario señalar tres aspectos básicos en la ingeniería que van a influir en la decisión para el uso de alguna de las dos alternativas y que definitivamente -

corresponde al ingeniero civil dar correcta canalización:

1) Seguridad. La introducción de la grúa viajera en la nave industrial, repercute determinadamente en los elementos estructurales de ésta, ya que la presencia de la máquina exigirá mayores dimensiones en los miembros del edificio (trabes, columnas, cimentación, etc.); en cambio, la grúa autopropulsada brinda la oportunidad de tener una estructura más ligera y esbelta en la nave industrial.

2) Economía. Resulta evidente que con una estructura más robusta (alternativa de grúa viajera), se tendrán mayores costos en ésta que si se optara por la grúa autopropulsada; sin embargo, queda asentado que el valor de las grúas no es el mismo, por lo que habrá que cuidar también este concepto y tomarlo en cuenta para dar una adecuada elección.

3) Funcionalidad. Aunque en ambos casos pueden cumplirse las mismas funciones específicas, es fácil observar que en determinado momento una grúa viajera no podrá cumplir todas las actividades que puede realizar una autopropulsada, lo cual requiere también un estudio adecuado.

Teniendo como punto de partida los tres aspectos antes mencionados, se hace conveniente para el ingeniero, la formación de un criterio adecuado para decidir sobre el empleo de una de las dos opciones.

Es importante describir algunos puntos interesantes en relación a las grúas viajeras y a las grúas auto-

propulsadas.

GRUAS VIAJERAS

Como ya se mencionó anteriormente, el crecimiento de la industria ha sido paralelo al desarrollo y perfeccionamiento de las máquinas, las cuales, desde su aparición tomaron un papel muy importante para el hombre dado que le han ahorrado gran parte de los trabajos fuertes y pesados que él, con su fuerza física, difícilmente habría cumplido. Así, se tiene conocimiento de que por el año de 1880 las grúas de uso manual ya estaban en operación y en 1890 aparecieron las grúa viajeras eléctricas de tres motores con características parecidas a las que se conocen en la actualidad. En 1898, J. H. Whiting perfeccionó la primera grúa viajera comercial construída con primitivos elementos, lo cual dió como resultado velocidades de maniobra y capacidades de carga limitadas.

En el diseño de las grúas viajeras se observan renovaciones en períodos de 20 años aproximadamente y para el año de 1970 la Asociación Americana Manufacturera de Grúas, da a conocer su especificación 70, la cual es considerada como el primer diseño estandarizado de grúas viajeras con doble viga superior y grúas de pórtico.

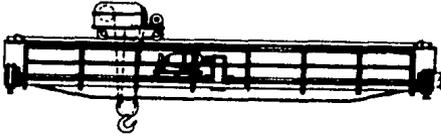
Desde las capacidades limitadas y velocidades lentas de las primeras grúas viajeras, ahora se pueden alcanzar velocidades de 200 ft/min y levantar unidades hasta de 750 ton. con palancas y ganchos gracias a una gran corriente de contribuciones hechas por los ingenieros de la industria del acero, quienes desde sus inicios lograron aumentar la capacidad de carga e incrementaron velocidades

de manejo, reduciendo así accidentes, dificultades de maniobra y mantenimiento.

En la actualidad, se cuenta con una gran variedad de grúas viajeras las que, en términos generales, consisten en una trabe de acero llamada puente que tiene la facilidad de desplazarse, interiormente, a todo lo largo del edificio, esto gracias a que en la parte inferior de sus extremos cuenta con un elemento gúa, también de acero, - conocido como trabe carril, la que a su vez se apoya en ménsulas localizadas en la parte superior de las columnas estructurales. Por encima del puente se encuentra alojado el mecanismo de carga llamado carro grúa ó trole; el carro grúa como su nombre lo dice, contiene en sí la grúa y el motor que desarrollan la labor de levantar y bajar cargas por medio de un gancho desplazable verticalmente. Lo peculiar de este sistema es que el carro grúa o trole puede moverse de un extremo a otro del puente lo cual sumado al movimiento longitudinal de éste permite transportar cargas de un lugar a otro del edificio industrial y a diferentes alturas de maniobra sin ningún problema. Es importante mencionar que existen variantes en el funcionamiento de las grúas viajeras pero que, el descrito anteriormente, representa la base de los demás sistemas.

A continuación se muestran algunos tipos de grúas viajeras que más se usan en la industria moderna:

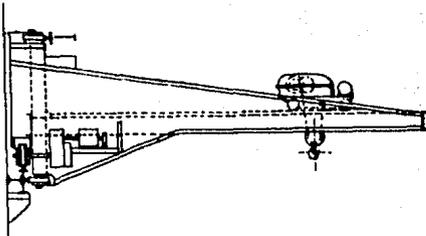
GRUAS AEREAS Estas grúas tienen capacidades que van desde 5 hasta 750 ton. Todas pueden ser operadas desde una cabina, de piso, de control remoto o cualquier combinación de los tres tipos.



3 motores. Trole sencillo
Para servicio general.



7 motores. Trole doble
Dos troles para dos ganchos
principales para cargas pe-
sadas y velocidades lentas.
Con ganchos auxiliares más
rápidos.



Grúa con ménsula interior
móvil. Abarca áreas cercanas
a columnas sin obstruir ope-
raciones de piso. Usada pa-
ra mover 10 ton. en fundido
ras de barro. Requiere un
diseño especial de columnas.

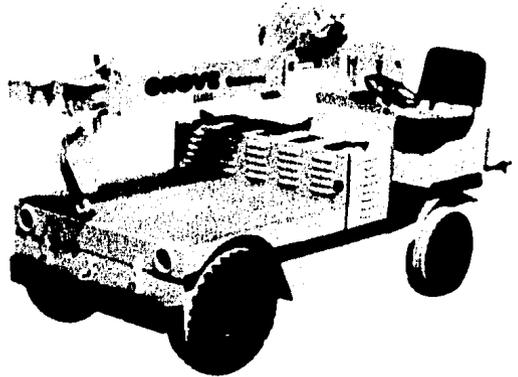
GRUAS AUTOPROPULSADAS

Así como las necesidades de la industria han hecho que las grúas viajeras se desarrollen, también han surgido y perfeccionado las grúas autopropulsadas ó grúas terrestres las cuales representan un elemento más de apoyo para el movimiento de materiales, equipos, etc., en naves industriales. Estas máquinas son de una variedad en tamaños y capacidades tan grande que casi para cada tipo de requerimientos industriales hay una grúa adecuada.

Las grúas de movimiento terrestre, tienen la característica particular de poderse deslizar interior y exteriormente en edificios llevando consigo determinada carga. Esto es posible, en gran parte, gracias a que cuenta con una pluma móvil que se desplaza tanto vertical como horizontalmente y de un sistema rodante que le permite trasladarse sin dificultad; este singular sistema hace omitir el uso de camiones y camionetas dentro de edificios o patios industriales, así como facilitar la carga y descarga, ya que esta máquina puede hacerlo también por sí sola.

Este tipo de grúas es muy usado en la actualidad dado que su manejo y mantenimiento son parecidos a los que se le dan a un camión de carga, además de que no resultan estorbosas y son de fácil operación.

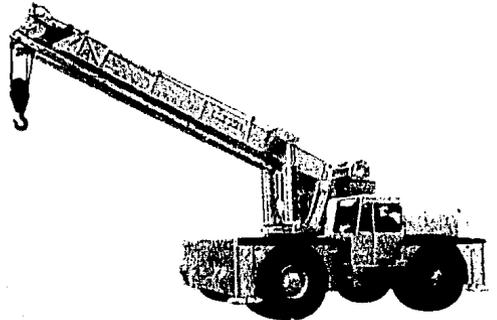
En seguida se describen algunas de las grúas autopropulsadas de mayor uso en la actualidad.



Grúa tipo stevedor.

Este cargador es una grúa muy versátil y de fácil manejo de materiales que opera en patios de plantas. Su capacidad de carga es de 1814 Kg (4000 lb)

Esta grúa está provista de una exclusiva pluma trapezoidal que le permite tener una gran capacidad y longitud de alargamiento así como girar en un ángulo de 360°. Levanta y acarrea hasta 22727 Kg (50000 lb) y con los estabilizadores extendidos levanta y acarrea 31752 Kg (70000 lb)



La capacidad de ésta grúa es de 130 000 Kg.



CAPITULO I.

DESCRIPCION DEL TEMA Y OBJETIVOS.

Partiendo de una necesidad clara y objetiva de la industria moderna, el presente trabajo pretende, primero, plantear con claridad un problema común en las industrias actuales; describir y analizar, como segundo término, las posibles soluciones que presente dicho obstáculo, haciendo hincapié en las limitaciones y ventajas que acarrería cada una de ellas; por último y basándose en los análisis anteriores, se expondrán todos los factores que deben tomarse en cuenta para dar una decisión acertada en la solución de este tipo de dificultades.

Por lo antes mencionado, el objetivo a cumplir en este trabajo se puede describir como sigue:

"PROPORCIONAR AL INGENIERO UNA SERIE DE HERRAMIENTAS QUE LE FORMEN UN CRITERIO ADECUADO PARA LA ELECCION DEL TIPO DE TRANSPORTACION EN LO QUE A MATERIAL Y EQUIPO SE REFIERE DENTRO DE NAVES INDUSTRIALES, TENIENDO COMO PRINCIPALES PARAMETROS, LA SEGURIDAD, LA ECONOMIA Y LA FUNCIONALIDAD".

Para alcanzar la meta fijada, se presentan en los capítulos 2 y 3 dos alternativas de solución, las cuales son estudiadas desde un punto de vista de seguridad. La primera de ellas analiza y satisface las necesidades de una nave industrial equipada con grúa viajera; aquí se determinarán los elementos mecánicos de los miembros estructurales de la nave (columnas, traveses, cimientos, etc.), y se diseñan éstos para cumplir las exigencias requeridas, siendo

la grúa viajera un punto fundamental en su dimensionamiento. La segunda alternativa consiste en analizar y dimensionar la estructura de la misma nave industrial, pero ahora cumpliendo con las necesidades de operación y espacio de una grúa autopropulsada. Es obvio pensar que las diferencias estructurales de ambas alternativas serán notorias. Sin embargo, esta breve conclusión no es suficiente para decidir por una u otra opción, ya que, otro factor importante a considerar es el costo de una grúa viajera comparado con el de una autopropulsada, el cual lógicamente no es el mismo; este punto de vista comparativo en los costos de alternativas es el que se analizará con el capítulo 4. En el capítulo 5 se discuten los resultados del análisis en los costos para cada alternativo introduciendo ahora factores más allá de los económicos siendo algunos de ellos la funcionalidad, la versatilidad, maniobrabilidad, etc., tanto de equipo como de estructura.

Finalmente, se presenta una conclusión la cual proporciona un criterio razonable y firme que puede servir al ingeniero como base para dar soluciones a estas frecuentes necesidades.

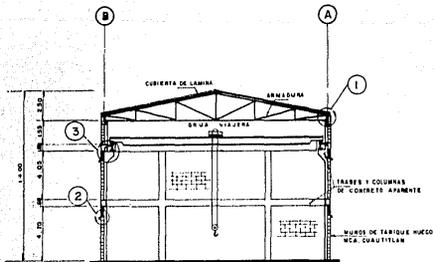
A continuación se procederá a dar una descripción de las características geométricas y operacionales de la nave industrial mencionada en los párrafos anteriores y que será objeto del estudio comparativo que se va a realizar en este trabajo. La estructura está formada por dos marcos de concreto armado orientados en el sentido longitudinal del edificio, unidos entre sí en la parte superior por armaduras,

las cuales se apoyan sobre las columnas integrantes del marco. La techumbre del edificio consiste en una cubierta a dos aguas formada por placas de lámina que se sujetan a unos largueros, que a su vez están apoyados sobre las armaduras.

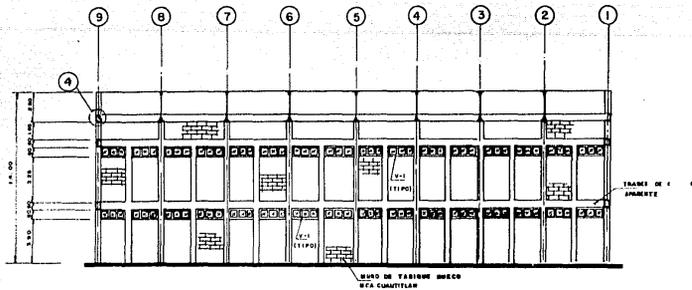
El destino que se dará al edificio que se ha estado citando, es el de funcionar como taller y almacén instalado en una refinería de petróleo, ubicada a 45 Km. sobre la carretera federal Veracruz-México, en el municipio de Cotaxtla, Edo. de Veracruz; donde se puede almacenar equipo y material diverso, tal es como transformadores, tableros eléctricos, bombas de diesel ó eléctricas, etc., y donde se hagan reparaciones a maquinaria y equipo de la planta que sufra alguna avería durante su funcionamiento y para su mantenimiento periódico.

Dadas las diversas operaciones que ahí se efectuarán, se requiere dar las dimensiones apropiadas para lograr un desarrollo adecuado de todas las actividades citadas anteriormente, motivo por el cual se tendrán para ambas alternativas las siguientes dimensiones. (ver plano AR-1).

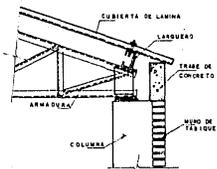
De la información obtenida del sitio, se mencionan a continuación los diferentes datos que se tomarán en cuenta para la realización del análisis y diseño de la estructura: de acuerdo al estudio de mecánica de suelos, se considerará un suelo de baja compresibilidad con una resistencia de - - 14 Ton/m² teniéndose una capa de tepetate bastante dura de 5m de espesor y encontrándose a profundidades mayores algunos lentes de boleos; en lo que se refiere al nivel de aguas freáticas, éste se localiza a 10 m. bajo el nivel del terre



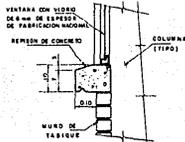
SECCION I-1
ESC. 1/10
SEC. 17/18



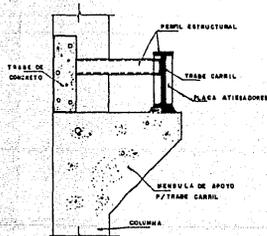
SECCION 2-2
ESC. 1/10
SEC. 102/110



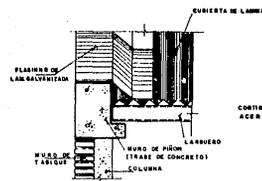
DETALLE 1
ESC. 1/10



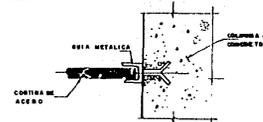
DETALLE 2
ESC. 1/10



DETALLE 3
ESC. 1/10



DETALLE 4
ESC. 1/10



DETALLE TIPO PARA SUJECION DE CORTINA
ESC. 1/10

NOTAS:

1- VER NOTAS GENERALES DE PLANO AR-1
2- PARA LOCALIZACION DE UN CORTINA VER PLANO AR-1

U. N. A. M.		EDIFICIO DE ALMACEN Y TALLER	
E.N.E.P. ACATLAN		SECCIONES Y DETALLES	
TESIS		ARQUITECTONICOS	
PROFESIONAL		AR-2	
FECHA:	ENCARGO:	PROYECTA:	REVISOR:
MARZO-82	MEXICO	CAMPESIN	CRM

no natural. Para efectos de sismo y de acuerdo a su destino, la estructura que se vá a analizar corresponde según al manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E., al grupo B:

Grupo B.- "Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolinerías, bancos, casa habitación, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m, y todas aquellas estructuras cuya falla con movimiento sísmico pueda poner en peligro otras estructuras".

Según su estructuración, el edificio se clasifica de acuerdo también al manual C.F.E., al tipo I:

Tipo I.- "Dentro de este tipo se incluye los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes en las que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos, contraventeados o nó, por diafragmas ó muros, o por combinación de diversos sistemas como los mencionados, también a las chimeneas, torres y péndulos invertidos y que tengan un solo elemento resistente en la dirección del análisis".

Por la localización de la estructura y basándose en el mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E., se nota que le corresponde la zona B (ver fig. 1). Considere--

rando el terreno en que se desplantará la estructura, éste corresponde al tipo I.

Suelo tipo I: "Terreno firme, tepetate, arenisca medianamente compactada y cementada, arcilla muy compacta ó suelos con características similares". En la Tabla 1, se presentan los valores del coeficiente sísmico "C" para construcciones del grupo "B", teniendo en cuenta la región sísmica y el tipo de terreno de cimentación. Para este caso:

$$C = 0.16$$

zona sísmica de la República	Tipo de suelo	Valor de C
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24

TABLA 1.- Coeficiente sísmico.

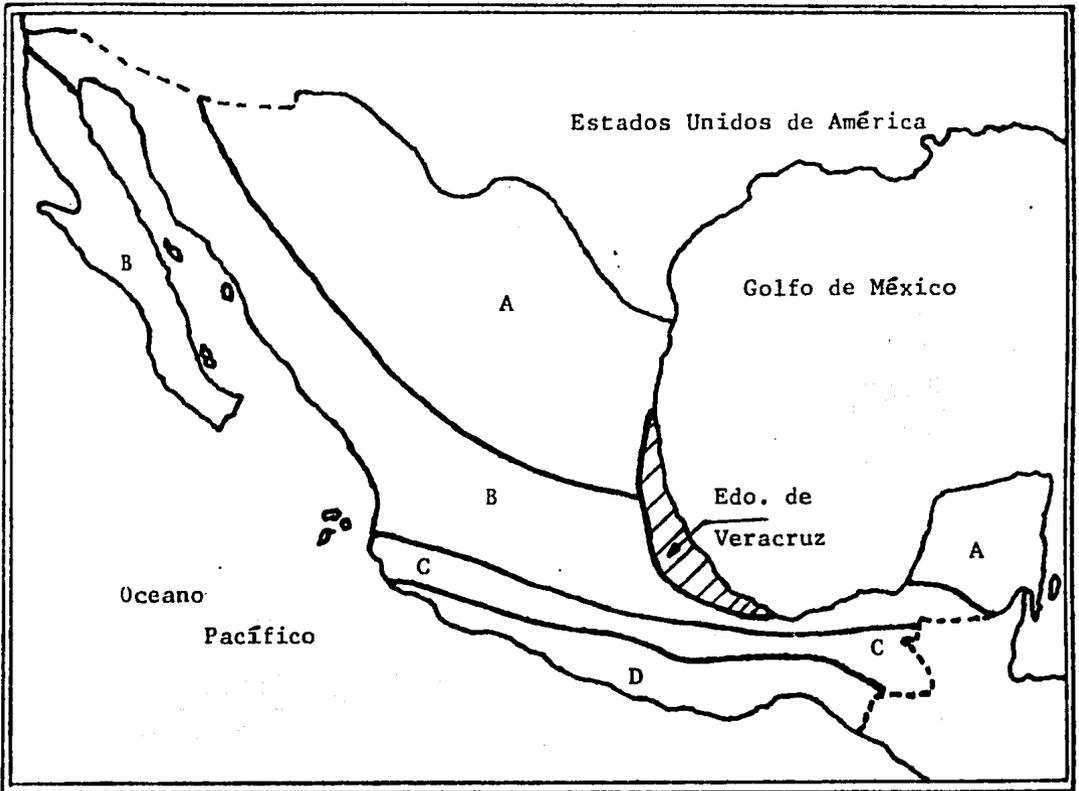


FIGURA 1.- Regionalización sísmica de la República Mexicana.

El factor de ductilidad es el valor en que puede dividirse el coeficiente sísmico C , cuando la estructura satisface todos los requisitos de los diferentes casos que enlista el manual de la C.F.E..

Así, la estructura en un sentido cumple con los lineamientos del caso 2, y en el otro, los del caso 3, los cuales señalan: Caso 2. Estructuras tipo 1. "La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera ó acero, con ó sin zona de fluencia definida". (sentido longitudinal).

Caso 3. Estructuras tipo 1. "La resistencia a fuerzas laterales la proporcionan marcos ó columnas de concreto reforzado, madera ó acero contraventeados ó no". (sentido transversal).

De acuerdo a la tabla 2, el factor de ductilidad tendrá los siguientes valores:

Caso	Factor de Ductilidad
1	6
<u>2</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>2</u>
4	1.5
5	1

TABLA 2.- Factor de Ductilidad.

Para el sentido longitudinal, $Q = 4$

Para el sentido transversal, $Q = 2$

La fuerza sísmica debida a la acción del sismo, será una fuerza cortante horizontal aplicada en la base de la estructura y es el resultado de multiplicar el coeficiente sísmico (afectado por el factor de ductilidad) por el peso total del nivel correspondiente de la estructura por lo que:

$$F = C.(F_d).W$$

En lo que respecta a efectos por viento, el edificio por analizar pertenece, según manual de la C.F.E., a los del tipo I:

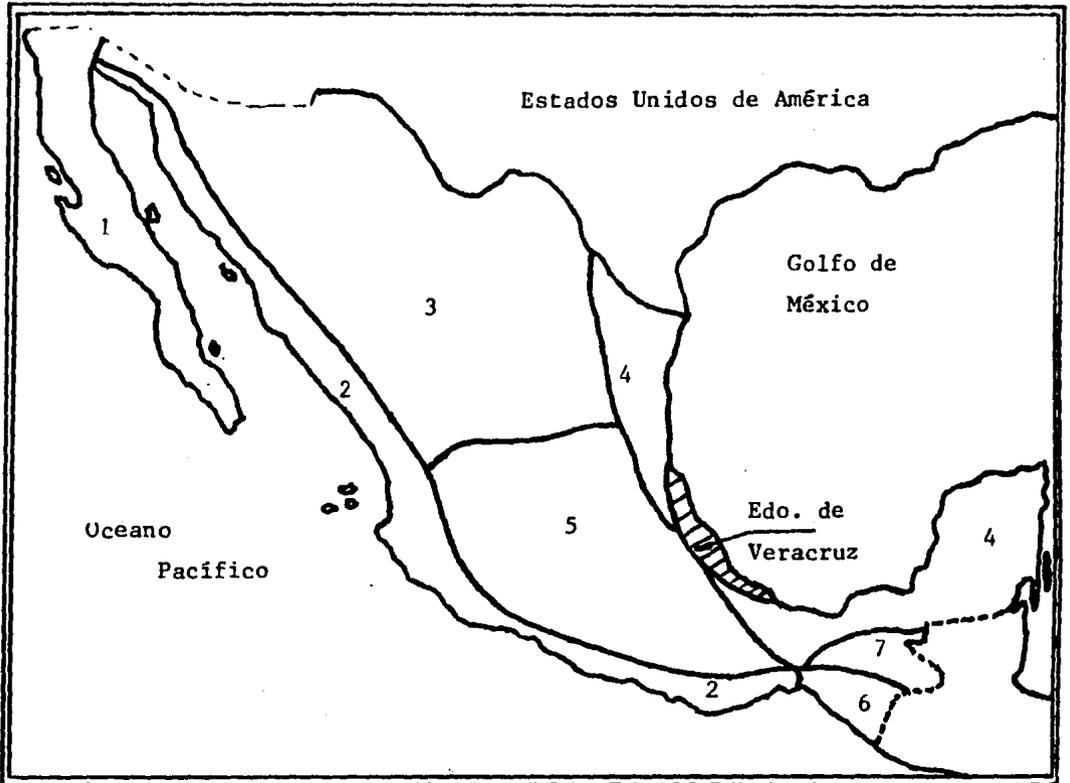


FIGURA 2.- Regionalización Eólica de la República Mexicana.

E. Tipo I.- "Por las características de sus respuestas al viento, las estructuras de este tipo son aquellas poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento".

Según su destino, la estructura en estudio forma parte de las clasificadas en el grupo "B":

E. Grupo B.- "Estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de magnitud moderada".

Como se mencionó anteriormente, la nave industrial en estudio se localiza en el municipio de Cotaxtla - en el Edo. de Ver., por lo que a continuación se describen los parámetros a usarse en el análisis de efectos por viento: Como se observa en la Fig. 2, al Estado de Veracruz le corresponde la zona eólica 4, y considerando que la estructura en cuestión forma parte de las naves industriales, el período de recurrencia de efectos por viento es de 50 años; la velocidad de viento regional es la que se observa en la tabla 3.

Zona Eólica (ver fig. 2)	Velocidades Regionales (Km/hr)	
	E. Grupo B tr=50 años	E. Grupo A tr=100 años
4	160	185

TABLA 3.- Velocidades regionales.

De la tabla 3, se toma la velocidad regional:

$$V_r = 160 \text{ Km/hr}$$

La velocidad básica de viento V_b , se obtiene a partir de -

la velocidad regional, de acuerdo con la expresión:

$$V_b = K \cdot V_r \text{ - - - - - (1)}$$

Donde: K es un factor que depende de la topografía del sitio y se tomará conforme a la tabla 4.

Topografía	Factor K
Campo Abierto, Terreno Plano.	1.0

TABLA 4.- Factor de topografía

De la expresión (1):

$$V_b = V_r \text{ - - - - - (2)}$$

La velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno, pero para fines de diseño se supondrá que ésta, a la altura z, está dada por las expresiones:

$$V_z = V_b (z/10)^a \quad \text{para } 10 < z < d$$

$$V_z = V_b \quad \text{para } z \leq 10$$

$$V_z = V_d \quad \text{para } z \geq d$$

las unidades de z y d son metros, y Km/hr las de velocidades.- Vd es la velocidad que se obtiene al hacer z = d. Los valores de a y d son función de la topografía del lugar y se tomarán de la tabla 5:

Tipo del Terreno	a	Altura Grad. d (m)
Litoral	0.14	200

TABLA 5.- Valores de a y d.

Para obtener la velocidad de diseño V_d , se tomará en cuenta el efecto de ráfaga en la estructura, multiplicando la velocidad de viento V_z , obtenida en el inciso anterior por un factor de ráfaga, Fr . Esto es:

$$V_d = Fr \cdot V_z$$

Para estructuras del tipo I: $Fr = 1.0$, por lo tanto: $V_d = V_z$.

Para el diseño de las estructuras del tipo I, -- bastará con tomar en cuenta los empujes estáticos del viento (presiones y succiones), tanto interiores como exteriores, y tanto locales (para el diseño de la estructura en conjunto) calculados de acuerdo a lo establecido anteriormente.

Los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en -- que actúa y su valor, por unidad de área, se calculará de acuerdo con la expresión:

$$P = 0.0048GCV^2$$

Donde:

P : presión ó succión debido a viento.

C : coeficiente de empuje

V_d : velocidad de diseño en Km/hr

G : factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura h (en Kms.) sobre el nivel del mar.

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

considerando que en el Edo. de Ver., la altura sobre el nivel del mar es $h = 0$

$$G = 1.0$$

Cabe aclarar que cuando el coeficiente "C" es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta y cuando es negativo se trata de succión.

Se mencionan también, en los renglones que siguen, las bases de diseño adoptadas para el análisis y diseño de la nave industrial en estudio:

I) Solicitaciones

a) Carga viva , en azotea = 60 Kg/m^2

b) Carga viva accidental, en azotea = 20 Kg/m^2

c) Carga por impacto : $I_{\max} = 0.25L_v$

d) Carga por fricción: $F_f = 0.20L_v$

L_v : Carga levantada

II) Condiciones de carga

a) Carga vertical normal

b) Carga vertical por accidente

- c) Fuerzas horizontales (viento ó sismo)
- d) Grúa viajera

III) Combinaciones de carga

- a) Carga normal = carga muerta + carga viva
- b) Carga de accidente = carga muerta + carga viva accidental + viento ó sismo.

IV) Factores de carga para cada condición

- a) Carga normal = 1.4 (carga muerta + carga viva)
- b) Carga accidental = 1.1 (carga muerta + carga viva reducida+viento ó sismo)
= 1.1 (carga muerta + viento)

V) Materiales

- a) Concreto: $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- b) Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- c) Acero estructural : ASTM A-36, $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se usará el criterio de diseño plástico ó de resistencia última.

Las combinaciones de carga que se indicaron antes son las necesarias debido a que la nave industrial está formada por marcos sólo en la dirección longitudinal del edificio; Para la dirección transversal se considera que las armaduras se apoyan libremente en las columnas y no forman marcos.

CAPITULO II.

ALTERNATIVA 1. NAVE INDUSTRIAL CON GRUA VIAJERA.

En el desarrollo de este capítulo, se hará primero el análisis de la estructura de la nave industrial con la presencia de la grúa viajera, bajo todos los efectos posibles de trabajo, así como con sus combinaciones. Posteriormente, se efectuará el dimensionamiento de la misma y finalmente la cuantificación de los materiales empleados.

Según un estudio realizado en la planta industrial, se llegó a encontrar que es necesario mover equipos que llegan a pesar hasta 20 ton, motivo por el cual éste se tomará como capacidad máxima de la grúa para fines del análisis.

II.1.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

Cargas verticales. Sentido longitudinal de la nave
(marcos 1,2)

Hay que considerar las siguientes cargas:

$$W_{\text{trabe}} = 0.25 \times 60 \times 2.4 = 0.36 \text{ ton/m}$$

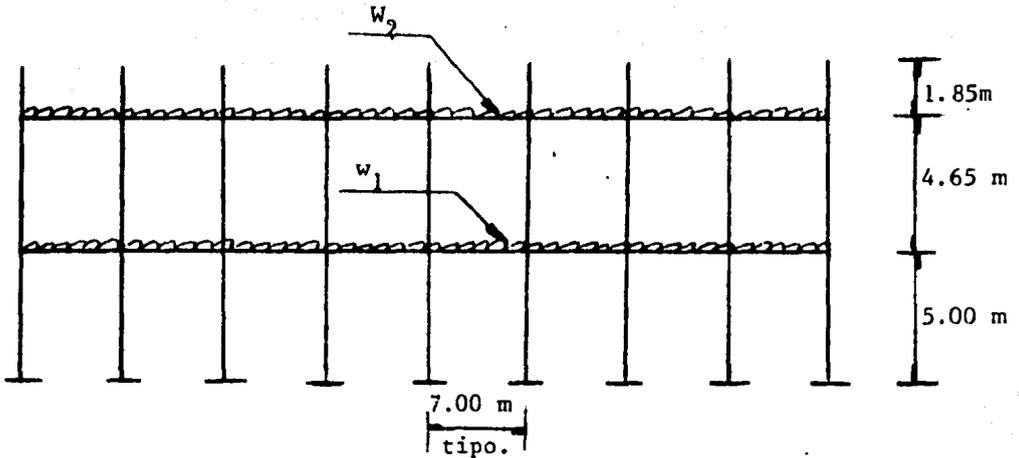
(sección propuesta de la trabe: 25 x 60 cms.)

$$W_{\text{muro}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

por lo tanto, de los marcos:

$$w_1 = 0.36 + 4.65 \times 0.20 = 1.29 \text{ ton/m}$$

$$w_2 = 0.36 + 1.85 \times 0.20 = 0.73 \text{ ton/m}$$



Marco 1,2.

y los momentos de empotramiento serán:

$$M_2 = \frac{w_2 \times l^2}{12} = \frac{0.73 \times (7)^2}{12} = 2.98 \text{ ton-m.}$$

$$M_1 = \frac{w_1 \times l^2}{12} = \frac{1.29 \times (7)^2}{12} = 5.26 \text{ ton-m.}$$

obtención de momentos de inercia y rigideces:

$$I_{\text{col}} = \frac{100 \times (30)^3}{12} = 225,000 \text{ cm}^4 \quad (\text{sec. propuesta: } 30 \times 100 \text{ cm})$$

$$I_{\text{tra}} = \frac{25 \times (60)^3}{12} = 450,000 \text{ cm}^4 \quad (\text{sec. propuesta: } 25 \times 60 \text{ cm})$$

$$R_{1\text{-col}} = \frac{225,000}{465} = 484$$

$$R_{2\text{-col}} = \frac{225,000}{500} = 450$$

$$R_{\text{tra}} = \frac{450,000}{700} = 643$$

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

Para llevar a cabo la solución del marco, se ha utilizado el método exacto de G. KANI, para lo cual se elaboró un programa - con calculadora programable HEWLETT-PACKARD (HP-41 CV) enlistando se los registros del mismo y dando una explicación, en las líneas-siguientes, de su funcionamiento:

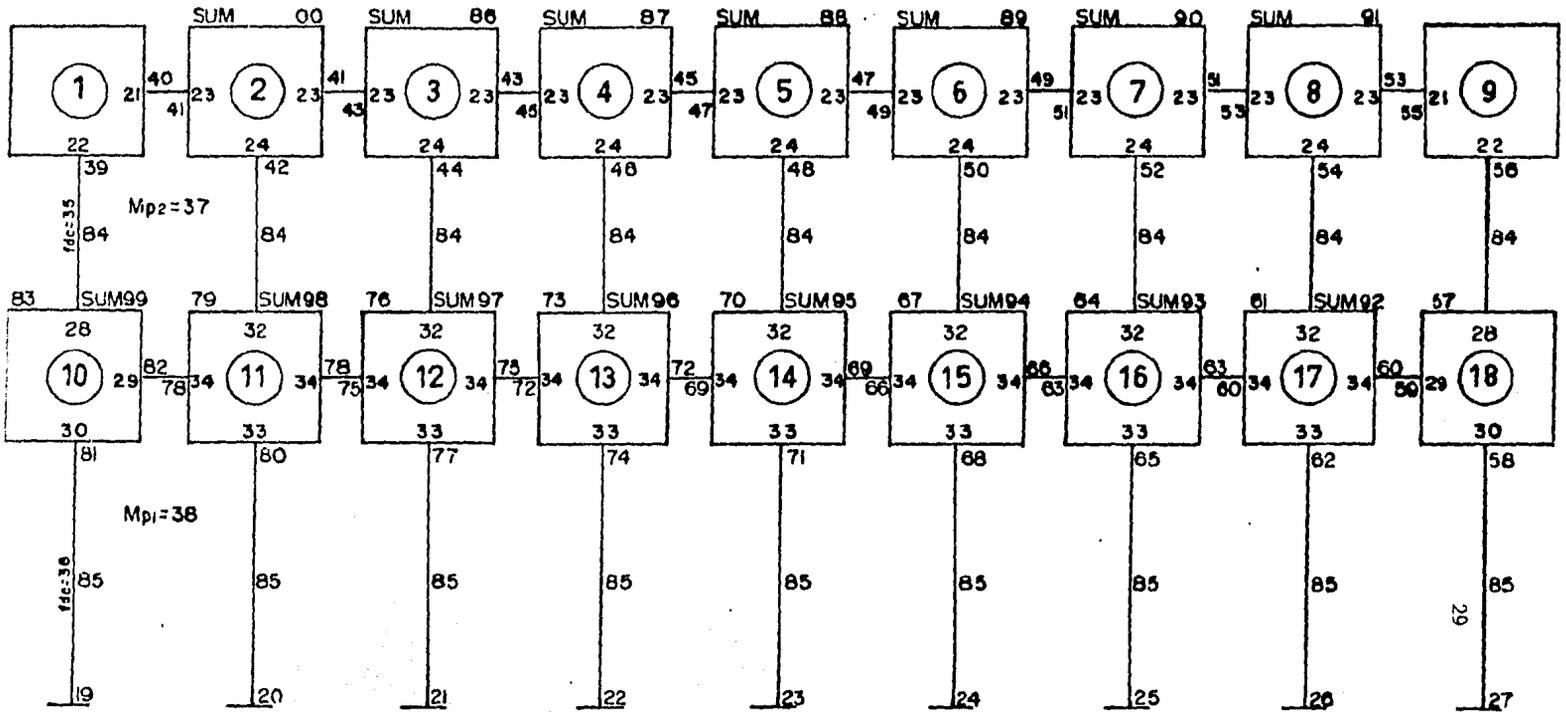
El programa ha sido diseñado para resolver marcos de 8 crujeas y 2 niveles sujetos a cargas verticales u horizontales así como para - la combinación de ambas condiciones. El programa consta de tres - partes principalmente:

- 1) Entrada de datos .- En este aspecto, la máquina requiere ser alimentada con datos tales como momentos de desequilibrio estático en cada nudo, rigideces trabes y columnas, valor de las - cargas horizontales (si la hay) así como un dimensionamiento - adecuado de memorias y registros de programación.
- 2) Cálculo de parámetros e iteraciones sucesivas.- Esto significa que ahora se procede a calcular parámetros utilizados por - KANI tales como factores de giro en nudos (tanto en trabes como en columnas), factores de desplazamiento de columnas, momentos de piso y momentos debido al desplazamiento de columnas; - todo lo anterior, será efectuado directamente en la máquina. - Posteriormente, el programa por sí solo realizará cuantas iteraciones al sistema desee dar el programador, así como la aproximación que se quiera.
- 3) Salida de datos.- terminadas las iteraciones requeridas, el -- programador ordenará el cálculo de los momentos flexionantes finales apareciendo éstos ordenadamente en la pantalla y listos - para su aplicación.

Cabe destacar el cuidado que debe tenerse en las unidades a la entrada de datos, ya que de revolve, la máquina automáticamente marcará error ó dará resultados claramente equivocados.

Como se observa en la figura que aparece a continuación, han sido enumerados del 1 al 18 los nudos de los que consta el marco; esto es para tener una visión clara de la posición que guarda el programa con respecto al marco. Los demás números que se indican corresponden a una memoria de programación la cual almacena datos según se van calculando y utilizando en el desarrollo del programa. Mas adelante se da el enlistado completo del programa y finalmente se muestra el diagrama de flujo que representa la forma esquemática del programa. Es importante hacer mención al hecho de que la calculadora HP-41CV deberá estar equipada con un módulo de amplificación de memoria para poder introducir en ella la totalidad del programa; en caso contrario es necesario condensar parte del mismo para contar con un mayor número de registros de programación disponibles y no tener problema de capacidad. El programa fué elaborado con un alto grado de sencillez de tal forma que no represente demasiada dificultad y pueda ser comprendido fácilmente; sin embargo, resulta evidente que en determinados casos el número de pasos de programación puede ser reducido considerablemente resultando a la vez de mayor complejidad para su comprensión.

LISTADO DE PROGRAMA	TESIS PROFESIONAL	M. LEON Q. J. DIAZ G.	CONDICIONES		ASIGNACIONES	
			TECLA	FUNCION	3/X	KANI
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI			SIZE: 319	TOT. REG: 319	1/X	MOMENTOS FINALES (MP)
			FIN: 03	SCIL: 02		



LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
01	LBL KANI		STO-07		PROMPT
	SOLUCION AL r		MOM DESQ-8=?		STO-16
	MARCO POR KANI		PROMPT	55	MOM DESQ-17=?
	PROMPT	30	STO-08		PROMPT
05	DATOS: TON - M		MOM DESQ-9=?		STO-17
	PROMPT		PROMPT		MOM DESQ-18=?
	MOM DESQ-1=?		STO-09		PROMPT
	PROMPT		MOM DESQ-10=?	60	STO-18
	STO-01	35	PROMPT		CALCULO DE FACTORES
10	MOM DESQ-2=?		STO-10		r DE GIRO
	PROMPT		MOM DESQ-11=?		PROMPT
	STO-02		PROMPT		RIG TON-2=?
	MOM DESQ-3=?		STO-11	65	PROMPT
	PROMPT	40	MOM DESQ-12=?		STO-19
15	STO-03		PROMPT		RIG CN-2=?
	MOM DESQ-4=?		STO-12		PROMPT
	PROMPT		MOM DESQ-13=?		STO-20
	STO-04		PROMPT	70	+
	MOM DESQ-5=?	45	STO-13		$\frac{1}{x}$
20	PROMPT		MOM DESQ-14=?		RCL-19
	STO-05		PROMPT		*
	MOM DESQ-6=?		STO-14		-0.50
	PROMPT		MOM DESQ-15=?	75	*
	STO-06	50	PROMPT		FIX-3
25	MOM DESQ-7=?		STO-15		STO-21
	PROMPT		MOM DESQ-16=?		1-T=

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	ARCL - X	105	STO-23		+
80	AVIEW		2 - T =		RCL - 20
	R/S		ARCL - X		+
	RCL-19		AVIEW		1/X
	RCL-20		R/S	135	STO-27
	+	110	RCL-19		RCL - 20
85	1/X		2		*
	RCL-20		*		-0.50
	*		RCL - 20		*
	-0.50		+	140	STO - 28
	*	115	1/X		10 - CS =
90	STO - 22		RCL - 20		ARCL - X
	1 - C =		*		AVIEW
	ARCL - X		-0.50		R/S
	AVIEW		*	145	RCL-27
	R/S	120	STO - 24		RCL - 25
95	RCL-19		2 - C =		*
	2		ARCL - X		-0.50
	*		AVIEW		*
	RCL-20		R/S	150	STO - 29
	+	125	RIG TN - 1 = ?		10 - T =
100	1/X		PROMPT		ARCL - X
	RCL-19		STO - 25		AVIEW
	*		RIG CN - 1 = ?		R/S
	-0.50		PROMPT	155	RCL - 27
	*	130	STO - 26		RCL - 26

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	*		RCL-31		$1/x$
	-0.50		RCL-26	210	RCL-20
	*	185	*		*
160	STO-30		-0.50		-1.50
	IO-CI =		*		*
	ARCL-X		STO-33		STO-35
	AVIEW		II-CI =	215	FDC-2 =
	R/S	190	ARCL-X		ARCL-X
165	RCL-25		AVIEW		AVIEW
	2		R/S		R/S
	*		RCL-31		RCL-26
	RCL-20		RCL-25	220	9
	+	195	*		*
170	RCL-26		-0.50		$1/x$
	+		*		RCL-26
	$1/x$		STO-34		*
	STO-31		II-T =	225	-1.50
	RCL-20	200	ARCL-X		*
175	*		AVIEW		STO-36
	-0.50		R/S		FDC-1 =
	*		CALCULO FACTOR		ARCL-X
	STO-32		r DESP. DE COLS.	230	AVIEW
	II-CS =	205	PROMPT		R/S
180	ARCL-X		RCL-20		CALCULO MOMENTO
	AVIEW		9		r DE PISO:
	R/S		*		V-2 = ?

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI					
235	PROMPT		PROMPT		RCL-67
	M-2=?		RCL-37		+
	PROMPT		RCL-39		RCL-70
	*		+	290	+
	3	265	RCL-42		RCL-73
240	÷		+		+
	STO-37		RCL-44		RCL-76
	MP-2=		+		+
	ARCL-X		RCL-46	295	RCL-79
	AVIEW	270	+		+
245	R/S		RCL-48		RCL-83
	V-1=?		+		+
	PROMPT		RCL-50		RCL-35
	H-1=?		+	300	*
	PROMPT	275	RCL-52		STO-84
250	*		+		MDC-2=
	3		RCL-54		ARCL-X
	÷		+		AVIEW
	STO-38		RCL-56	305	R/S
	MP-31	280	+		RCL-81
255	ARCL-X		RCL-57		RCL-80
	AVIEW		+		+
	R/S		RCL-61		RCL-77
	LBL-01		+	310	+
	CALCULO MOM. DESP.	205	RCL-64		RCL-74
260	r DE COLS.		+		+

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	RCL-71		RCL-22	365	+
	+	340	*		RCL-02
315	RCL-60		STO-39		+
	+		1-CI=		STO-00
	RCL-65		ARCL-X		RCL-24
	+		AVIEW	370	*
	RCL-62	345	R/S		STO-42
320	+		RCL-01		2-CI=
	RCL-58		RCL-41		ARCL-X
	+		+		AVIEW
	RCL-38		RCL-83	375	R/S
	+	350	+		RCL-00
325	RCL-36		RCL-84		RCL-23
	*		+		*
	STO-85		RCL-21		STO-41
	MDC-1=		*	380	2-TRA=
	ARCL-X	355	STO-40		ARCL-X
330	AVIEW		1-TRA=		AVIEW
	R/S		ARCL-X		R/S
	RCL-01		AVIEW		RCL-76
	RCL-41		R/S	385	+
	+	360	RCL-79		RCL-45
335	RCL-83		+		+
	+		RCL-43		RCL-84
	RCL-84		+		+
	+		RCL-84	390	RCL-03

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI					
	+		RCL-24		STO-48
	STO-86		*		5-CI=
	RCL-24		STO-46	445	ARCL-X
	*	420	4-CI=		AVIEW
395	STO-44		ARCL-X		R/S
	3-CI=		AVIEW		RCL-88
	ARCL-X		R/S		RCL-23
	AVIEW		RCL-87	450	*
	R/S	425	RCL-23		STO-47
400	RCL-86		*		5-TRA=
	RCL-23		STO-45		ARCL-X
	*		4-TRA=		AVIEW
	STO-43		ARCL-X	455	R/S
	3-TRA=	430	AVIEW		RCL-67
405	ARCL-X		R/S		+
	AVIEW		RCL-70		RCL-51
	R/S		+		+
	RCL-73		RCL-49	460	RCL-84
	+	435	+		+
410	RCL-47		RCL-84		RCL-06
	+		+		+
	RCL-84		RCL-05		STO-89
	+		+	465	RCL-24
	RCL-04	440	STO-88		*
415	+		RCL-24		STO-50
	STO-87		*		6-CI=

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO.					
POR EL METODO DE KANI					
	ARCL-X	495	R/S		0-TRA=
470	AVIEW		RCL-90		ARCL-X
	R/S		RCL-23		AVIEW
	RCL-89		*		R/S
	RCL-23		STO-51	525	RCL-57
	*	500	7-TRA=		+
475	STO-49		RCL-61		RCL-84
	6-TRA=		+		+
	ARCL-X		RCL-55		RCL-09
	AVIEW		+	530	+
	R/S	505	RCL-84		RCL-21
480	RCL-64		+		*
	+		RCL-08		STO-55
	RCL-53		+		9-TRA=
	+		STO-91	535	ARCL-X
	RCL-84	510	RCL-24		AVIEW
485	+		*		R/S
	RCL-07		STO-54		RCL-53
	+		8-CI=		RCL-57
	STO-90		ARCL-X	540	+
	RCL-24	515	AVIEW		RCL-84
490	*		R/S		+
	STO-52		RCL-91		RCL-09
	7-CI=		RCL-23		+
	ARCL-X		*	545	RCL-22
	AVIEW	520	STO-53		*

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	STO-56		+		RCL-54
	9-CI =		RCL-10	600	+
	ARCL-X	575	+		RCL-63
550	AVIEW		RCL-30		+
	R/S		*		RCL-85
	RCL-84		STO-58		+
	+		10-CI =	605	RCL-84
	RCL-60	580	ARCL-X		+
555	+		AVIEW		RCL-11
	RCL-65		R/S		+
	+		RCL-56		STO-92
	RCL-10		RCL-84	610	RCL-32
	+	585	+		*
560	RCL-28		RCL-60		STO-61
	*		+		11-CS =
	STO-57		RCL-85		ARCL-X
	10-CS =		+	615	AVIEW
	ARCL-X	590	RCL-10		R/S
565	AVIEW		+		RCL-92
	R/S		RCL-29		RCL-33
	RCL-56		*		*
	RCL-84		STO-59	620	STO-62
	+	595	10-TRA =		11-CI =
570	RCL-60		ARCL-X		ARCL-X
	+		AVIEW		AVIEW
	RCL-85		R/S		R/S

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO.					
POR EL METODO DE KANI					
625	RCL-92		RCL-93		STO-94
	RCL-34		RCL-33		RCL-32
	*		*		*
	STO-60		STO-65	680	STO-67
	11-TRA=	655	12-CI=		13-CS=
630	ARCL-X		ARCL-X		ARCL-X
	AVIEW		AVIEW		AVIEW
	R/S		R/S		R/S
	RCL-52		RCL-93	685	RCL-94
	+	660	RCL-34		RCL-33
635	RCL-66		*		*
	+		STO-63		STO-68
	RCL-85		12-TRA=		13-CI=
	+		ARCL-X	690	ARCL-X
	RCL-84	665	AVIEW		AVIEW
640	+		R/S		R/S
	RCL-12		RCL-50		RCL-94
	+		+		RCL-34
	STO-93		RCL-69	695	*
	RCL-32	670	+		STO-66
645	*		RCL-85		13-TRA=
	STO-64		+		ARCL-X
	12-CS=		RCL-84		AVIEW
	ARCL-X		+	700	R/S
	AVIEW	675	RCL-13		RCL-48
650	R/S		+		+

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI					
	RCL-72		*	755	*
	+	730	STO-69		STO-74
705	RCL-85		14-TRA=		15-CI=
	+		ARCL-X		ARCL-X
	RCL-84		AVIEW		AVIEW
	+		R/S	760	R/S
	RCL-14	735	RCL-46		RCL-96
710	+		+		RCL-34
	STO-95		RCL-75		*
	RCL-32		+		STO-72
	*		RCL-85	765	15-TRA=
	STO-70	740	+		ARCL-X
715	14-CS=		RCL-84		AVIEW
	ARCL-X		+		R/S
	AVIEW		RCL-15		RCL-44
	R/S		+	770	+
	RCL-95	745	STO-96		RCL-78
720	RCL-33		RCL-32		+
	*		*		RCL-85
	STO-71		STO-73		+
	14-CI=		15-CS=	775	RCL-84
	ARCL-X	750	ARCL-X		+
725	AVIEW		AVIEW		RCL-16
	R/S		R/S		+
	RCL-95		RCL-96		STO-97
	RCL-34		RCL-33	780	RCL-32

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PAPA RESOLVER EL MARCO-					
POR EL METODO DE KANI					
	*		RCL-85		17-TRA=
	STO-76		+		ARCL-X
	16-CS=		RCL-84	835	AVIEW
	ARCL-X	810	+		R/S
785	AVIEW		RCL-17		RCL-39
	R/S		+		+
	RCL-97		STO-98		RCL-85
	RCL-33		RCL-32	840	+
	*	815	*		RCL-84
790	STO-77		STO-79		+
	16-CI=		17-CS=		RCL-18
	ARCL-X		ARCL-X		+
	AVIEW		AVIEW	845	STO-99
	R/S	820	R/S		RCL-30
795	RCL-97		RCL-98		*
	RCL-34		RCL-83		STO-81
	*		*		18-CI=
	STO-75		STO-80	850	ARCL-X
	16-TRA=	825	17-CI=		AVIEW
800	ARCL-X		ARCL-X		R/S
	AVIEW		AVIEW		RCL-99
	R/S		R/S		RCL-29
	RCL-42		RCL-98	855	*
	+	830	RCL-34		STO-82
805	RCL-82		*		18-TRA=
	+		STO-78		ARCL-X

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI					
	AVIEW	885	ARCL-X		FT-M
860	R/S		AVIEW		AVIEW
	RCL-99		FT-M		R/S
	RCL-28		R/S		ME-2 DER=?
	*		RCL-39	915	PROMPT
	STO-83	890	2		RCL-41
865	IB-CS=		*		2
	ARCL-X		RCL-83		*
	AVIEW		+		+
	R/S		RCL-84	920	RCL-43
	GTO-01	895	+		+
870	GTO-MF		CI-1=		TD-2=
	LBL-MF		ARCL-X		ARCL-X
	MOMENTOS FI		FT-M		FT-M
	RNALES		AVIEW	925	AVIEW
	PROMPT	900	R/S		R/S
875	ME-1 DER=?		ME-2 IZQ=?		RCL-42
	PROMPT		PROMPT		2
	2		RCL-41		*
	RCL-40		2	930	RCL-79
	*	905	*		+
880	+		+		RCL-84
	RCL-41		RCL-40		+
	+		+		CI-2=
	SCI-2		TI-2=	935	ARCL-X
	TD-1=	910	ARCL-X		FT-M

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	AVIEW		RCL-44		PROMPT
	R/S		2	990	RCL-45
	ME-3 IZQ=?	965	*		2
940	PROMPT		RCL-76		*
	RCL-43		+		+
	2		RCL-84		RCL-47
	*		+	995	+
	+	970	CI-3=		TD-4=
945	TI-3=		ARCL-X		ARCL-X
	ARCL-X		FT-M		FT-M
	FT-M		AVIEW		AVIEW
	AVIEW		R/S	1000	R/S
	R/S	975	ME-4 IZQ=?		RCL-46
950	ME-3 DER=?		PROMPT		2
	PROMPT		RCL-45		*
	RCL-43		2		RCL-73
	2		*	1005	+
	*	980	+		RCL-84
955	+		RCL-43		+
	RCL-45		+		CI-4=
	+		TI-4=		ARCL-X
	TD-3=		ARCL-X	1010	FT-M
	ARCL-X	985	FT-M		AVIEW
960	FT-M		AVIEW		R/S
	AVIEW		R/S		ME-5 IZQ=?
	R/S		ME-4 DER=?		PROMPT

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
1015	RCL-47		*		2
	2		RCL-70		*
	*		+		+
	+		RCL-84	1070	RCL-51
	RCL-45	1045	+		+
1020	+		CI-5=		TD-6=
	TI-5=		ARCL-X		ARCL-X
	ARCL-X		FT-M		FT-M
	FT-M		AVIEW	1075	AVIEW
	AVIEW	1050	R/S		R/S
1025	R/S		ME-6 IZQ=?		2
	ME-5 DER=?		PROMPT		*
	PROMPT		RCL-49		RCL-67
	RCL-47		2	1080	+
	2	1055	*		RCL-84
1030	*		+		+
	+		RCL-47		CI-6=
	RCL-49		+		ARCL-X
	+		TI-6=	1085	FT-M
	TD-5=	1060	ARCL-X		AVIEW
1035	ARCL-X		FT-M		R/S
	FT-M		AVIEW		ME-7 IZQ=?
	AVIEW		R/S		PROMPT
	R/S		ME-6 DER=?	1090	RCL-51
	RCL-48	1065	PROMPT		2
1040	2		RCL-49		*

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	+		RCL-84	1145	RCL-55
	RCL-49	1120	+		+
1095	+		CI-7=		TD-8=
	TI-7=		ARCL-X		ARCL-X
	ARCL-X		FT-M		FT-M
	FT-M		AVIEW	1150	AVIEW
	AVIEW	1125	R/S		R/S
1100	R/S		ME-8 IZQ=?		RCL-54
	ME-7 DER=?		PROMPT		2
	PROMPT		RCL-53		*
	RCL-51		2	1155	RCL-61
	2	1130	*		+
1105	*		+		RCL-84
	+		RCL-51		+
	RCL-53		+		CI-8=
	+		TI-8=	1160	ARCL-X
	TD-7=	1135	ARCL-X		FT-M
1110	ARCL-X		FT-M		AVIEW
	FT-M		AVIEW		R/S
	AVIEW		R/S		ME-6 IZQ=?
	R/S		ME-8 DER=?	1165	PROMPT
	RCL-52	1140	PROMPT		RCL-55
1115	2		RCL-53		2
	*		2		*
	RCL-64		*		+
	+		+	1170	RCL-53

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: <u>PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO</u>					
<u>POR EL METODO DE KANI</u>					
	+		ARCL-X		R/S
	TI-9=		RT-M		ME-II DER=?
	ARCL-X		AVIEW	1225	PROMPT
	RT-M	1200	R/S		RCL-60
1175	AVIEW		RCL-58		2
	R/S		2		*
	RCL-56		*		+
	2		RCL-85	1230	RCL-59
	*	1205	+		+
1180	RCL-57		CI-10=		TD-II=
	+		ARCL-X		ARCL-X
	RCL-84		RT-M		RT-M
	+		AVIEW	1235	AVIEW
	CI-9=	1210	R/S		R/S
1185	ARCL-X		ME-10 120=?		RCL-61
	RT-M		PROMPT		2
	AVIEW		RCL-59		*
	R/S		2	1240	RCL-84
	RCL-57	1215	*		+
1190	2		+		RCL-54
	*		RCL-60		+
	RCL-84		+		CS-II=
	+		TI-10=	1245	ARCL-X
	RCL-56	1220	ARCL-X		RT-M
1195	+		RT-M		AVIEW
	CS-10=		AVIEW		R/S

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	ME-11 IZQ=?	1275	2		*
1250	PROMPT		*		+
	RCL-60		+		RCL-66
	2		RCL-60		+
	*		+	1305	TI-12=
	+	1280	TD-12=		ARCL-X
1255	RCL-63		ARCL-X		RT-M
	+		RT-M		AVIEW
	TI-11=		AVIEW		R/S
	ARCL-X		R/S	1310	RCL-65
	RT-M	1285	RCL-64		2
1260	AVIEW		2		*
	R/S		*		RCL-85
	RCL-62		RCL-84		+
	2		+	1315	CI-12=
	*	1290	RCL-52		ARCL-X
1265	RCL-85		+		RT-M
	+		C.S.-12=		AVIEW
	CI-11=		ARCL-X		R/S
	ARCL-X		RT-M	1320	ME-13 DER=?
	RT-M	1295	AVIEW		PROMPT
1270	AVIEW		R/S		2
	R/S		ME-12 IZQ=?		RCL-66
	ME-12 DER=?		PROMPT		*
	PROMPT		2	1325	+
	RCL-63	1300	RCL-63		RCL-63

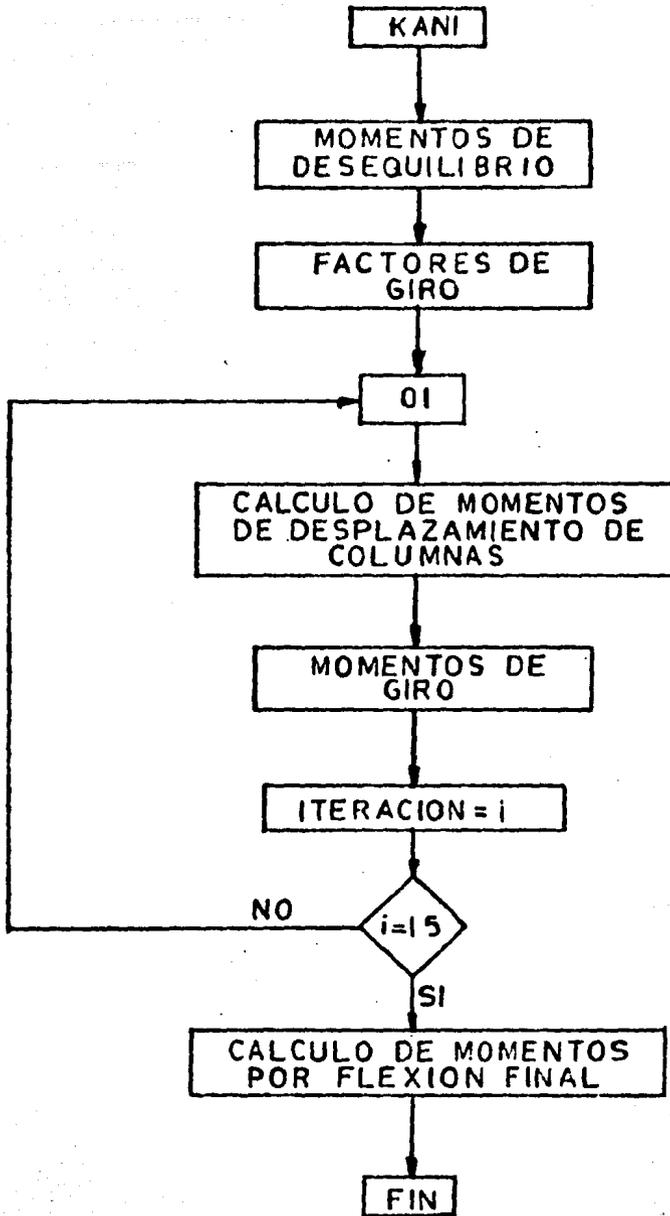
LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	+		TI-13=		AVIEW
	TD-13=		ARCL-X	1380	R/S
	ARCL-X	1355	RT-M		2
1330	RT-M		AVIEW		RCL-70
	AVIEW		R/S		*
	R/S		2		RCL-84
	RCL-67		RCL-68	1385	+
	2	1360	*		RCL-48
1335	*		RCL-85		+
	RCL-84		+		CS-14=
	+		CI-13=		ARCL-X
	RCL-50		ARCL-X	1390	RT-M
	+	1365	RT-M		AVIEW
1340	CS-13=		AVIEW		R/S
	ARCL-X		R/S		ME-14 IZQ=?
	RT-M		ME-14 DER=?		PROMPT
	AVIEW		PROMPT	1395	2
	R/S	1370	2		RCL-69
1345	ME-13 IZQ=?		RCL-89		*
	PROMPT		*		+
	2		+		RCL-72
	RCL-66		RCL-66	1400	+
	*	1375	+		TI-14=
1350	+		TD-14=		ARCL-X
	RCL-69		ARCL-X		RT-M
	+		RT-M		AVIEW

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
1405	R/S		*		+
	RCL-71		RCL-84		CI-15 =
	2		+		ARCL-X
	*		RCL-46	1460	r T-M
	RCL-85	1435	+		AVIEW
1410	+		CS-15 =		R/S
	CI-14 =		ARCL-X		ME-16 DER=?
	ARCL-X		r T-M		PROMPT
	r T-M		AVIEW	1465	RCL-75
	AVIEW	1440	R/S		2
1415	R/S		ME-15 IZQ=?		*
	ME-15 DER=?		PROMPT		+
	PROMPT		2		RCL-72
	2		RCL-72	1470	+
	RCL-72	1445	*		TD-16 =
1420	*		+		ARCL-X
	+		RCL-75		AVIEW
	RCL-69		+		R/S
	+		TI-15 =	1475	2
	TD-15 =	1450	ARCL-X r T-M		RCL-76
1425	ARCL-X		AVIEW		*
	r T-M		R/S		RCL-84
	AVIEW		2		+
	R/S		RCL-74	1480	RCL-44
	2	1455	*		+
1430	RCL-73		RCL-85		CS-16

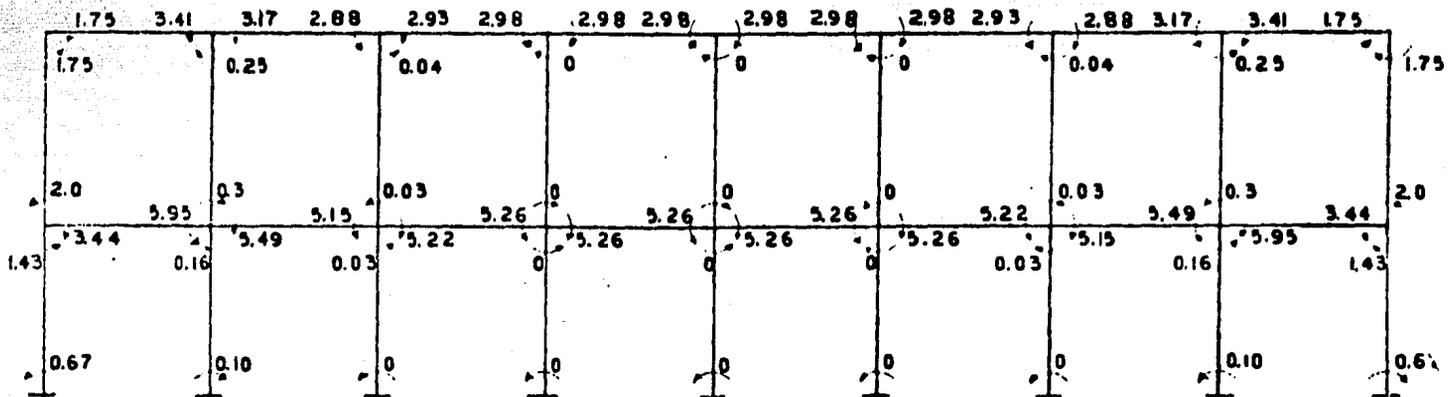
LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	ARCL-X		R/S	1535	ME-17 120=?
	Γ T-M	1510	ME-17 DER=?		PROMPT
1485	AVIEW		PROMPT		2
	R/S		RCL-78		RCL-78
	ME-16 120=?		2		*
	PROMPT		*	1540	+
	2	1515	+		RCL-82
1490	RCL-75		RCL-75		+
	*		+		TI-17=
	+		TD-17=		ARCL-X
	RCL-78		ARCL-X	1545	Γ T-M
	+	1520	Γ T-M		AVIEW
1495	TI-16=		AVIEW		R/S
	ARCL-X		R/S		2
	Γ T-M		2		RCL-80
	AVIEW		RCL-79	1550	*
	R/S	1525	*		RCL-85
1500	2		RCL-84		+
	RCL-77		+		CI-17=
	*		RCL-42		ARCL-X
	RCL-85		+	1555	Γ T-M
	+	1530	CS-17=		AVIEW
1505	CI-16=		ARCL-X		R/S
	ARCL-X		Γ T-M		ME-18 DER=?
	Γ T-M		AVIEW		PROMPT
	AVIEW		R/S	1560	2

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEONQ. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO					
POR EL METODO DE KANI					
	RCL-82		+		ARCL-X
	*		CI-18=		AVIEW
	+		ARCL-X	1615	R/S
	RCL-78	1590	r T-M		r T-M
1565	+		AVIEW		RCL-85
	TD-18=		R/S		RCL-74
	ARCL-X		RCL-85		+
	r T-M		RCL-81	1620	C-22=
	AVIEW	1595	+		ARCL-X
1570	R/S		C-19=		r T-M
	2		ARCL-X		AVIEW
	RCL-83		r T-M		R/S
	*		AVIEW	1625	RCL-85
	RCL-84	1600	R/S		RCL-71
1575	+		RCL-85		+
	RCL-39		RCL-80		C-23=
	+		+		ARCL-X
	CS-18=		C-20=	1630	r T-M
	ARCL-X	1605	ARCL-X		AVIEW
1580	r T-M		r T-M		R/S
	AVIEW		AVIEW		RCL-85
	R/S		R/S		RCL-68
	2		RCL-85	1635	+
	RCL-81	1610	RCL-77		C-24=
1585	*		+		ARCL-X
	RCL-85		C-21=		r T-M

LISTADO DE PROGRAMA		TESIS PROFESIONAL		M. LEON Q. J. DIAZ G.	
TITULO: PROGRAMA PARA RESOLVER EL MARCO POR EL METODO DE KANI					
	AVIEW	1665	END		
1640	R/S				
	RCL-85				
	RCL-65				
	+				
	C-25=				
1645	ARCL-X				
	r T-M				
	AVIEW				
	R/S				
	RCL-85				
1650	RCL-62				
	+				
	C-26=				
	ARCL-X				
	r T-M				
1655	AVIEW				
	R/S				
	RCL-85				
	RCL-58				
	+				
1660	C-27=				
	ARCL-X				
	r T-M				
	AVIEW				
	R/S				

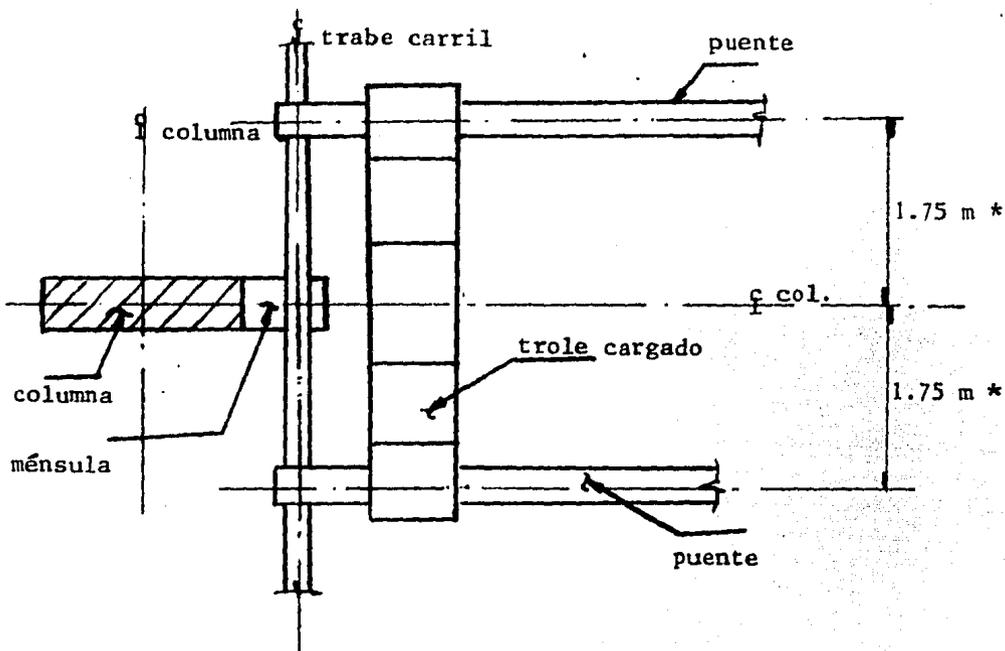


Debido a la acción de cargas verticales, se tienen los siguientes momentos flexionantes expresados en ton-m.



MARCO 1,2

Ahora, en el sentido transversal de la nave (ejes letra), cuando la grúa actúa en la columna considerando que los dos puentes de la misma están a igual distancia del apoyo: (ver figura).

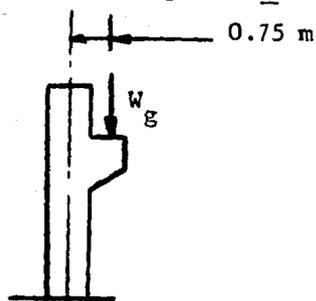


Bajo ésta condición, el peso de la grúa que descarga sobre la columna vale:

$$W_g = 0.75 \times 15.64 \times 2 = 23.46 \text{ ton}$$

y por lo tanto, el momento actuante será :

$$M = 23.46 \times 0.75 = 17.595 \text{ ton-m}$$



* Dimensión y carga proporcionadas del manual "Whiting Crene Handbook".

CARGAS ACCIDENTALES.

Análisis por viento.

Datos y fórmulas:

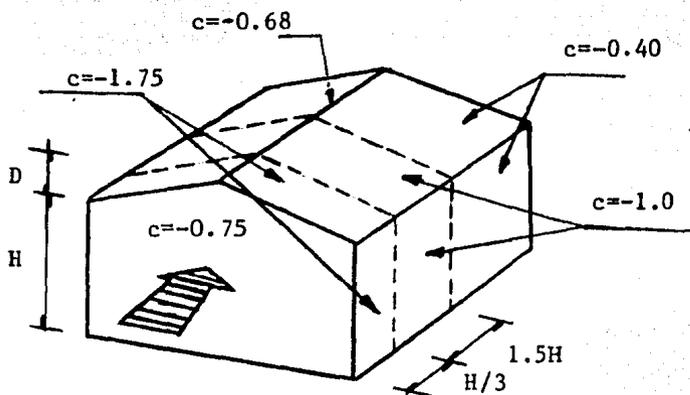
$$P = 0.0048 G C V_z^2$$

$$V_z = 160 \text{ Km/hr}$$

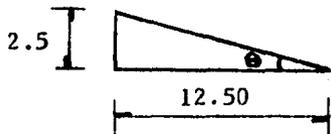
$$G = 1.0$$

Coefficiente de empuje C. (Del Manual de Obras Civiles de la C.F.E.).

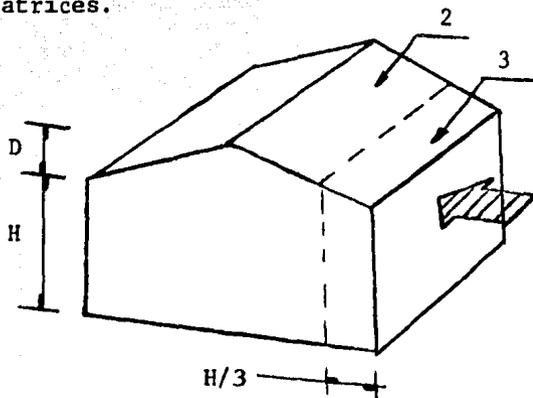
A) Viento paralelo a las generatrices.

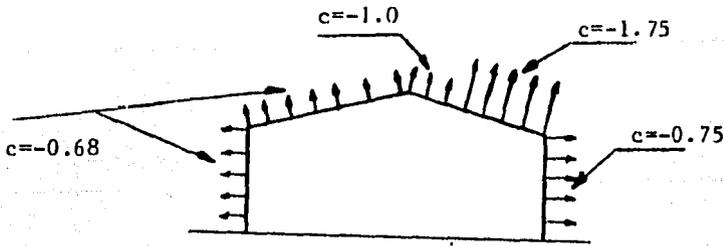


B) Viento normal a las generatrices.



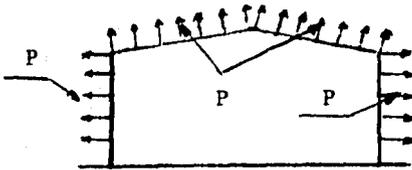
$$\theta = \text{ang tg } \frac{2.5}{12.50} = 11.31$$



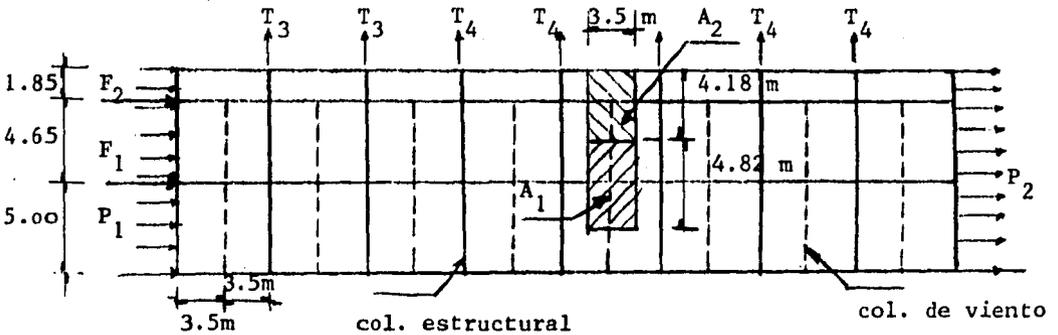


Empujes y fuerzas

A) Viento paralelo.



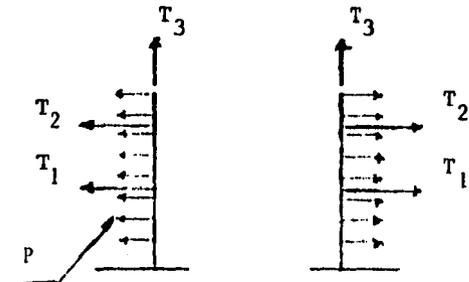
$$P = \begin{cases} 215.04 \text{ kg/m}^2 & \text{para } c=1.75 \\ 122.88 \text{ kg/m}^2 & \text{para } c=1.00 \\ 49.15 \text{ kg/m}^2 & \text{para } c=0.40 \end{cases}$$



$$P_1 = 92.16 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } c=0.75$$

$$P_2 = 83.56 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } c=0.68$$

En el sentido transversal de la nave:



áreas tributarias: (para P=215.04)

$$A_1 = 4.82 \times 3.5 \times 0.50 = 8.43 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4.18 \times 3.5 \times 0.50 = 7.32 \text{ m}^2$$

Para $P = 122.88 \text{ Kg/m}^2$ (2^{a} y 3^{a} Columnas)

$$A_1 = 4.82 \times 3.5 = 16.87 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 4.18 \times 3.5 = 14.63 \text{ m}^2$$

Cálculo de fuerzas.

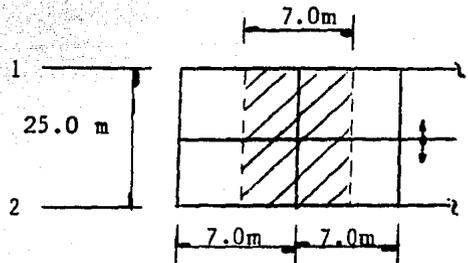
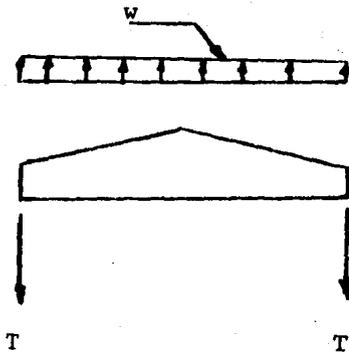
$$T_1 = 215.04 \times 8.43 = 1812.8 \text{ Kg}$$

$$\delta \quad T_1 = 122.88 \times 16.87 = 2073 \text{ Kg}$$

$$T_2 = 215.04 \times 7.32 = 1573 \text{ Kg}$$

$$\delta \quad T_2 = 122.88 \times 14.63 = 1797.7 \text{ Kg}$$

T_3 .- (Debido a la armadura)

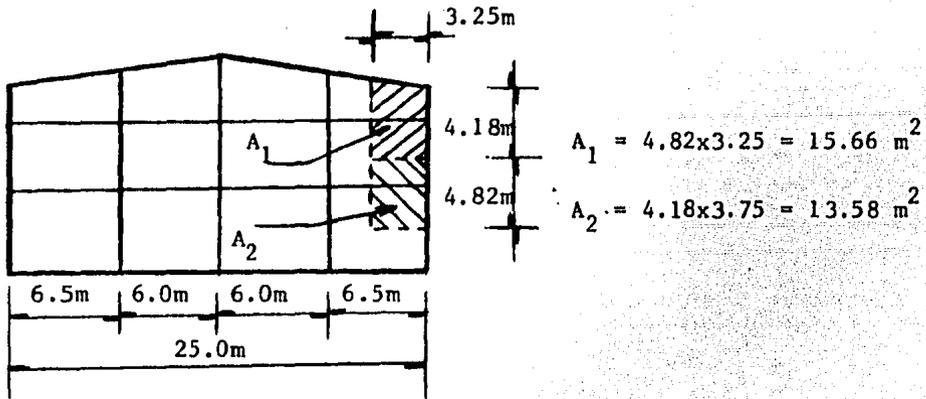


Reacciones:

$$T = \frac{wl}{2} = \frac{860.16 \times 25}{2} = 10752 \text{ Kg}$$

T_4 .- Resulta del empuje $P = 49.15 \text{ Kg/m}^2$ (menor), por lo que se omite su cálculo.

Para los marco 1 y 2:



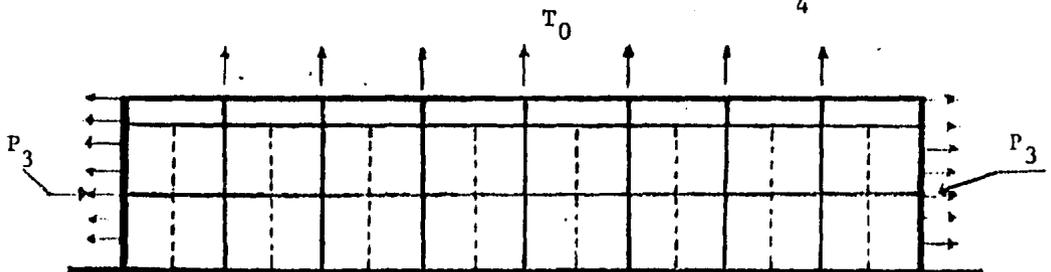
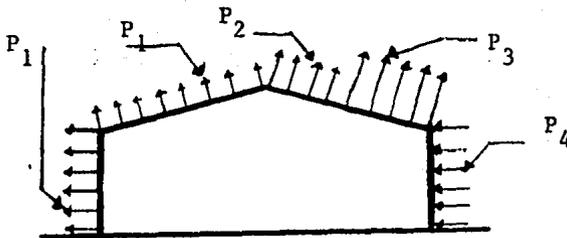
$$P = P_1 + P_2 = 92.16 + 83.56 = 175.72 \text{ kg/m}^2$$

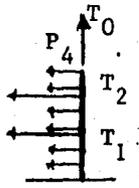
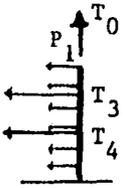
Cálculo de fuerzas:

$$F_1 = A_1 \times P = 15.66 \times 175.72 = 2751.77 \text{ kg}$$

$$F_2 = A_2 \times P = 13.58 \times 175.72 = 2386.27 \text{ kg}$$

B) Viento Normal.





Areas tributarias:

$$A_1 = 3.5 \times 4.82 = 16.87 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3.5 \times 4.18 = 14.63 \text{ m}^2$$

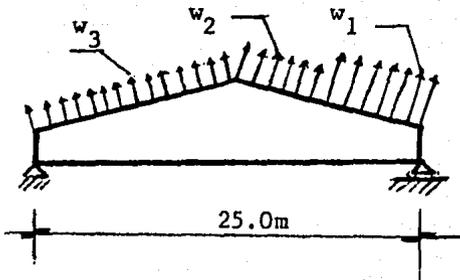
Cálculo de fuerzas:

$$T_1 = 16.87 \times 92.16 = 1554.7 \text{ kg.}$$

$$T_2 = 14.63 \times 92.16 = 13.48.3 \text{ kg}$$

$$T_3 = 14.63 \times 83.56 = 1222.5 \text{ kg}$$

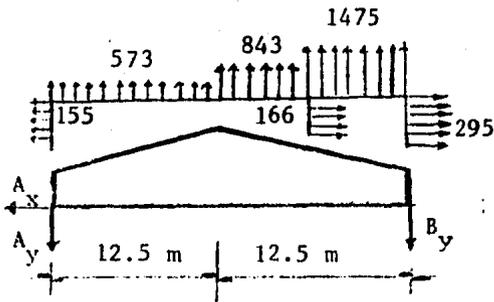
$$T_4 = 16.87 \times 83.56 = 1409.6 \text{ kg}$$



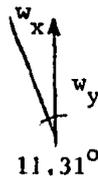
$$w_1 = 215.04 \times 7 = 1505.3 \text{ kg/m}$$

$$w_2 = 122.88 \times 7 = 860.2 \text{ "}$$

$$w_3 = 83.56 \times 7 = 584.9 \text{ "}$$



descomposición de fuerzas:



$$w_y = \cos 11.31^\circ = 0.98$$

$$w_x = \sin 11.31^\circ = 0.196$$

Cálculo de reacciones:

$$F_y = 0$$

$$-573 \times 12.5 - 843 - 1475 \times 6.25 + A_y + B_y = C$$

$$-21650 + A_y + B_y = C$$

$$F_x = 0$$

$$-115 \times 12.5 + 168 \times 6.25 + 295 \times 6.25 - A_x = 0$$

$$A_x = 1456.25 \text{ Kg}$$

$$M_B = 0$$

$$573 \times 12.5 \times 18.75 + 843 \times 6.25 \times 9.375 + 1475 \times 6.25 \times 3.125 -$$

$$A_y \times 25.0 = 0$$

$$212500 - 25 A_y = 0$$

$$A_y = 8500 \text{ Kg}$$

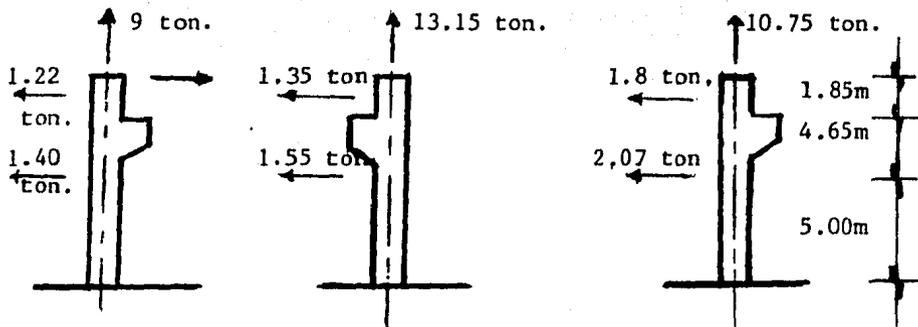
$$\text{De } F_y = 0; 21650 + 8500 + B_y + C$$

$$B_y = 13150 \text{ Kg} = T_o$$

Como puede observar, la fuerza horizontal que ejerce la armadura, es de sentido contrario a la dirección del viento, por lo que en el momento de presentarse, ayuda a contrarrestar los efectos de éste sobre la columna; de esta manera, resultará indiferente la posición que se le asigne al apoyo fijo de la armadura.

En el otro sentido, no se generan al marco efectos por el viento.

Haciendo un resumen de la acción del viento sobre las - columnas del edificio (en el sentido transversal de la nave), se presentan las dos condiciones de trabajo siguientes:



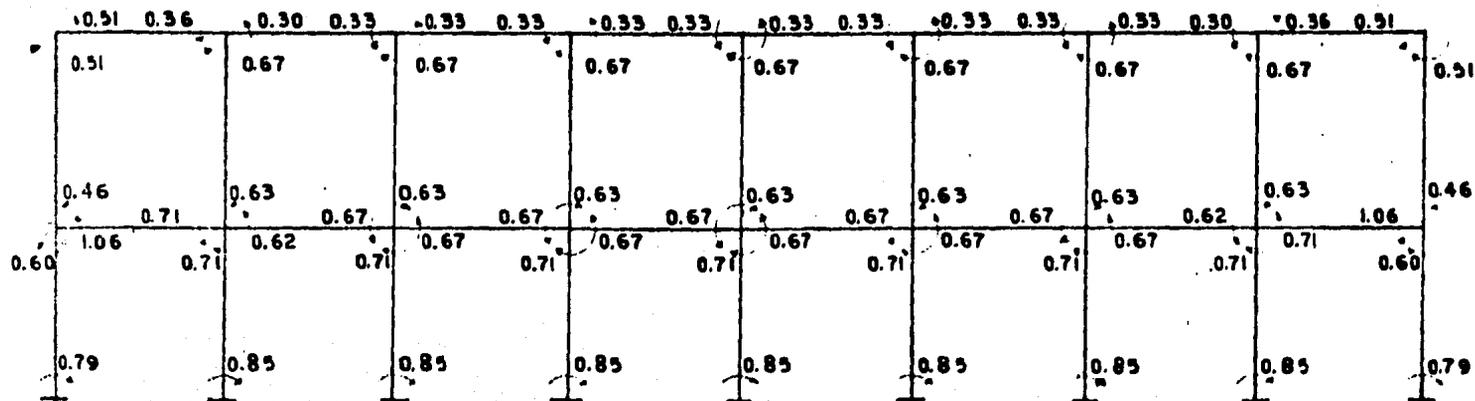
V. normal a las generatrices.

V. paralelo a las gen.

El momento actuante mayor será el que provoque el viento cuando sopla paralelamente a las generatrices y cuyo valor es :

$$M = 2.07 \times 5 + 1.8 \times 9.65 = 27.72 \text{ ton-m.}$$

Para el sentido ortogonal del anterior (marco 1,2), se utiliza el método de G. Kani mediante el programa citado anteriormente para obtener los momentos flexionantes que actúan sobre dichos marcos al presentarse el viento. Estos serán, expresados en ton-m.:



MARCO 1,2

Análisis por sismo:

Datos y fórmulas:

$$C_o = 0.16$$

$$Q = 4 \text{ (según tabla 2, pág. 17)}$$

$$C = C_o / Q = 0.04$$

$$F = \frac{w_i h_i}{w_i h_i} C w_i$$

Análisis en marcos longitudinales . Para tomar en cuenta la carga que actúa en los marcos 1,2, se toma un ancho tributario - de 12.5.m por lo que las descargas son:

2º nivel.

Carga por armaduras

$$113 \times 7 \times 12.5 \times 7 = 69.212 \text{ ton.}$$

$$113 \times 3.5 \times 12.5 \times 2 = \frac{9.887}{79.100} \text{ "}$$

Peso de trabes

$$0.20 \times 0.60 \times 56 \times 2.4 = 16.13 \text{ ton}$$

$$0.25 \times 0.60 \times 6.7 \times 8 \times 2.4 = \underline{19.29} \text{ "}$$

$$35.42 \text{ ton}$$

Peso de columnas

$$0.30 \times 1 \times 4.475 \times 2.4 \times 9 = 29 \text{ ton}$$

Peso de muros

$$1.55 \times 6.7 \times 0.20 \times 8 = 16.16 \text{ ton}$$

carga por la grúa (carga máxima en rueda= 15.64 ton, tomando en --
cuenta las 20 ton.).

$$2 \times 15.64 = 31.3 \text{ ton.}$$

$$\text{TOTAL } W_g = 191.44 \text{ ton}$$

1^{er} nivel:

peso de traves:

$$0.25 \times 0.60 \times 6.7 \times 8 \times 2.4 = 19.29 \text{ ton.}$$

peso de columnas:

$$4.675 \times 0.30 \times 1 \times 9 \times 2.4 = 30.294 \text{ ton.}$$

peso de muro:

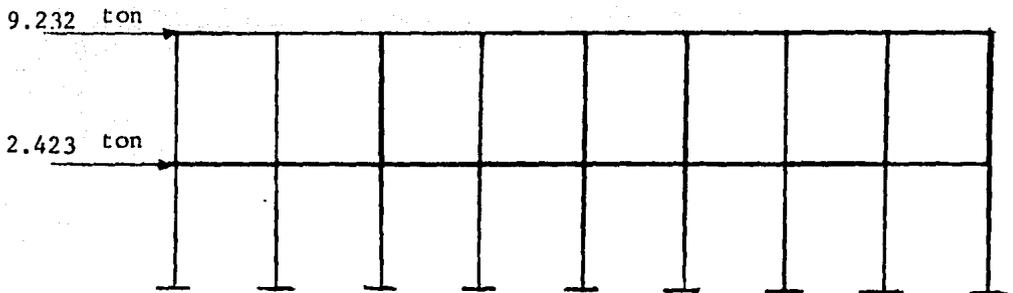
$$4.7 \times 6.7 \times 0.20 \times 8 = 50.384 \text{ ton.}$$

$$\text{TOTAL } W_g = 99.968 \text{ ton}$$

Por medio de un análisis simplificado, se obtienen las ---
fuerzas y cortantes sísmicas siguientes:

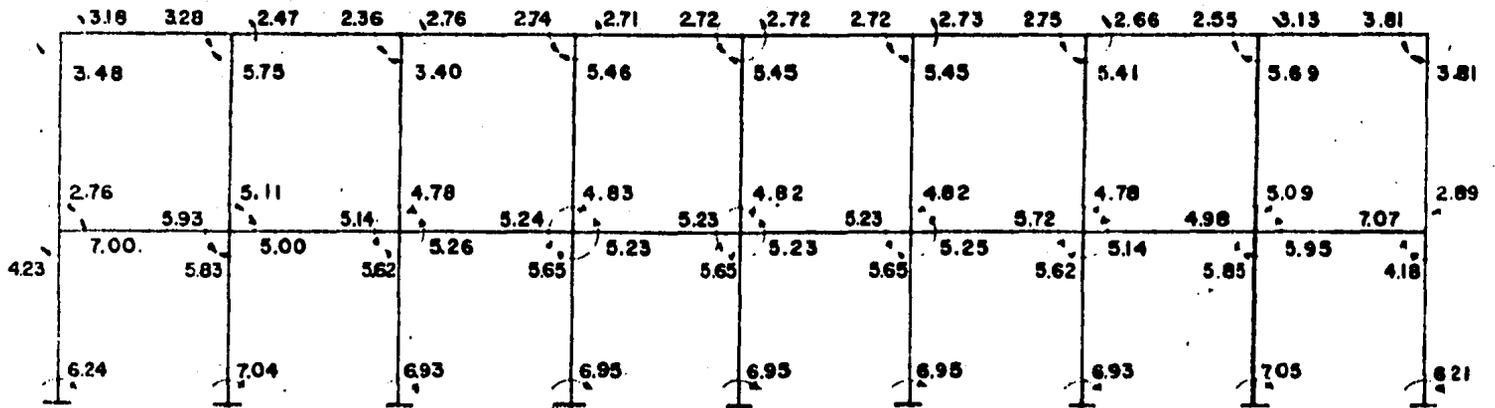
Nivel	Entre- piso	h _i (m.)	w _i (ton)	w _i h _i	F (ton)	V (ton)
2		9.350	191.44	1789.9640	9.232	
	2					9.232
1		4.70	99.968	469.849	2.423	
	1					11.656
			291.41	2559.8130		

El sistema de cargas para el marco en estudio es:



Marco 1,2

y los momentos flexionantes, expresados en ton-m, que resultan de resolver el marco bajo la acción de fuerzas sísmicas son: (utilizando el programa de solución del método de Kani)



MARCO 1,2

Ahora, considerando la actividad sísmica en el sentido -- transversal de la nave, se tiene que la condición más desfavorable se presenta cuando la grúa cargada se encuentra alineada con el eje de una columna (ver fig.).

De esta manera, las fuerzas sísmicas que se presentarán - serán como sigue: $C_0 = 0.16$, $Q = 2$ (ver tabla 2, pág. 17).

Fuerza F_1 (por techumbre)

$$C = C_0 / Q = 0.08$$

$$C.M. = 53 \text{ kg/m}^2$$

$$C.V._{\text{red}} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 73 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{\text{trib.}} = 7 \times 25 = 175 \text{ m}^2$$

(se considera todo el ancho del edificio por el apoyo - fijo de la armadura).

$$W = 175 \times 73 = 12.76 \text{ ton.}$$

$$F_1 = 0.08 \times 12.76 = 1.022 \text{ ton}$$

Fuerza F_2 (debido a la grúa)

$$W_g = 23.46 \text{ ton.}$$

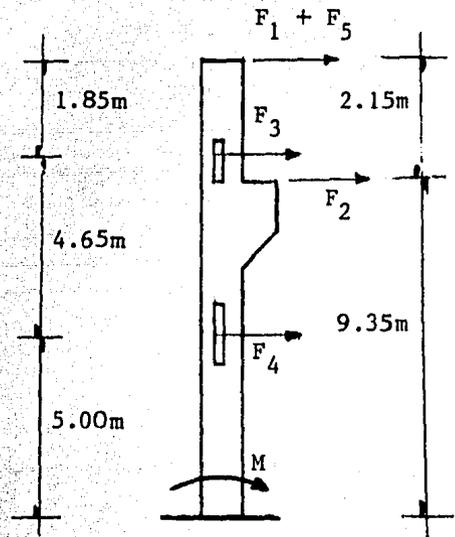
$$F_2 = 0.08 \times 23.46 = 1.88 \text{ ton}$$

Fuerza F_3 (2° nivel)

$$W = 1.55 \times 6.70 \times 0.20 + 0.25 \times 0.60 \times 6.70 \times 2.4 + 0.30 \times 1.0 \times 4.17 \times 2.4$$

$$= 7.49 \text{ ton.}$$

$$F_3 = 0.08 \times 7.49 = 0.60 \text{ ton.}$$



Fuerza F_4 (1^{er} nivel):

$$W = 4.05 \times 6.70 \times 0.20 + 0.25 \times 0.60 \times 6.70 \times 2.40 + 0.30 \times 1.0 \times 4.82 \times 2.40 \\ = 11.30 \text{ ton.}$$

$$F_4 = 0.08 \times 11.30 = 0.90 \text{ ton.}$$

Fuerza F_5 (trabe superior):

$$W = 0.20 \times 0.60 \times 6.70 \times 2.4 = 1.93 \text{ ton.}$$

$$F_5 = 0.08 \times 1.93 = 0.15 \text{ ton.}$$

y el momento actuante es:

$$M = (1.022 + 0.15) \times 11.5 + 0.60 \times 9.65 + 1.88 \times 9.35 + 0.90 \times 5.0 \\ = 41.34 \text{ ton-m.}$$

Cargas por fricción.

Por efectos de fuerza horizontal longitudinal sobre el carril de la grúa viajera, según el Manual Monterrey, ésta se calcula con el 10% de las cargas máximas en las ruedas y se considera - actuando en la cabeza del riel; así:

$$W_{\text{izaje}} = 20 \text{ ton.}$$

$$\text{Claro} = 75'$$

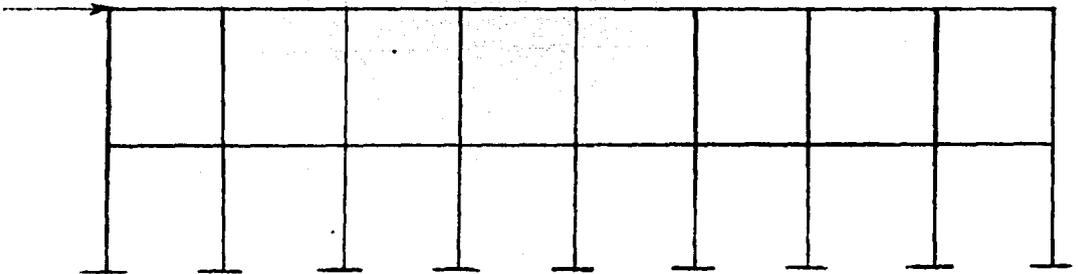
$$\text{Carga máxima por rueda} = 15.64 \text{ ton.}$$

Si la grúa tiene 4 ruedas, la fuerza longitudinal para cada riel -- vale:

$$F = 0.10 \times 2 \times 15.64 = 3.128 \text{ ton.}$$

y la condición de carga para el marco será:

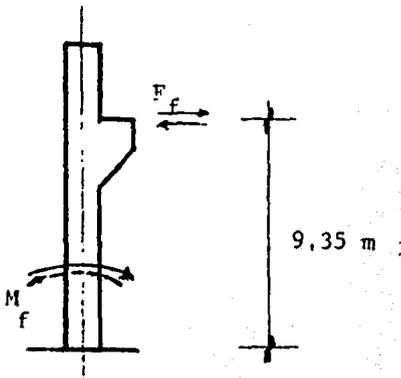
3.128 ton.

Marco 1,2

Como puede observarse, el sistema de cargas para esta condición no es mayor que para la de sismo analizada anteriormente, por lo que se omite el cálculo de momentos flexionantes por la carga de fricción (carga accidental).

En la otra dirección: Fuerza transversal debida al freno del trole y que actúa sobre la cabeza del riel del carril de la grúa. De acuerdo al Manual Monterrey, se puede obtener con el 10% de la carga que pueda levantar más el peso del carro.

$$F_f = 0.10 \times (20 + 3.363^*) = 2.336 \text{ ton}$$



$$M_f = 2.336 \times 9.35$$

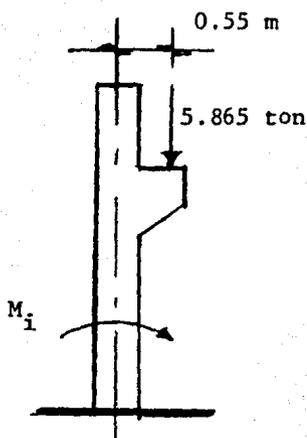
$$= 21.84 \text{ ton-m.}$$

* Peso del carro de la grúa
(según "Whiting Crane Handbook")

Cargas por Impacto:

Fuerza vertical debida al desplazamiento de la grúa viajera. Se considera el 25% del peso total de la grúa más la carga levantada (según especifica el Manual Monterrey).

$$W_i = 15.64 \times 0.75 \times 0.25 = 5.865 \text{ ton}$$



El momento producido por éste efecto será:

$$M_i = 5.865 \times 0.55 = 3.225 \text{ ton-m.}$$

Otros factores importantes por conocer son los que se refiere a los momentos flexionantes positivos, cortantes y reacciones en las trabes de los marcos longitudinales y se obtendrán a partir de las siguientes expresiones:

$$V_{\text{iso}} = \frac{W_i}{2} \quad ; \quad V_{\text{hip}} = \frac{M_2 - M_1}{l}$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{iso}} + V_{\text{hip}} \quad ; \quad M_{(+)} = \frac{(V_{\text{total}})^2}{2W} - M_1$$

		w = 0.73 ton/m							
2º nivel									
M(-) ton-m	1.75	3.41	3.17	2.8	2.93	2.9	2.98	2.98	simétrico
V _{iso} ton	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	
V _{hip} ton	-0.237	0.237	0.041	-0.04	-0.007	0.007	0	0	
V _{tot} ton	2.313	2.792	2.596	2.509	2.543	2.562	2.55	2.55	
R ton	2.313	5.38		5.052		5.117		5.10	
M(+) ton-m		1.929		1.446		1.516		1.474	

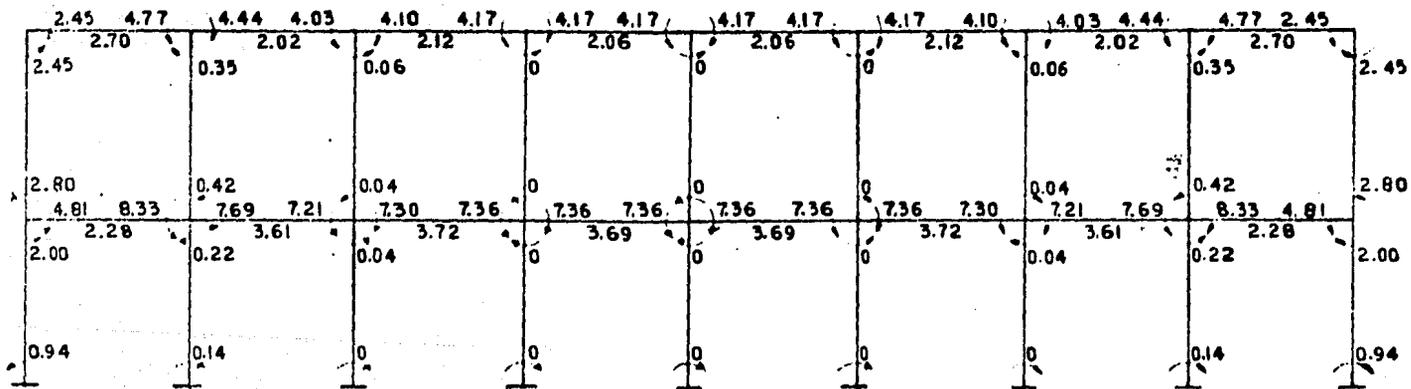
Cortantes, Reacciones y Momentos Positivos

(tomados del marco pág. 54)

		w = 1.29 ton/m							
1º nivel									
M(-) ton-m	3.44	5.95	5.49	5.15	5.22	5.26	5.26	5.26	simétrico
V _{iso} ton	4.151	4.515	4.515	4.515	4.515	4.515	4.515	4.515	
V _{hip} ton	-0.359	0.359	0.049	-0.05	-0.006	0.006	0	0	
V _{tot} ton	3.791	4.509	4.564	4.466	4.509	4.521	4.515	4.515	
R ton	3.791	9.073		8.9750		9.036		9.030	
M(+) ton-m		1.63		2.584		2.66		2.641	

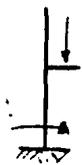
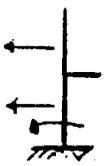
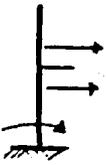
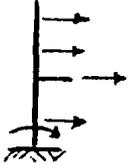
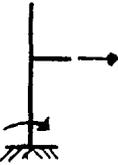
Cortantes, Reacciones y Momentos Positivos

A continuación se presentan los marcos 1,2 con las combinaciones de carga necesarias para llevar a cabo el diseño:



MARCO 1,2

Fig. a 1.4 (M_{ce}).

Cond.	Descripción	Representación	Momento ton-m
1	Carga estática, actuando la grúa en una de las columnas.		17.595 ton-m
2	Viento paralelo a las generatrices, actuando como succión en la columna (acción más desfavorable).		-27.72 ton-m
3	Viento normal a las generatrices, actuando como presión sobre la columna.		20.77 ton-m
4	Sismo, actuando en la columna cargada con la grúa viajera.		+41.34 ton-m
5	Por efectos de fricción cuando frena o arranca el trole cargado de la grúa.		+21.84 ton-m
6	Por efectos de impacto cuando la grúa viajera se desplaza en sentido longitudinal del edificio.		3.225 ton-m

De la tabla anterior, se aplican los factores de carga correspondientes a las siguientes consideraciones:

Carga estática vertical.

$$\begin{aligned} M_u &= 1.4 M_{ce} \\ &= 1.4 \times 17.595 = 24.63 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Carga estática + cargas accidentales.

a) C. estát. + c. por fricción

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 (M_{ce} + M_{cf}) \\ &= 1.1 (17.595 + 21.84) = 43.378 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

b) C. estát. + c. por impacto

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 (M_{ce} + M_i) \\ &= 1.1 (17.595 + 3.225) = 22.902 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

c) C. estát. + sismo ó viento

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 (M_{ce} + M_s) \\ &= 1.1 (17.595 + 41.34) = 64.828 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

d) C. estát. + c. por fricción + viento

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 (M_{ce} + M_{cf} + M_v) \\ &= 1.1 (17.595 + 21.84 + 20.77) = \boxed{66.626 \text{ ton-m}} \\ \delta &= 1.1 (17.595 - 21.84 - 27.72) = -35.16 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

e) C. estát. + c. por impacto + viento

$$\begin{aligned} M_u &= 1.1 (M_{ce} + M_i + M_v) \\ &= 1.1 (17.595 + 3.225 + 20.77) = 45.749 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

El momento último o de diseño, tiene un valor de 66.626 - ton-m y resultó del hecho de considerar que cuando el viento está soplando, el trole de la grúa viajera está arrancando o frenando - llevando consigo la carga de 20 toneladas.

II.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL.

DISEÑO DE ELEMENTOS. El dimensionamiento de elementos estructurales, se hará como se indicó en las bases de diseño, empleando el criterio de resistencia última de los materiales o diseño plástico.

MARCOS 1 y 2. Del esquema de combinación de momentos, figuras a y b, se tienen los momentos últimos o de diseño.

Trabe nivel NIV 5.30 (1^{er} nivel)

Diseño por flexión. La relación M/bd^2 , nos proporcionará de acuerdo a la figura 2 de la página 178 del libro 401 - del Instituto de Ingeniería de la UNAM. el porcentaje de acero que debe llevar la sección del elemento para soportar adecuadamente el momento que se presenta.

El área de acero mínima, se obtendrá a partir del porcentaje mínimo que según el reglamento del D.F. será de:

$$P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.00235$$

se puede tomar: $P_{\min} = 0.0025$

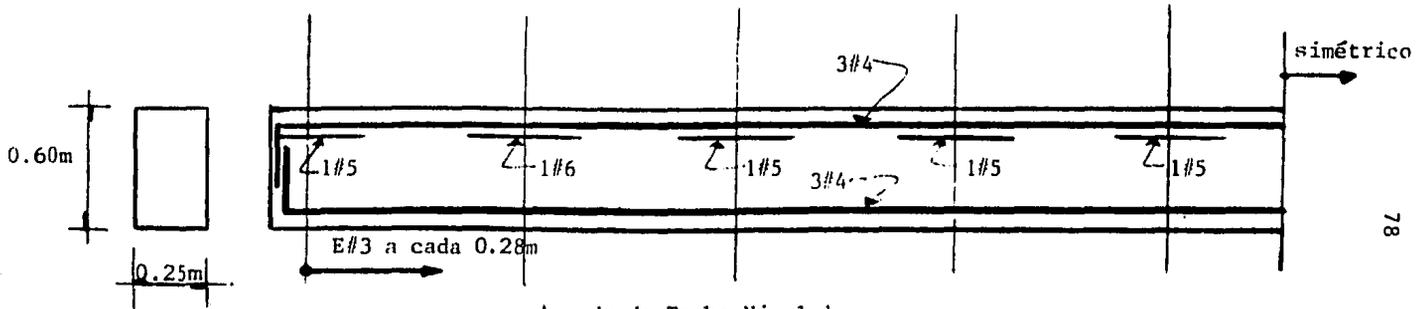
Trabe 1^{er} nivel

1.4M _{ce}	-4.81	-8.53	-7.69	-7.21	-7.3	-7.36	-7.36	simétrico
	2.282		3.618		3.724		3.697	
1.1M _{ce} + M _s	3.916*	*-13.07	-0.539	*-11.32	0.05*	*-11.56	-0.028	*-11.54
	-11.56*	*-0.005	-11.52*	-0.011	-11.54*	-0.0080	-11.54*	-0.026

* momentos de diseño en ton-m.
(tomados del marco pág. 73 y 74).

M(+) _u	M(-) _u	condición.	M/bd ² .	P%	A _s	A _s min	varillas.
3.916		1.1M _{ce} + M _s	5.18	0.00250	3.450	3.450	3#4 = 3.81 cm ²
	11.56	"	15.29	0.00430	5.910	"	3#4+1#5=5.8 cm ²
	13.08	"	17.29	0.00490	6.750	"	3#4+1#6=6.68 cm ²

Areas de Acero por Flexión



Armado de Trabe Nivel 1

Revisión por cortante.-

Fuerza cortante que toma el concreto. De la sección 2.1.5. del libro 401 del Itto. de Ingeniería, se tienen expresiones de V y se aplican cuando la sección transversal del elemento, tiene una dimensión h menor que un metro y, además, la relación h/b no excede de 6. Específicamente para vigas y que tengan una relación claro a peralte total L/h no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto será:

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30p) f_c^* \quad \text{si } p < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R bd f_c^* \quad \text{si } p \geq 0.01$$

$$\text{donde } p = \frac{A_s}{bd} \quad ; \quad f_c^* = 0.8f_c'$$

Cuando la fuerza cortante de diseño V_u , es mayor que V_c , se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su espaciamiento S , se determinará con la expresión.

$$S = \frac{F_R A_s f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} = \frac{F_R A_s f_y}{3.50}$$

A_v - área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S .

G - ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza.

$$\text{si } V_{CR} < V_u \leq 1.5 F_R b d f_c^* , \quad s \leq 0.5 d$$

$$\text{si } V_u > 1.5 F_R b d f_c^* , \quad s \leq 0.25 d$$

$$\text{cuidar que } V_u \leq 2.5 F_R b d f_c^*$$

por lo tanto se tiene para :

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 55(0.2 + 30 \times 0.0048) 160 = 4786 \text{ Kg}$$

$$p = \frac{6.68}{25 \times 55} = 0.0048$$

$$f_c^* = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 4.564 \times 1.4 = 6.389 \text{ ton} = 6389 \text{ Kg}$$

$$V_u > V_{CR}$$

por lo tanto se utilizarán estribos con un espaciamiento de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 55}{6389 - 4786} = 163.7 \text{ cm}$$

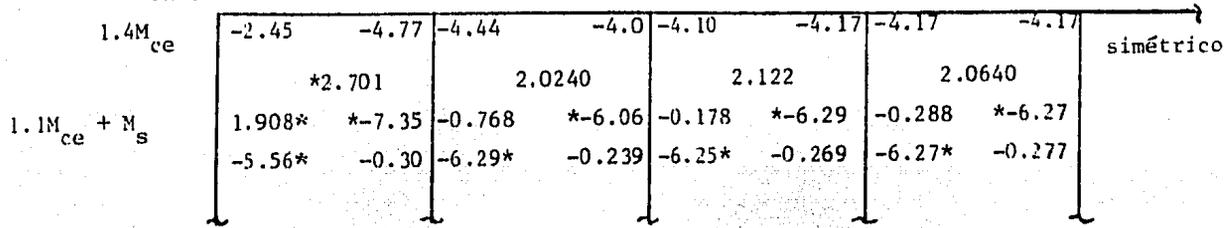
$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 54.5 \text{ cm}$$

$$\text{acero mínimo, } S = \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

por lo tanto, Est # 3.

La revisión por flecha se calcula en la pág. 82.

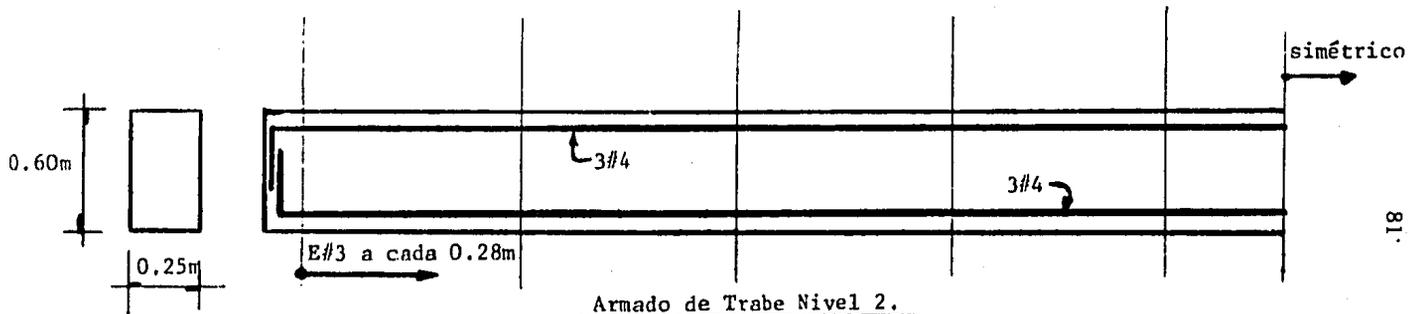
Trabe 2^o nivel



*momentos de diseño en ton-m
(tomados del marco pág. 73 y 74).

M(+) _u	M(-) _u	condición.	M/bd ² .	P%.	A _s	A _s min.	varillas.
2.701		1.4M _{ce}	3.57	0.0025	3.430	3.430	3#4 = 3,81 cm ²
	7.359	1.1M _{ce} + M _s	9.73	0.0028	3.850	"	" "
	6.292	"	8.32	0,0025	3.430	"	" "
	5.566	"	7.36	"	"	"	" "

Areas de Acero por Flexión



Armado de Trabe Nivel 2.

Revisión por cortante.-

$$V_u = 2.792 \times 1.4 = 3.909 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.00277) \sqrt{160} = 3939 \text{ Kg}$$

ya que $p = \frac{3.81}{25 \times 55} = 0.00277$ $V_{CR} > V_u$ se usará acero mínimo

$$s = \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

usar est. # 3₂₈ cm

-Revisión por Flecha.-

La deflexión máxima que se presenta en una viga empotrada en sus dos extremos, que es el caso, está dada por la expresión:

$$d_{\text{máx.}} = WL^3/384EI$$

En la sección II.1, análisis estructural (pág. 25) se consideraron para las trabes del 1^o y 2^o nivel las siguientes cargas uniformemente-repartidas:

trabe 1er. nivel ; $w_1 = 1.29 \text{ ton/m}$

trabe 2o. nivel ; $w_2 = 0.73 \text{ ton/m}$

y sustituyendo valores se tiene: (tomando la w_1 que es la mayor).

$$d_{\text{máx.}} = 1.29 \times 10 \times 700 \times (700)^3 / 384 \times 1.41 \times 10^5 \times 4.5 \times 10^5 = 0.127 \text{ cm.}$$

ya que: $E_c = 10,000 (f'_c)^{0.5} = 10,000 (200)^{0.5} = 141,000 \text{ kg/cm}^2$,

$$I = 25 \times (60)^3 / 12 = 450,000 \text{ cm}^4 \quad (\text{sección } 25 \times 60)$$

La deformación máxima permisible, de acuerdo al manual de diseño de obras civiles es ; $d_{\text{per.}} = 1/360 = 700/360 = 1.95 \text{ cm}$; por lo tanto la deformación que se presenta es permisible.

DISEÑOS DE COLUMNAS.

Obtención de la carga axial.

En el sentido de los ejes letra:

- a) Debido a la cubierta: $P = 7 \times 12.5 \times 0.113 = 10$ ton
 b) Debido a la grúa viajera: $P = 1.1 \times 23.46 = 25.806$ ton

En el sentido de los ejes número:

Del análisis del marco se obtuvo una carga P de 14.461 ton

Así, la carga total para diseño tendrá un valor de :

$$P_T = 10 + 25.806 + 14.461 = 50.266 \text{ ton}$$

Los momentos de diseño, se obtienen a partir de las combinaciones de carga en ambos sentidos de la columna.: $M_{ax} = 0.05 \times 50.266 = 2.51$ ton-m.

$$M_{ay} = 0.02 \times 50.266 = 1.0 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 50.266 \text{ ton}$$

$$M_{xu} = 66.826 \text{ ton-m} + 2.51 = 68.77 \text{ ton-m.}$$

$$M_{yu} = 7.856 \text{ ton-m} + 1.0 = 8.856 \text{ ton-m.}$$

$$K = 2.1$$

$$I_x = 2,500,000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 225,000.00 \text{ cm}^4$$

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

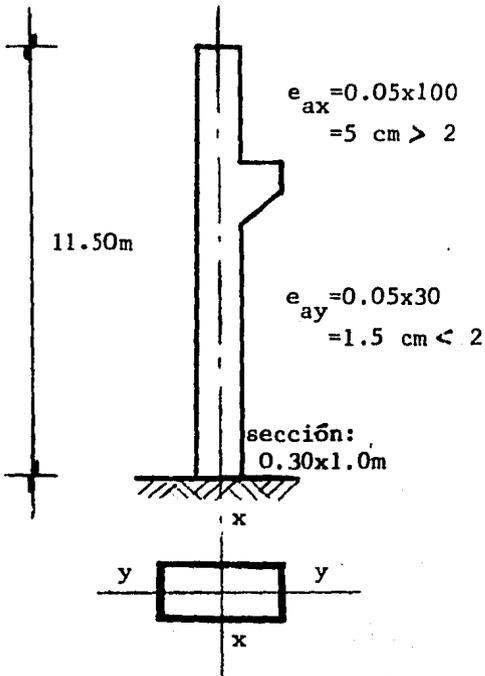
$$r_y = 9 \text{ cm}$$

revisando la esbeltez:

para el sentido x-x (más crítico)

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.1 \times 1150}{30} = 80.5 > 22$$

∴ la columna es esbelta.



$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$B_d = 0.10$$

$$EI_x = \frac{1.41 \times 10^5 \times 2.5 \times 10^6 \times 0.40}{1 + 0.10} = 1.28 \times 10^{11}$$

$$P_{cx} = \frac{1.28 \times 10^{11} \times (3.1416)^2}{(2.1 \times 1150)^2} = 216,609.5 \text{ kg.}$$

$C_m = 1.0$ (la estructura puede desplazarse).

$$d_x = \frac{1}{1 - \frac{50,266.0}{216,609.5}} = 1.30$$

$$M_{dx} = 1.3 \times 68.77 = 89.4 \text{ ton-m.}$$

Para el sentido y-y:

Trabes.- sección de 0.25x0.60 m

$$I_x = 450,000 \text{ cm}^4$$

$$R = \frac{450,000}{700} = 643$$

Columna.- $I_y = 225,000 \text{ cm}^4$

$$R_1 = \frac{2.25 \times 10^5}{465} = 484 \quad ; \quad R_2 = \frac{2.25 \times 10^5}{500} = 479$$

$$f_{ia} = \frac{\sum R_{col.}}{R_{tra.}} = \frac{484 + 479}{2 \times 643} = 0.75$$

$$\left. \begin{array}{l} f_{ia} = 0.75 \\ f_{ib} = 0 \end{array} \right\} \text{ marco desplazable, } k = 1.1$$

$$\frac{k_1 l}{r_y} = \frac{1.1 \times 500}{9} = 57.44 > 22 \quad \therefore \text{ columna esbelta.}$$

$$EI_y = \frac{1.41 \times 10^5 \times 2.25 \times 10^5 \times 0.40}{1.1} = 1.15 \times 10^{10}$$

$$P_{cy} = \frac{1.15 \times 10^{10} \times 3.1416^2}{(1.1 \times 500)^2} = 425,980.41 \text{ kg.}$$

$$d_y = \frac{1}{1 - \frac{50,266.00}{425,980.4}} = 1.14$$

$$M_{dy} = 8.856 \times 1.4 = 10.10 \text{ ton-m}$$

Así;

$$P_u = 50.266 \text{ ton.}$$

$$M_{xu} = 89.40 \text{ ton-m}$$

$$M_{yu} = 10.10 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 47.58 \text{ cm}^2 \quad (6\#8 + 6\#6)$$

$$p = 1.6\%$$

usando la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}$$

Cálculo de P_o .-

$$P_o = 0.85 \times 200 \times 30 \times 100 + 47.58 \times 4200 = 709,836 \text{ kg.} = 709.836 \text{ ton}$$

Cálculo de P_x .-

$$e_x = \frac{89.40}{50.266} = 1.77 \text{ m} = 177 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{t} = \frac{177}{100} = 1.77$$

$$\frac{d}{t} = \frac{95}{100} = 0.95$$

$$w = \frac{0.016 \times 4200}{0.85 \times 200} = 0.40 \quad \text{por lo tanto, } \phi_c = 0.20$$

$$P_x = 0.2 \times 30 \times 100 \times 200 \times 0.85 = 102,000 \text{ kg} = 102 \text{ ton.}$$

Cálculo de P_y .-

$$e_y = \frac{10.10}{50.266} = 0.20 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{t} = \frac{0.20}{0.30} = 0.66$$

$$\frac{d}{t} = \frac{25}{30} = 0.85$$

$$w = 0.40 \quad \text{por tanto, } \delta_c = 0.35$$

$$P_y = 0.35 \times 30 \times 100 \times 200 \times 0.85 = 178,500 \text{ kg} = 178.5 \text{ ton.}$$

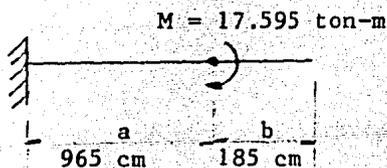
sustituyendo en la fórmula de Bresler:

$$1/P_r = 1/102 + 1/178.5 - 1/709.83 = 0.01399$$

$$P_r = 71.44 \text{ ton.} \quad P_r > P_t \quad \therefore \text{se acepta}$$

Obtención del desplazamiento de la columna debido a cargas horizontales bajo las condiciones más desfavorables y considerandola en cantiliver:

1.- bajo condición estática (cuando la carga es aplicada en la ménsula): $I_x = 2.5 \times 10^6 \text{ cm}^4$ y $E = 1.41 \times 10^5$

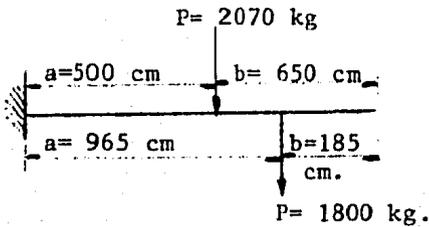


$$d_{\text{máx}} = \frac{Ma^2}{2EI} \left(1 + \frac{2b}{a} \right)$$

$$d_{\text{máx}} = \frac{17.595 \times 10^5 (965)^2}{2 \times 1.41 \times 10^5 \times 2.5 \times 10^6} \times \left(1 + \frac{2 \times 185}{965} \right)$$

$$= 3.2 \text{ cm}$$

2.- bajo la acción de viento paralelo a las generatrices:



$$d_{\text{máx.}} = \frac{Pa^3}{3EI} \left(1 + \frac{3b}{2a} \right)$$

$$d_{\text{máx.}} = \frac{2070 \times (500)^3}{3 \times 1.41 \times 10^5 \times 2.5 \times 10^6} \times$$

$$\left(1 + \frac{3 \times 650}{2 \times 500} \right)$$

$$= 0.72 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{máx.}} = \frac{1800(965)^3}{3 \times 1.41 \times 10^5 \times 2.5 \times 10^6} + \left(1 + \frac{185 \times 3}{965 \times 2} \right) = 1.96 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{total}} = 0.72 + 1.96 = \underline{2.7 \text{ cm}}$$

Los desplazamientos calculados fueron hechos basándose en el reglamento de la C.F.E. (Art. 3.3.3.2.a.) que dice: "Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondiente, salvo donde los elementos, que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella de tal forma que no sufran daños por la deformación de ésta; en este caso el límite en cuestión podrá tomarse igual a 0.016", para lo cual el desplazamiento permisible se tomará igual a ;

$$d_{\text{per.}} = 0.016 \times 1150 = 9 \text{ cm.}$$

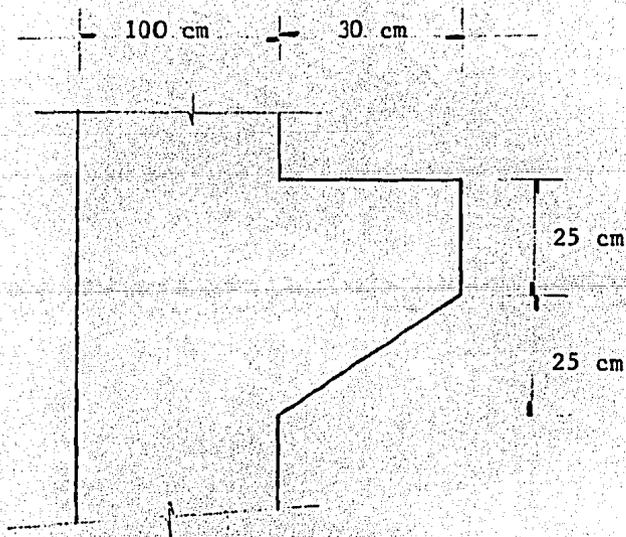
Como se puede observar, los desplazamientos actuantes resultan -- ser mucho menores al permisible, por lo cual la estructura no sufrirá daños. Las demás condiciones no fueron tomadas en cuenta para el calculo de las deformaciones por las siguientes razones:

- 1) Sus efectos son menores a las considerados.
- 2) La probabilidad de presentarse resulta ser muy baja; de tal forma que es poco factible que cuando se presenta un sismo de intensidad considerable la grúa viajera se encuentre operando a su máxima capacidad y con la carga actuando muy cerca de un apoyo.

Diseño de ménsula:

Datos.-

peso de grúa viajera = 25.806 ton.

peso aproximado de trabe carril = $112 \times 7 = 784 \text{ kg} = 0.80 \text{ ton.}$ peso aproximado de riel = $40 \times 7 = 280 \text{ kg} = 0.30 \text{ ton.}$ $P_t = 27 \text{ ton.}$ $h_u = 1.56 \text{ ton.}$ $f_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2$ $f_c'' = 136 \text{ kg/cm}^2$ $u = 1.40 \text{ (concreto monolítico)}$ por flexión: $\frac{c}{h} = 0.50$ Dimensiones propuestas

$$z = 1.2 \times 0.25 = 30 \text{ cm}$$

$$M_u = 25 \times 27,000 = 675,000 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = \frac{675,000}{0.9 \times 4200 \times 30} = 6 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{6}{30 \times 50} = 0.004$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \cdot 200}{4200} = 0.00236$$

$$P_{\min} < P < 0.008 \therefore \text{se acepta}$$

Area de acero por tensión directa:

$$H_u = F_r A_{s2} f_y$$

$$A_{s2} = \frac{H_u}{F_r f_y} = \frac{1560}{0.9 \times 4200} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 + 6 = 7 \text{ cm}^2$$

Por cortante Friccionante:

$$B_R = F_r u (A_{uf} f_y + Nu) \quad Nu = 0 \text{ (fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico).}$$

$$A_{uf} = \frac{27,000}{0.8 \times 1.4 \times 4200} = 5.74 \text{ cm}^2$$

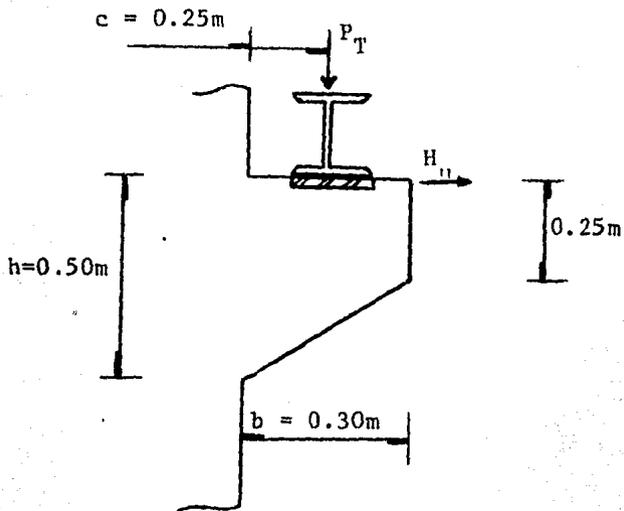
Revisión por limitación:

$$V_R = F_r 14 A + 0.8 (A_{uf} f_y + Nu)$$

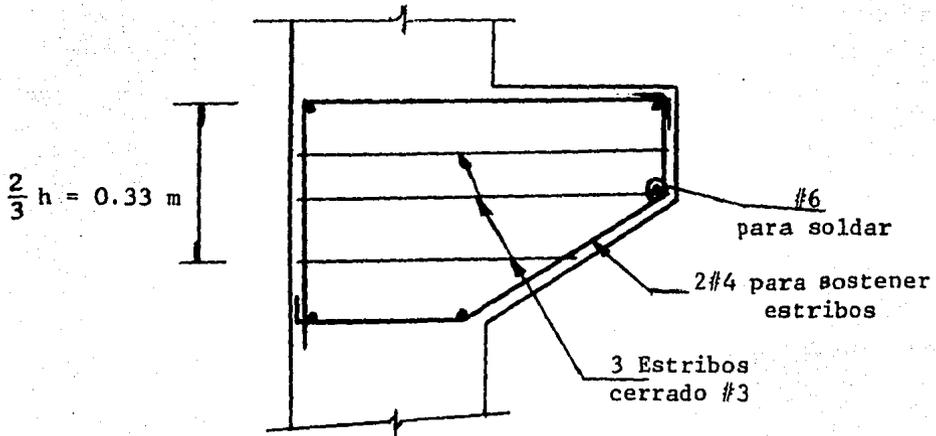
$$V_R = 0.8 (14 \times 30 \times 50 + 0.8 \times 5.74 \times 4200) = 32,230 > 27,000$$

$$\phi \quad 0.30 F_r f_c^* A.$$

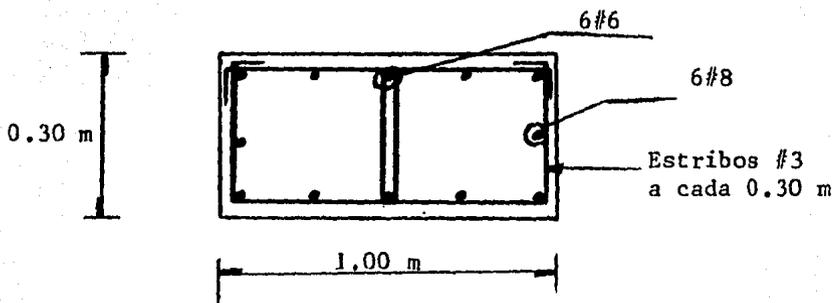
$$0.30 \times 0.8 \times 160 \times 30 \times 50 = 57,600 > 27,000 \therefore A_{uf} = 5.74 \text{ cm}^2$$



Dimensiones de la Ménsula



Armado de la Ménsula



Armado de Columna

DISEÑO DE ZAPATA.

Como se observa en el análisis, domina una condición accidental, por lo tanto se permitirá incrementar un 33% la capacidad de carga del terreno.

Datos:

$$P_u = 50.266 \text{ ton}$$

$$M_{x_u} = 68.770 \text{ ton-m}$$

$$M_{y_u} = 8.856 \text{ ton-m}$$

$$f_{\text{per}} = 14 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_{\text{terr}} = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

proponer zapata de: $2.5 \times 4.5 \times 0.3 \text{ m}$;

$$W_{\text{zap}} = 2.5 \times 4.5 \times 0.3 \times 2.4 = 8.1 \text{ ton}$$

$$W_{\text{col}} = 0.30 \times 1.0 \times 12.5 \times 2.4 = 8.3 \text{ ton}$$

$$W_t = 66.66 \text{ ton.}$$

la fórmula para obtención de esfuerzos en el suelo es:

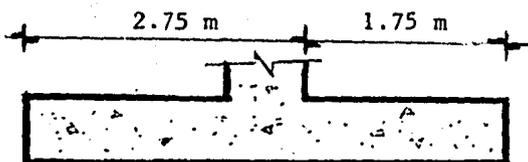
$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2}$$

en el sentido x-x, se tiene:

$$f = \frac{66.66}{2.5 \times 4.5} \pm \frac{6 \times 68.77}{2.5 \times 4.5^2}$$

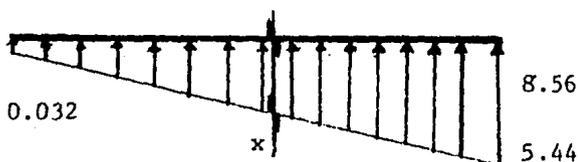
$$f_1 = 14.0 \text{ ton/m}^2 = 14$$

$$f_2 = 0.032 \text{ ton/m}^2$$



$$\frac{14}{4.50} = \frac{x}{2.75}$$

$$x = 8.56$$



el momento producido por la reacción del terreno valdrá:

$$M_u = \frac{8.56 \times (1.75)^2}{2} + \frac{5.44 \times (1.75)^2}{3} = 18.66 \text{ ton-m/m}$$

si $d = 0.43 \text{ m}$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{18.66 \times 10^5}{100 \times (43)^2} = 10.1$$

de la tabla: $p = 0.0025$ y es correcto ya que:

$P_{\min.} = 0.0025$ (ver pág. 77); y el $P_{\max.}$:

$$P_{bal} = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0153$$

$$P_{\max} = 0.75 P_{bal} = 0.75 \times 0.0153 = 0.011 \quad \text{Así;}$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 43 = 10.75 \text{ cm}^2 \quad \text{usar \#6 a cada } 0.25\text{m.}$$

(lecho inferior)

Nota.- Obsérvese que es el acero necesario por temperatura.

En el sentido y-y:

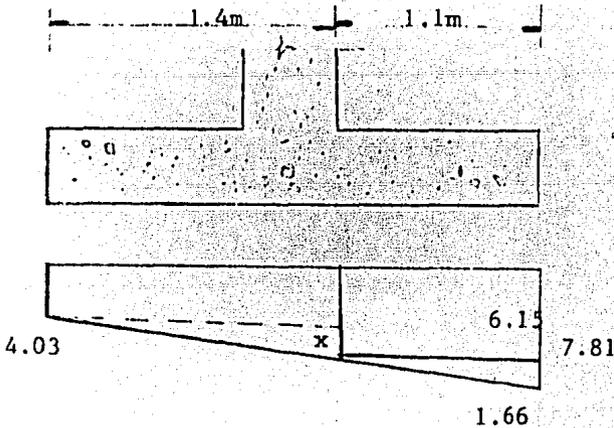
$$f = \frac{66.66}{11.25} + \frac{6 \times 8.856}{4.5 \times 2.5^2}$$

$$f_1 = 7.81 \text{ ton/m}^2 < 14$$

$$f_2 = 4.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{3.78}{2.5} = \frac{x}{1.4}$$

$$x = 2.11$$



El momento sobre la zapata producido por la respuesta del terreno tiene un valor de:

$$M_u = \frac{6.15 \times 1.1^2}{2} + \frac{1.66 \times 1.1^2}{3} = 4.4 \text{ ton-m.}$$

si $d = 0.43\text{m}$;

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{4.4 \times 10^5}{100 \times 43^2} = 2.4, \text{ por lo que el porcentaje de acero es:}$$

$$P = 0.0025 \text{ (que es el m\u00ednimo)} \quad A_s = 0.0025 \times 100 \times 43 = 10.75 \text{ cm}^2$$

usar #6 a cada 0.25m (ambos lechos).

Revisi\u00f3n por cortante:

secci\u00f3n cr\u00edtica: $1.75 - 0.43 = 1.32\text{m}$

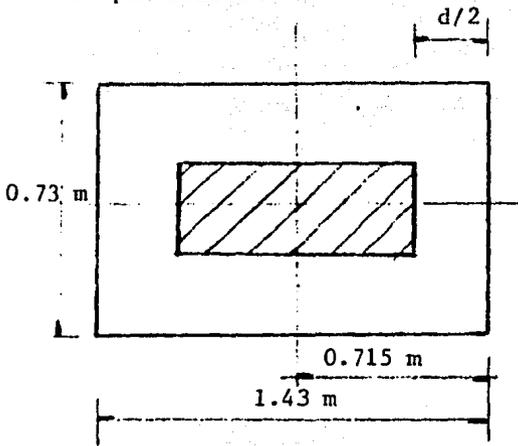
$$V_{ux} = 6.816 \times 1.32 + \frac{4.367 \times 1.320}{2} = 11,879 \text{ kg.}$$

$$V_{Rx} = 0.8 \times 100 \times 43 \times (0.2 + 30 \times 0.0025) \sqrt{0.8 \times 200} = 11,966 \text{ kg.}$$

$$V_{Rx} > V_{ux}$$

\(\therefore\) bien.

Por penetración:



$$P_L = 2 \times 143 + 2 \times 73 = 432 \text{ cm}$$

$$A_c = 432 \times 43 = 18,570 \text{ cm}^2$$

$$c_1 = 100 \text{ cm}; c_2 = 30 \text{ cm}$$

$$c_1 + d = 143 \text{ cm}$$

$$c_2 + d = 73 \text{ cm}$$

$$\& = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{143/55}}$$

$$\& = 0.52$$

$$\&M_u = 0.52 \times 68.77 = 35.76 \text{ ton-m}$$

$$J_c = \frac{43 \times (143)^3}{6} + \frac{143 \times (43)^3}{6} + \frac{43 \times 73 \times (143)^2}{2} = 5.49 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

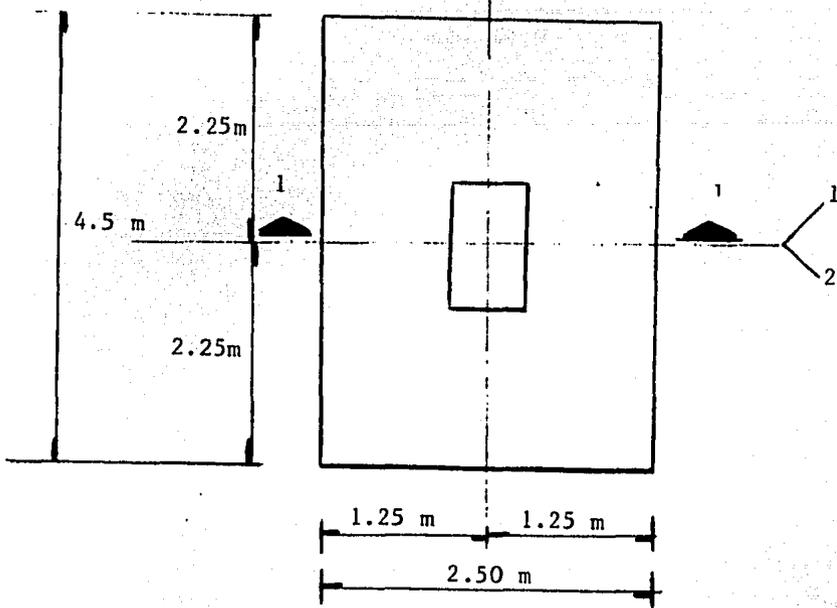
$$V_u = 50.266 - 1.43 \times 0.73 \times 14.0 = 35.65 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{35,650}{18,576} + \frac{35.76 \times 10^5 \times 71.5}{5.49 \times 10^7} = 1.92 + 4.66 = 6.57 \text{ kg/cm}^2$$

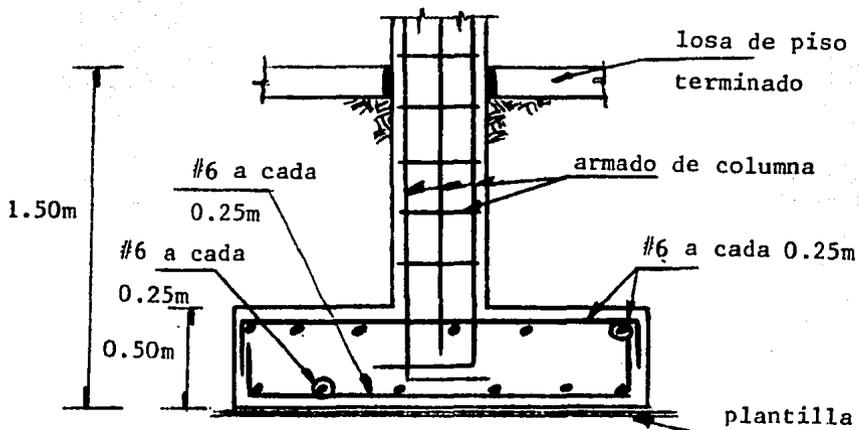
el resistente:

$$v_R = 0.8 \times \sqrt{0.8 \times 200} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{bien}$$

Ejes Letra



PLANTA ZAPATA.



CORTE 1 - 1

Se revisa a continuación la zapata por volteo:

profundidad de desplante = 1.20 m

<u>ELEMENTO</u>	<u>PESO (ton)</u>	<u>BRAZO (m)</u>	<u>MOMENTO (ton-m)</u>
carga P	50.266	2.25	113.10
dado	0.72	2.25	1.62
zapata	13.50	2.25	30.37
tierra	17.74	2.25	<u>39.91</u>
			185.00

Factor de seguridad = 1.5

$$F.S. = \frac{185.000}{66.62} = 2.7 > 1.5, \text{ por lo tanto no se voltea.}$$

II.3.- CUANTIFICACION DE MATERIALES.

1.- Trabes.-

trabe nivel 1 (5.3m) 2 piezas.

concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$0.25 \times 0.6 (56 - 8 \times 0.3) \times 2 = 16.08 \text{ m}^3 \quad V = 16.08 \text{ m}^3$$

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

$$\#3 \dots (0.15 + 0.5 + 0.1) \times 2 \times (56 - 8 \times 0.3) / 0.28 \times 0.557 = 159.54 \text{ kg}$$

$$\#4 \dots 6 \times (56 + 4 \times 0.6 + 0.5 \times 2) \times 0.996 = 354.97 \text{ "}$$

$$\#5 \dots 6 \times 3.5 \times 1.56 = 32.76 \text{ "}$$

$$\#6 \dots 2 \times 3.5 \times 2.25 = 15.75 \text{ "}$$

$$\hline 563.42 \text{ "}$$

x2

$$\hline 1127.00 \text{ kg}$$

trabe nivel 2 (9.95 m) 2 piezas.

concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$0.25 \times 0.6 \times (56 - 8 \times 0.3) \times 2 = 16.08 \text{ m}^3 \quad V = 16.08 \text{ m}^3$$

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

$$\#3 \dots (0.15 + 0.5 + 0.1) \times 2 \times (56 - 8 \times 0.3) / 0.28 \times 0.557 = 159.94 \text{ kg}$$

$$\#4 \dots 6 \times (56 + 4 \times 0.6 + 0.5 \times 2) \times 0.996 = 354.97 \text{ "}$$

$$\hline 514.91 \text{ "}$$

x2

$$\hline 1030.00 \text{ kg}$$

2.- Columnas.-

concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$12.4 \times 1.0 \times 0.3 \times 18 = 67 \text{ m}^3 \quad V = 67 \text{ m}^3$$

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

$$\#3 \dots 84 \times 2 \times 0.557 = 94 \text{ kg}$$

$$\#6 \dots 6 \times 13.6 \times 2.25 = 184 \text{ kg}$$

$$\#8 \dots 6 \times 13.6 \times 3.97 = 324 \text{ kg}$$

$$\hline 602 \text{ kg}$$

x2

$$\hline 10830 \text{ kg}$$

Ménsulas.-

$$\begin{aligned} \text{concreto } f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ (0.5 + 0.25) \times 0.4/2 \times 18 &= 3.0 \text{ m}^3 & V &= 3.0 \text{ m}^3 \\ \text{acero de refuerzo } f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \#3 \dots 3 \times 2.7 \times 0.557 & & &= 4.51 \text{ kg} \\ \#4 \dots 2 \times 1.82 \times 0.996 & & &= 3.64 \text{ kg} \\ \#6 \dots 4 \times 1.95 \times 2.25 & & &= 17.55 \text{ kg} \\ & & & \underline{25.7 \text{ kg}} \\ & & & \underline{\times 18} \\ & & & 463.0 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.- Zapatas.-

$$\begin{aligned} \text{concreto } f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ 4.5 \times 2.5 \times 0.5 \times 18 &= 101 \text{ m}^3 & V &= 101 \text{ m}^3 \\ \text{acero de refuerzo } f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \#6 \dots (11 \times 4.4 + 19 \times 2.4) \times 2 \times 2.25 \times 18 & & &= 7614 \text{ kg} \\ & & & \underline{7614 \text{ kg}} \end{aligned}$$

TOTALES DE MATERIALES.

$$\begin{aligned} \text{concreto } f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 & V &= 203 \text{ m}^3 \\ \text{acero de refuerzo } f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & & 21,063 \text{ kg.} \end{aligned}$$

CAPITULO III.

ALTERNATIVA 2.- NAVE INDUSTRIAL CON GRUA AUTOPROPULSADA

De igual manera que en el capítulo II, en el presente se -- analiza también la estructura bajo la acción de todas las cargas posibles tanto estáticas como accidentales así como las posibles combinaciones entre ellas, pero considerando ahora la inexistencia de la grúa viajera. Así mismo, se llevará a cabo el diseño de elementos estructurales y la cuantificación de materiales.

III.I; ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de cargas verticales se toma como base el marco 1 ó 2 en el sentido longitudinal del edificio, para lo cual se tiene las sig. características:

- como el marco es el mismo, las cargas para el nivel 1 y 2 se toman -- igual a las consideradas en el capítulo anterior, es decir que -- $w_2 = 0.73$ ton/m. y $w_1 = 1.29$ ton/m.; para los momentos de inercia y rigideces de los elementos se tiene;

Columnas (sección propuesta: 30 X 75 cms.)

$$I_{col} = 75 \times \frac{(35)^3}{12} = 267,968.75 \text{ cm}^4$$

$$R_2 = \frac{267,968.75}{465} = 576$$

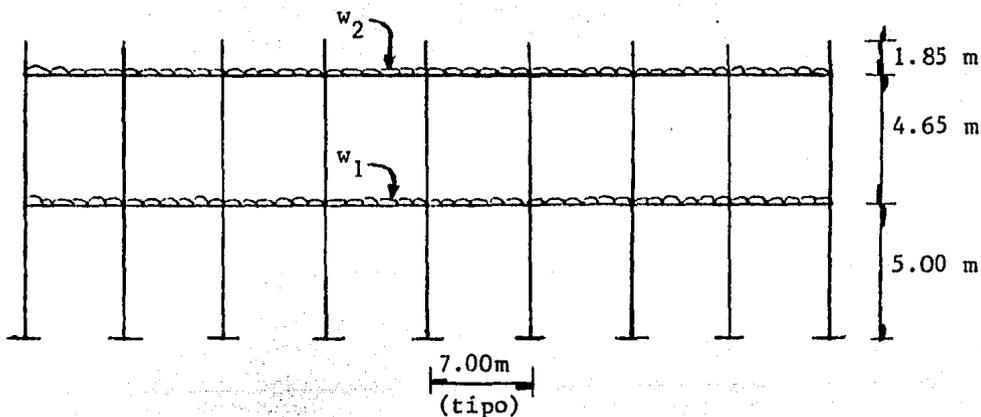
$$R_1 = \frac{267,968.75}{500} = 536$$

Trabes para los dos niveles (sección propuesta 25 x 55 cms.) :

$$I_{\text{tra}} = 25 \times (55)^3 / 12 = 346,614.6 \text{ cm}^4$$

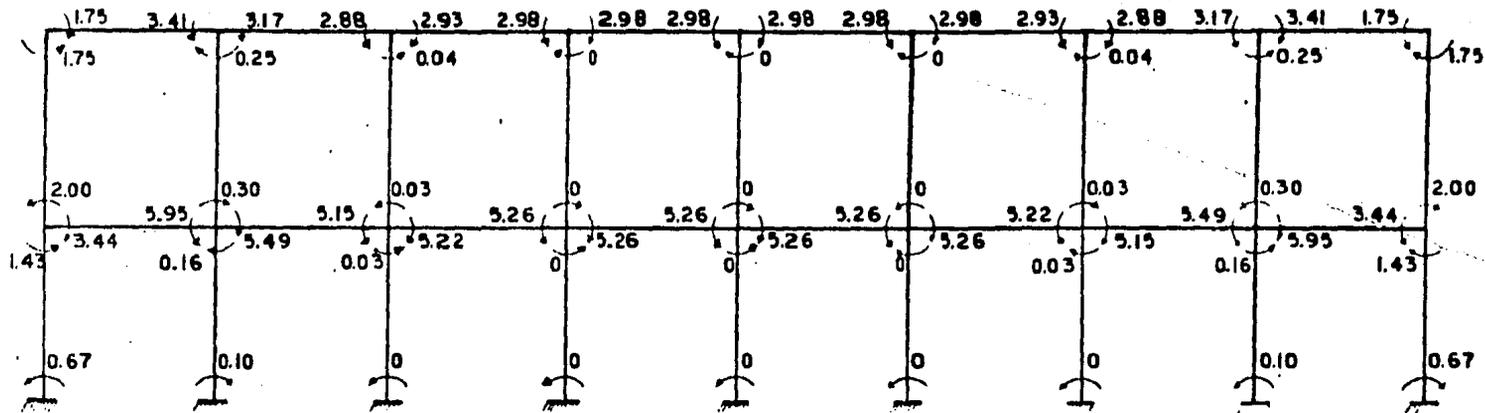
$$R_{\text{tra}} = 346,614.6 / 700 = 495$$

Se tiene entonces el marco cargado con las siguientes condiciones, --
mismas que fueron analizadas en el capítulo anterior:



Marco 1,2

Donde los momentos flexionantes fueron:



MARCO 1,2

Para tomar en cuenta los efectos de viento tanto longitudinal como transversal en la estructura y debido a que se tiene la misma configuración del edificio, los análisis hechos en el capítulo anterior, se aplicarán en éste y se tomarán solamente los resultados obtenidos, los cuales se muestran al efectuar las combinaciones de carga.

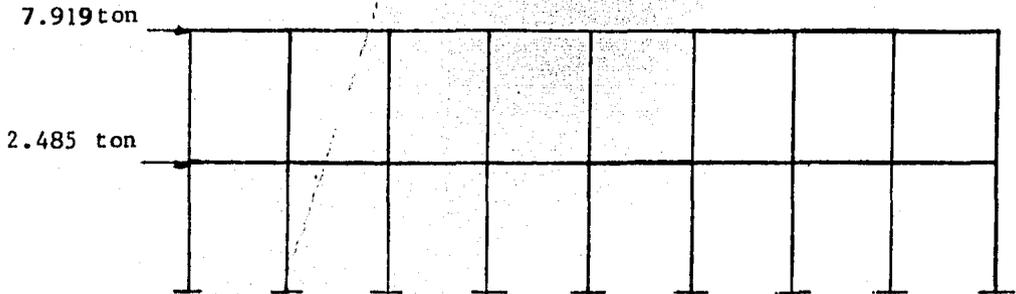
Por lo que respecta al análisis sísmico, a continuación se presenta la tabla de valores donde se anotan las cantidades obtenidas de un análisis estático para el mismo marco 2.

Nivel.	Entre-piso	Altura h_i (m.)	Peso W_i (ton)	$W_i h_i$	F (ton)	V (ton)
2		9.350	160.14	1497.3090	7.919	
	2					7.919
1		4.700	99.97	469.850	2.485	
	1					10.404
			260.11	1967.1580		

donde:

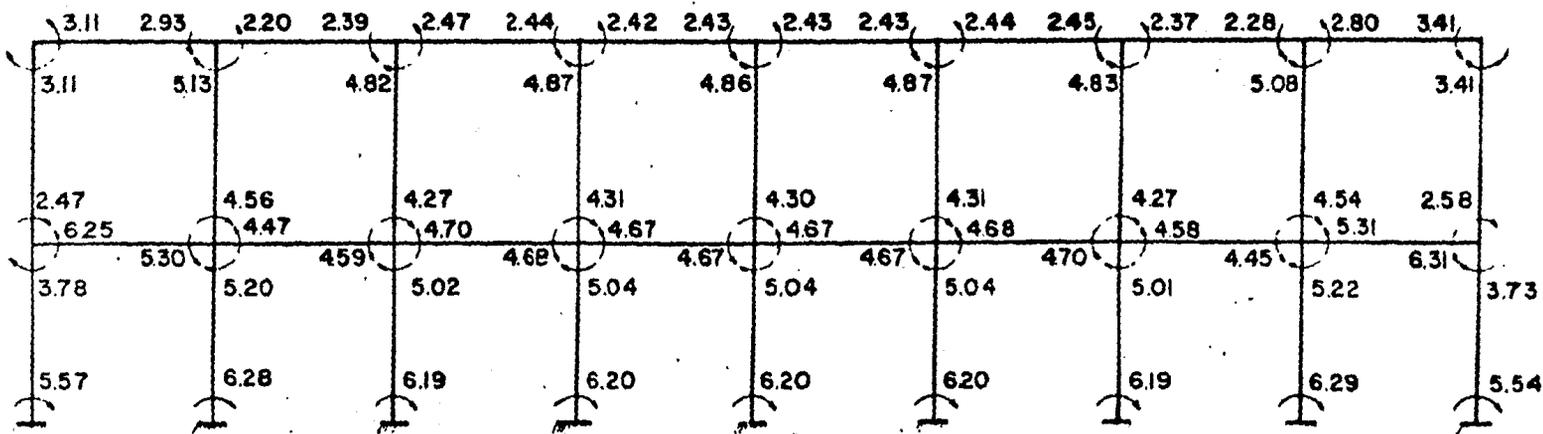
$$F = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times C \sum W_i$$

Así, el marco sujeto a fuerzas sísmicas queda de la siguiente manera:



Cargas Sísmicas Actuando Sobre Marco 1,2.

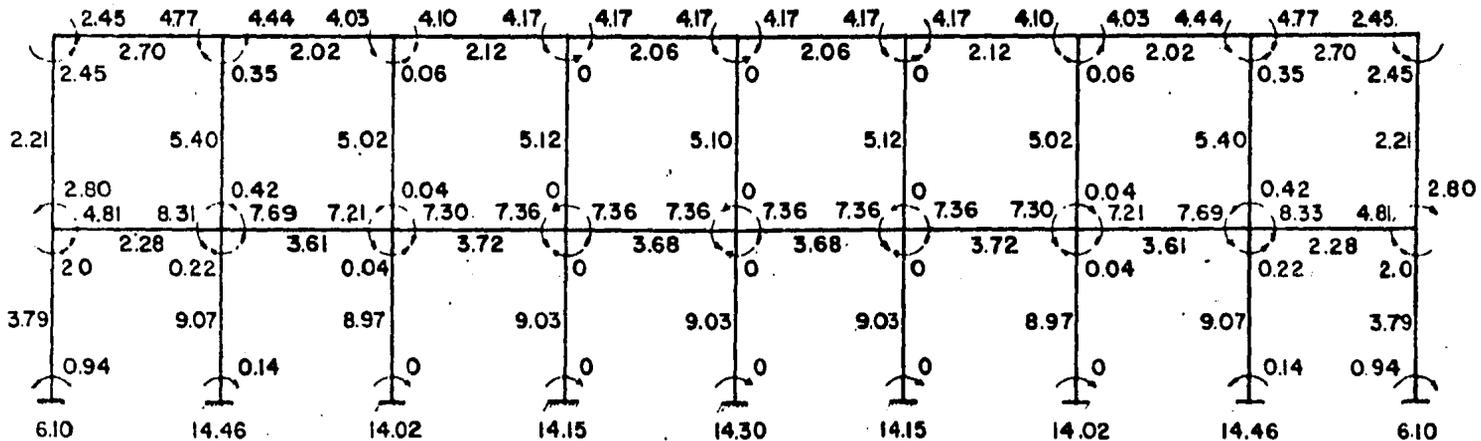
Empleando el mismo método de análisis y el programa de calculadora usado para los marcos anteriores se obtuvieron los momentos --- flexionantes (dados en ton-m) que a continuación se muestran:



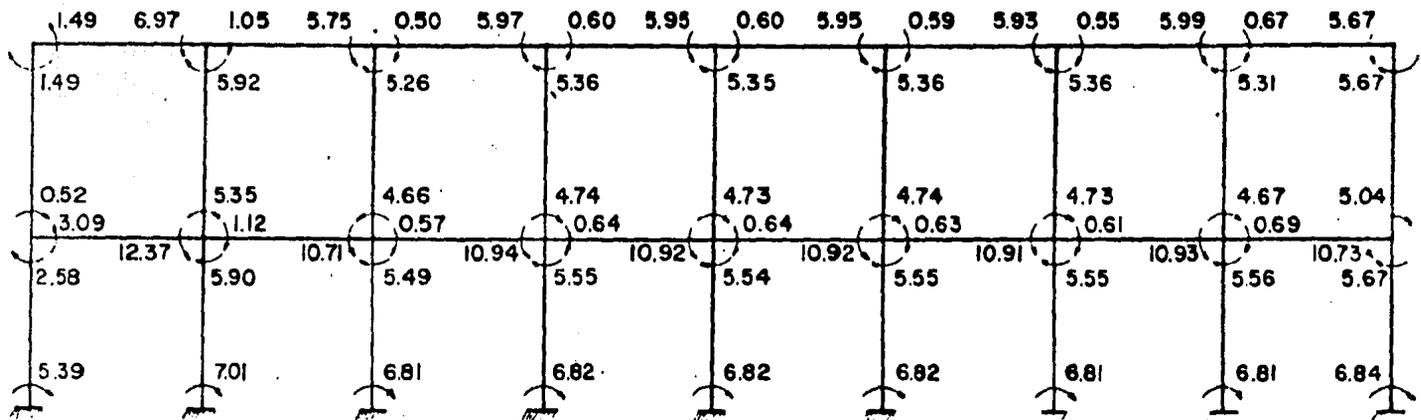
MARCO 1,2

Como se observó en el capítulo anterior y en lo que se refiere al sentido longitudinal del edificio, se concluyó que los efectos causados por el sismo a la estructura dominan sobre los causados por el viento, por lo que en las combinaciones de carga que en adelante se efectúen se tomará solo la condición de carga vertical con sismo, no siendo necesario mostrar los efectos del viento discutidos anteriormente. Así pues, se presenta primero el marco 2 sujeto a carga vertical y afectado por su factor de carga (1.4) y después el mismo marco con la suma de efectos por carga vertical mas sismo afectados también por su respectivo factor de carga (1.1). De lo presentado en las combinaciones descritas se tomarán las condiciones que sean más desfavorables para el diseño de elementos estructurales.

Los valores que se indican en las figuras que se muestran en seguida corresponden a los momentos flexionantes en trabes y a las descargas en las columnas, obtenidos en el análisis hecho en el capítulo anterior. Los momentos indicados están expresados en toneladas metro y las descargas en toneladas.



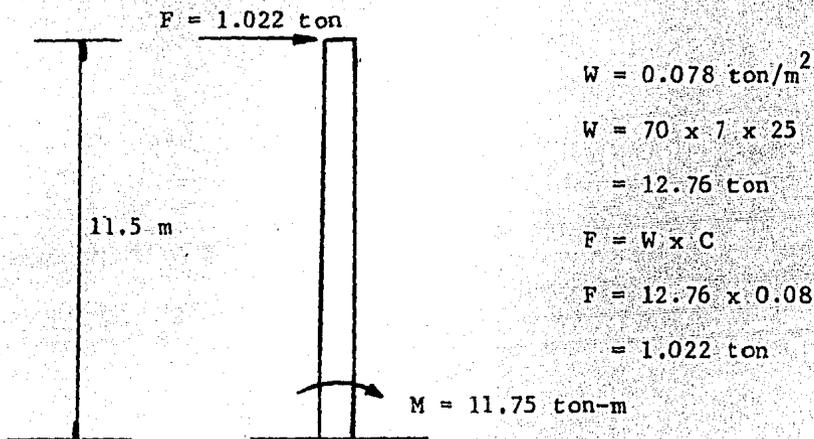
MARCO 1,2



MARCO 1,2

En lo que se refiere al sentido transversal del edificio, - ahora se presentan las cargas y los elementos mecánicos provocados -- por el mismo.

Tomando como base los análisis hechos en el capítulo anterior:



Columna Eje E

Las combinaciones de carga para este sentido del edificio - se enlistan en la siguiente tabla, de tal manera que a partir de éste - se observen las condiciones más desfavorables para efectos de diseño. -

Comb.	Condición de Carga.	Representación.	Momento (ton-m)
1	Carga Estática. sólo con peso de cubierta		No existen efectos de momento ya que la co- lumna sólo recibe peso de cubierta
2	Viento Paralelo a las Generatrices y Actuando como Suc- ción en la columna		-27.72
3	Sismo Actuando en la columna,		11.75

Combinaciones de momentos en columnas. Sentido transversal.

Es fácil deducir, observando los valores tabulados, que el efecto de viento es dominante en este sentido de análisis, por lo que el momento de diseño M_f es :

$$M_f = 1.1 (-27.72) = 30.50 \text{ ton-m.}$$

III.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el dimensionamiento de elementos estructurales, - -
se empleará el criterio de resistencia última de los materiales o -
diseño plástico.

De las combinaciones de momentos efectuadas con anteriori-
dad se toman los momentos y cargas últimas con los que se diseñarán-
todo los miembros de la estructura; por lo tanto:

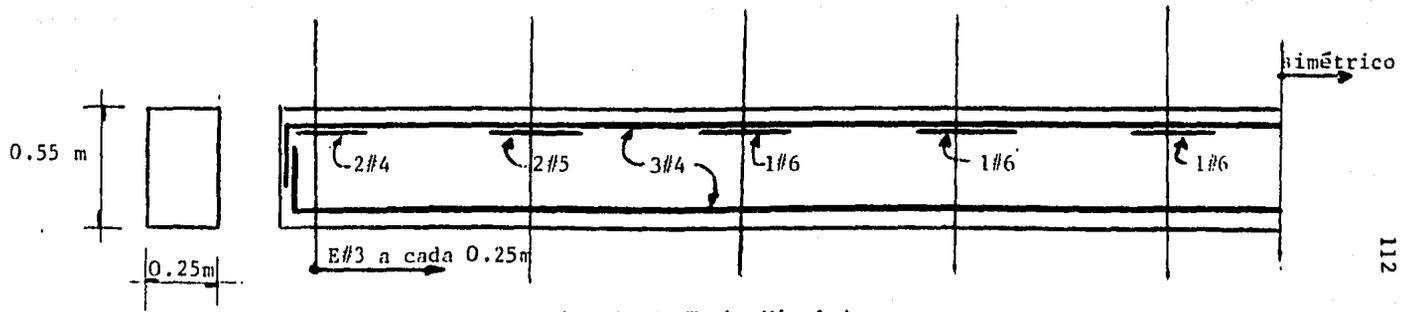
- Trabe Nivel 1.-

$1.4 M_{cv}$	-4.81	-8.33	-7.69	-7.21	-7.30	-7.36	-7.36	-7.36
	2.280		3.610		3.72		3.69	
$1.1 M_{cv} + M_s$	-3.09	-12.37	-1.12	-10.71	-0.57	-10.94	-0.64	-10.92
	-10.73	-0.69	-10.93	-0.61	-10.91	-0.63	-10.92	-0.64

Momentos para la Trabe
(tomados del marco pág. 105)

$M(+)_u$	$M(-)_u$	condición	M/bd^2	P%	A_s	A_s min.	varillas.
3.72		1.4Mcv	5.958	0.00250	3.125	3.1250	3#4 = 3.81 cm ²
	10.731	1.1(Mcv + Ms)	17.170	0.00480	6.000	3.1250	5#4 = 6.35 cm ²
	12.378	"	19.800	0.00570	7.125	3.1250	3#4+2#5=7.79cm ²
	10.941	"	17.500	0.00500	6.250	3.1250	3#4+1#6=6.68cm ²

Areas de Acero por Flexión



Armado de Trabe Nivel 1.

Revisión por Cortante:

$$V_u = 4.564 \times 1.4 = 6.389 \text{ ton.} = 6389 \text{ Kg}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_u = 0.8(25)(50)(0.2+30 \times 0.0062)\sqrt{160} = 4895 \text{ Kg.}$$

El porcentaje es :

$$P = 7.79/25 \times 50 = 0.00622$$

De aquí se observa que: $V_u > V_c$, por lo tanto

usando estribos # 3, se tiene la separación igual a:

$$S = \frac{0.8(2)(0.71)(4200)(50)(1)}{6389 - 4895} = 159.6 \text{ cm}$$

6

$$S = \frac{0.8(2)(0.71)(4200)}{3.5(25)} = 54.5 \text{ cm.}$$

6

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usará estribos del # 3 a cada 25 cm. tal como -
se indica en el armado de la trabe.

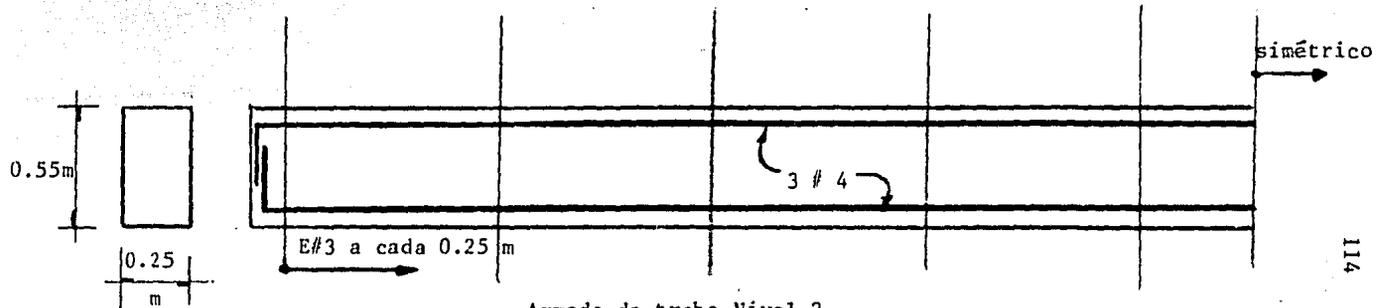
Trabe nivel 2.

1.4 Mcv	-2.45	-4.77	-4.44	-4.03	-4.10	-4.17	-4.17	-4.17
	2.701		2.024		2.122		2.064	
1.1 Mcv + Ms	-1.498	-6.974	-1.059	-5.756	-0.502	-5.97	-0.607	-5.953
	-5.676	-0.671	-5.998	-0.522	-5.93	-0.592	-5.951	-0.60

Momentos para la Trabe
(tomados del marco pág. 105)

$M(+)_u$	$M(-)_u$	condición	M/bd^2	P%	A_s	A_s min	varillas.
2.701		1.4Mcv	4.32	0.0025	3.125	3.125	3#4 = 3.81 cm ²
	6.974	1.1(Mcv+Ms)	11.15	0.0031	3.875	3.125	3#4 = 3.81 cm ²

Areas de Acero por Flexión.



Armado de trabe Nivel 2.

Revisión por Cortante:

$$V_u = 2.792 (1.4) = 3.909 \text{ ton.} = 3909 \text{ Kg.}$$

El cortante que resiste el concreto es :

$$V_c = 0.8 (25)(50) (0.2 + 30 \times 0.003) \sqrt{160} = 3686 \text{ kg.}$$

El porcentaje

$$P = 3.8/25 (50) = 0.003$$

de donde $V_u > V_c$, por lo tanto usando estribos también

3 , la separación es :

$$S = \frac{0.8 (2) (0.71) (4200) (1)}{3.5 (25)} = 54.5 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 50/2 = 25 \text{ cm.}$$

Se usarán estribos # 3 a cada 25 cm como lo indica el armado de la trabe.

La revisión por flecha se realizó en el capítulo anterior, por lo tanto se suprime aquí.

- Columna.

Se dan en seguida los elementos mecánicos necesarios para el dimensionamiento de la columna para la condición más favorable observada en el análisis.

Peso debido a cubierta:

$$P = (7) (12.5) (0.113) = 10 \text{ ton.}$$

del análisis de marco en el sentido longitudinal : $P = 14.46 \text{ ton.}$

$$P_u = 10 + 14.46 = 24.46 \text{ ton.}$$

$$M_{x\bar{u}} = 30.50 + 0.92 = 31.42 \text{ ton-m.}$$

$$M_{y\bar{u}} = 7.018 + 0.49 = 7.51 \text{ ton-m.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$e_{ax} = 0.05 \times 75 = 3.75 \text{ cm} > 2$$

$$e_{ay} = 0.05 \times 30 = 1.5 \text{ cm} < 2$$

$$M_{ax} = 0.0375 \times 24.46 = 0.92 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ay} = 0.02 \times 24.46 = 0.49 \text{ ton-m.}$$

$$h = 75 \text{ cm.}$$

las propiedades de diseño para la columna son:

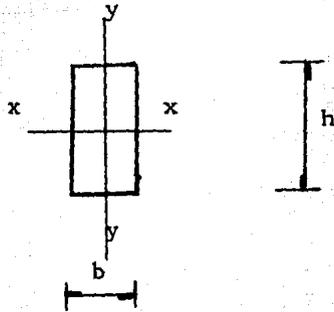
$$I_x = 1.23 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2.68 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 22.5 \text{ cm.}$$

$$r_y = 9 \text{ cm.}$$

$$K_x = 2.1 \text{ cm.}$$



Análisis sentido x-x;

$$KI/r_x = 107 > 22 = \frac{2.1 \times 1150}{22.5} = 107 > 22$$

Se trata de una columna esbelta.

$$E_c = 1.41 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 ; B_d = 0.10$$

$$EI_x = \frac{1.41 \times 10^5 \times (1.23 \times 10^6) \times 0.40}{(1 - 0.1)} = 6.307 \times 10^{10}$$

$$P_{cx} = \frac{(6.307 \times 10^{10}) \times (3.1416)^2}{(2.1 \times 1150)^2} = 106,723 \text{ kg.}$$

$$d_x = \frac{1}{1 - \frac{24,461}{106,723}} = 1.30$$

Momento de diseño :

$$M_{dx} = 1.3 \times 31.42 = 40.85 \text{ ton-m}$$

Análisis sentido y-y:

$$f_{ia} = \frac{57 + 536}{2(495)} = 1.12$$

$$f_{ib} = 0 \text{ (por considerar empotramiento perfecto en el piso).}$$

Para un marco con desplazamiento permitido:

$$K = 1.15$$

$$Kl/r_y = 63.89 > 22 = \frac{1.15 \times 500}{9} = 63.89 > 22$$

se trata de una columna esbelta.

$$EI_y = \frac{(1.41 \times 10^5) \times (2.68 \times 10^5) \times 0.40}{1.1} = 1.374 \times 10^{10}$$

$$P_{cy} = \frac{(1.374 \times 10^{10}) \times (3.1416)^2}{(1.15 \times 500)^2} = 410,129 \text{ kg.}$$

$$d_y = \frac{1}{\frac{1 - 24,561}{410,192}} = 1.063$$

$$M_{dy} = 7.51 (1.063) = 7.98 \text{ ton-m}$$

Así:

$$P_u = 24.461 \text{ ton}$$

$$M_{d_x u} = 40.85 \text{ ton-m}$$

$$M_{d_y u} = 7.980 \text{ ton-m}$$

sección de columna 30 x 75 cm

$$P\% = 1.4$$

$$A_g = 31.72 \text{ cm}^2 (4\#8 + 4\#6)$$

Por la ecuación de Bresler:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}$$

Cálculo de P_o :

$$P_o = 0.85 \times 200 \times 30 \times 75 + 31.72 \times 4200 \\ = 515.75 \text{ ton}$$

Cálculo de P_x :

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{40.85}{24.46} = 167 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{t} = \frac{1.670}{0.75} = 2.22$$

$$\frac{d}{t} = \frac{70}{75} = 0.90$$

de donde: $\epsilon_c = 0.10$

$$w = \frac{0.104 \times 4200}{0.85 \times 200} = 0.350$$

$$P_x = 0.10 \times 30 \times 75 \times 0.85 \times 200 = 38.25 \text{ ton.}$$

Cálculo de P_y :

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{7.4630}{24.461} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{e_y}{t} = \frac{30}{30} = 1.0$$

$$\frac{d}{t} = \frac{25}{30} = 0.80 \quad ; \quad \text{de donde } \epsilon_c = 0.20$$

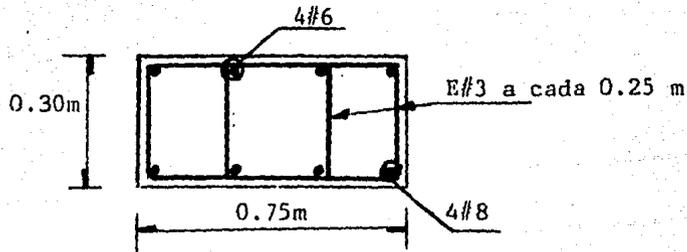
$$w = 0.35$$

$$P_y = 0.2 \times 30 \times 75 \times 0.85 \times 200 = 76.5 \text{ ton.}$$

la resistencia de la columna vale:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{38.25} + \frac{1}{76.5} = \frac{1}{515.75}$$

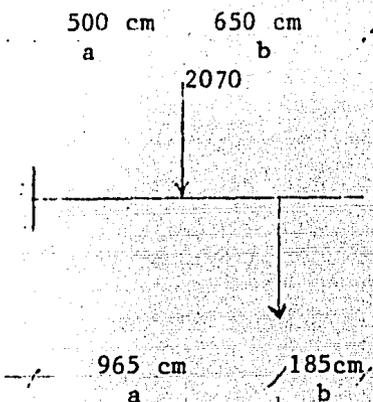
$$P_r = 26.83 \text{ ton.} > 24.46 \text{ ton.} \quad \therefore \text{sección correcta}$$



Cálculo del desplazamiento lateral.- En el capítulo anterior, se se determinó que el desplazamiento horizontal permisible de la columna, se daba por:

$$d_{\text{per}} = 0.008(h_2 - h_1) = 0.008 \times 1150 = 9 \text{ cm}$$

La acción más desfavorable para este miembro es la del viento -- paralelo a las generatrices, siendo el desplazamiento:



$$d_{\text{máx}} = \frac{Pa^3}{3EI} \left(1 + \frac{3b}{2a} \right)$$

$$d_{\text{máx}_1} = \frac{2070 \times (500)^3}{3 \times 1.41 \times 10^5 \times 1054687} \times \left(1 + \frac{3 \times 650}{2 \times 500} \right) = 1.71 \text{ cm}$$

$$d_{\text{máx}_2} = \frac{1800 \times (965)^3}{3 \times 1.41 \times 10^5 \times 1054687} \times \left(1 + \frac{3 \times 185}{2 \times 965} \right)$$

$$= 4.66 \text{ cm}$$

$$d_{\text{máx}_{\text{tot.}}} = 1.71 + 4.66 = 6.4 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

∴ es aceptable.

- Zapata .-

Para la zapata se tiene las siguientes acciones mecánicas.

$$P = 24.461 \text{ ton}$$

$$M_{x_u} = 30.50 \text{ ton-m}$$

$$M_{y_u} = 7.018 \text{ ton-m}$$

$$\text{Esfuerzo Permisible de Terreno} = 14 \text{ ton/m}^2$$

Se propone zapata de 2 m x 4 m x 0.25m., por lo que el peso propio de la cimentación :

$$P_{po} = 2 \times 4 \times 0.25 \times 2.4 = 4.8 \text{ ton}$$

Peso de la columna:

$$P_{co} = 12.5 \times 0.3 \times 0.75 \times 24 = 6.75 \text{ ton}$$

Carga total: $P_u = 36.01 \text{ ton}$

De la fórmula de la esquadria:

$$f = \frac{P + M_y}{A \quad I} \quad ; \text{ donde:}$$

- P: Fuerza total aplicada en la zapata
 M: Momento flexionante actuante
 A: Area de contacto
 Y: Profundidad del eje neutro
 I: Momento de inercia de la sección de zapata

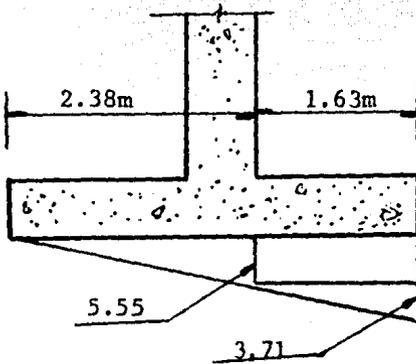
Los esfuerzos en el terreno valen:

$$F = \frac{36.0}{8} + \frac{6 \times 30.50}{2 \times 16}$$

$$f_1 = 4.50 + 4.82 = 9.32 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 4.50 - 4.82 = -0.32 \text{ ton/m}^2$$

Así, los esfuerzos en la zona de contacto son los mostrados en la figura siguiente:



$$\frac{9.32}{4} = \frac{x}{2.38} \quad x = 5.55$$

$$M_u = \frac{5.55 \times (1.63)^2}{2} + \frac{3.77 \times (1.63)^2}{3}$$

$$M_u = 10.72 \text{ ton-m/m}$$

para $d = 35 \text{ cm}$:

$$Mr/bd^2 = 8.75$$

Del manual y normas para diseño de estructuras de concreto No. 401 -- de la U. N. A. M. se obtiene el porcentaje de acero necesario el -- cual vale:

$$P = 0.0025$$

$$P_{\min} = 0.00235$$

$$P > P_{\min} \therefore \text{Bien}$$

el área de acero:

$$\begin{aligned} A_s &= 0.0025(100)(35) \\ &= 8.75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

usando varilla # 6, la separación es :

$$s = \frac{2.86 \times 100}{8.75} = 32.8 \text{ cm.}$$

para éste sentido se dejan varillas del #6 a cada 30 cm.

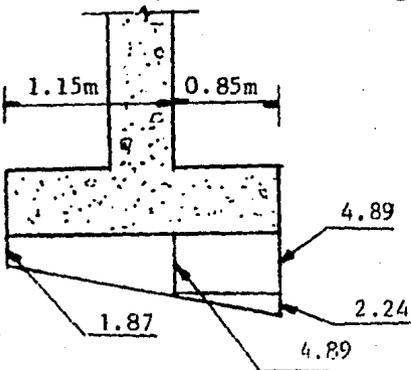
Para el otro sentido y por flexión:

$$F = \frac{36.01}{8} + \frac{6 \times 7.018}{4 \times 4.0} = 4.50 \pm 2.63$$

$$f_1 = 4.50 + 2.63 = 7.13 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 4.50 - 2.63 = 1.87 \text{ ton/m}^2$$

la figura que representa a los esfuerzos obtenidos con anterioridad se presentan como sigue:



$$\frac{5.26}{2} = \frac{x}{1.15} \quad x = 3.02$$

$$M_u = \frac{4.89 \times (0.85)^2}{2} + \frac{2.24 \times (0.85)^2}{3}$$

$$M_u = 2.30 \text{ ton-m/m}$$

para $d = 35 \text{ cm}$:

$$M_r/bd^2 = 1.88$$

$$P_{\min} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025(100)(35) \\ = 8.75 \text{ cm}^2$$

usando varillas del # 4, la separación es:

$$S = \frac{1.27 \times 100}{8.75} = 14 \text{ cm}$$

para éste sentido se dejan varilla del # 4 a cada 14 cm.

- Revisión por efectos de fuerza cortante:

$$\text{sección crítica de falla} = (1.63 - 0.35) = 1.28 \text{ m.}$$

el cortante actuante vale:

$$V_u = 5.55 \times 1.28 + \frac{3.77 \times 1.28}{2} = 9.516 \text{ kg.}$$

el cortante que resiste la sección:

$$V_r = 0.8 \times 100 \times (35) \times (0.20 + 30 \times 0.0025) \times \sqrt{0.8(200)} \\ = 9,739 \text{ kg.}$$

$$V_r > V_u \therefore \text{Bien}$$

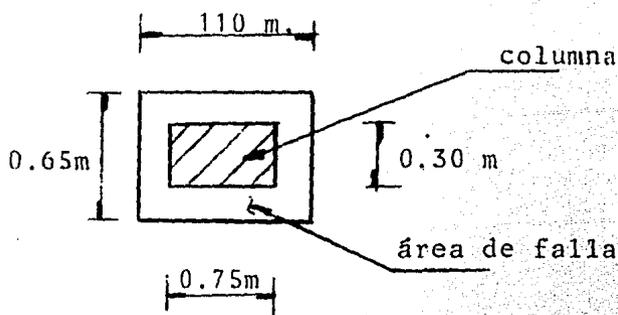
- Revisión por penetración:

$$\text{perímetro crítico: } P_c = 2 \times 110 + 2 \times 65 = 350 \text{ cm}$$

$$\text{Area crítica: } A_c = 350 \times 35 = 12,250 \text{ cm}^2$$

$$c_1 + d = 110$$

$$c_2 + d = 65$$



$$\xi = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{110/65}} = 0.47$$

$$\xi M_u = 0.47 \times 30.5 = 14.34 \text{ ton-m.}$$

$$J_c = \frac{35 \times (110)^3}{6} + \frac{110 \times (35)^3}{6} + \frac{35 \times 65 \times (110)^2}{2}$$

$$J_c = 2.2 \times 10^7$$

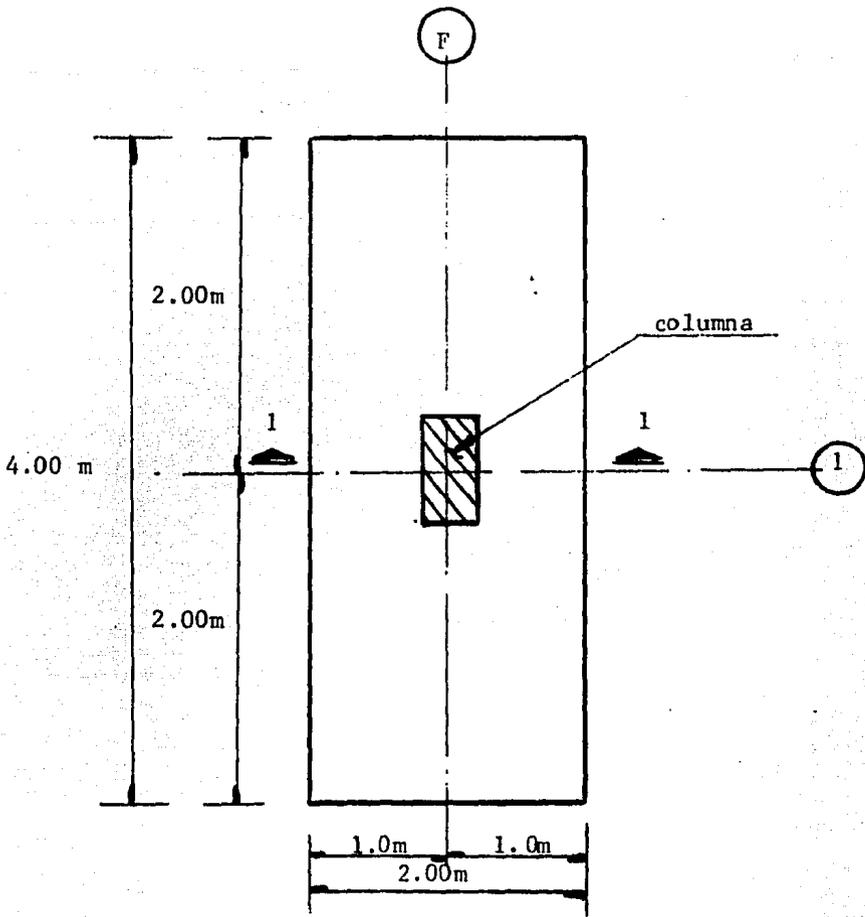
$$U_u = \frac{22410}{12250} + \frac{14.34 \times 10^5 \times 55}{2.2 \times 10^7} = 1.83 + 3.59$$

$$U_u = 5.41 \text{ kg/cm}^2$$

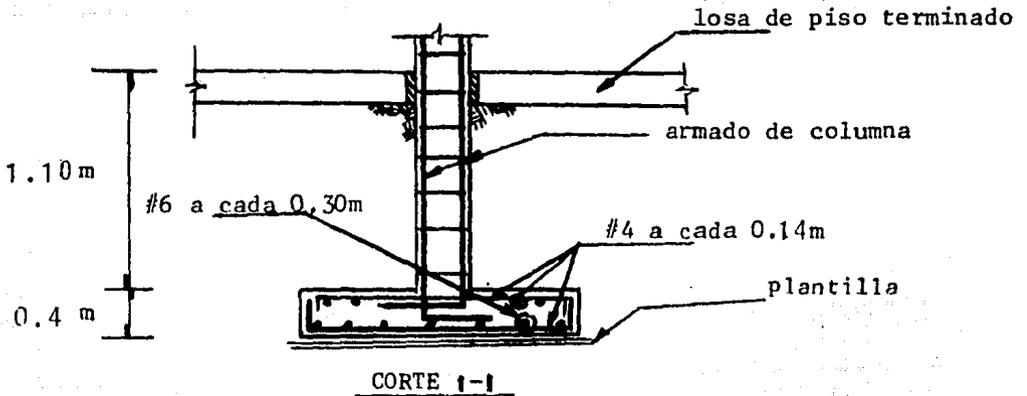
el permisible:

$$U_p = 13.46 \text{ kg/cm}^2 > 5.41 \therefore \text{bien.}$$

Las dimensiones y armados de la zapata (tipo) se muestran en las siguientes figuras:



PLANTA. ZAPATA TIPO .



CORTE 1-1

Revisión de la zapata por efectos de volteo:

Profundidad de Desplante : 1.20 m.

Elemento	Peso (ton)	Brazo(m)	Momento Volteo (ton-m)
Carga P	36.01	1.0	36.01
Dado	0.51	1.0	0.51
Zapata	7.68	1.0	7.68
Relleno	15.39	1.0	<u>15.39</u>
			59.59

Factor de seguridad F.S. = $\frac{Mr}{Ma}$

donde:

Mr: Momento Resistente

Ma: Momento Actuante

$$F.S. = \frac{59.59}{30.50} = 1.95 > 1.5 \quad \therefore \text{Bien}$$

III.3.- CUANTIFICACION DE MATERIALES

Después de realizado el diseño, es necesario conocer el volumen de materiales que se utiliza para que posteriormente se lleve a cabo el análisis de costos correspondiente.

1.- Trabes:

Nivel 5.3 m (1er. nivel)

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$(0.25 \times 0.55 \times 56 - 8 \times 0.30) \times 2 = 14.74 \text{ m}^3$$

$$V = 14.74 \text{ m}^3$$

Acero de Refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\# 3 \dots\dots\dots (0.15 + 0.45 + 0.10) 2 \times (56 - 8 \times 0.3) / 0.25 (0.557) = 167.2 \text{ Kg}$$

$$\# 4 \dots\dots\dots (6 \times 56 + 4 \times 0.6 + 2 \times 0.5) + 4 \times 1.75 \times 0.996 = 361.9 \text{ Kg}$$

$$\# 5 \dots\dots\dots 4 \times 3.5 \times 1.56 = 21.8 \text{ kg}$$

$$\# 6 \dots\dots\dots 5 \times 3.5 \times 2.25 = 39.4 \text{ kg}$$

$$\underline{590.35}$$

por dos piezas: $2 \times 590.35 = \underline{1181 \text{ kg}}$

Nivel 9.95 m (2o. Nivel)

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$0.25 \times 0.55 \times 56 - 8 \times 0.3 \times 2 = 14.74 \text{ m}^3$$

$$V = 14.74 \text{ m}^3$$

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

$$\# 3 \dots\dots\dots (0.15+0.45+0.10) \times 2 \times (56-8 \times 0.3) / 0.25 \times 0.557 = 167.2 \text{ kg}$$

$$\# 4 \dots\dots\dots 6 \times (56+4 \times 0.6+0.5 \times 2 \times 0.996) = \frac{354.97 \text{ kg}}{522.16 \text{ kg}}$$

por dos piezas: $2 \times 522.16 = \underline{1044 \text{ kg}}$

2.- Columnas :

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$12.45 \times 0.3 \times 0.75 = 2.8 \text{ m}^3 \times 18 = 50.5 \text{ m}^3$$

$$\underline{V = 50.5 \text{ m}^3}$$

Acero de Refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$$\# 3 \dots\dots\dots 10 \times 1.48 \times 0.557 = 84.00 \text{ kg}$$

$$\# 6 \dots\dots\dots 4 \times 13.6 \times 2.25 = 122.00 \text{ kg}$$

$$\# 8 \dots\dots\dots 4 \times 13.6 \times 3.97 = \frac{216.00 \text{ kg}}{422.00 \text{ kg}}$$

Por 18 piezas: $18 \times 422 = \underline{7,596 \text{ kg}}$

3.- Zapatas:

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$(2) (4) (0.40) = 3.2 \text{ m}^3 \times 18 = 58 \text{ m}^3$$

$$\underline{V = 58 \text{ m}^3}$$

Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/m}^2$

$$\# 4 \dots\dots\dots 60 \times 1.9 \times 1 + 15 \times 3.9 \times 1 = 173.0 \text{ kg}$$

$$\# 6 \dots\dots\dots 8 \times 3.9 \times 2.25 = 59.0 \text{ kg}$$

232.0 kg.

por 18 piezas: $18 \times 232 = 4,176$ kg

Totales de Materiales :

Concreto $f'_c = 200$ kg/cm² $V = 139$ m³

Acero de Refuerzo $f_y = 4,200$ kg/cm² $w = 13,167.3$ kg.

CAPITULO IV.

ANÁLISIS DE COSTOS DE ALTERNATIVAS.

En el presente capítulo se van a obtener los volúmenes, superficies, longitudes y pesos de los conceptos que intervienen en la construcción de la nave industrial, en forma desglosada y mediante partidas, con objeto de conocer las cantidades totales de material, asignándoles posteriormente el costo correspondiente tanto por el material mismo como por la mano de obra necesaria para la colocación de éstos - en su posición definitiva.

Los análisis mencionados anteriormente se aplican a cada una de las alternativas correspondientes a los capítulos II y III de éste trabajo.

Es conveniente hacer notar que los costos aplicados durante el desarrollo de éste capítulo corresponden a los vigentes al mes de Agosto de 1982 para la Cd. de México, según el "Catálogo Auxiliar de - Análisis de Precios Unitarios en Edificación" del Ing. Juan Ramírez C. Así mismo, los costos de los equipos a los que se hagan referencia -- fueron proporcionados por "Maquinaria Agrícola y de Construcción, S.A." (MACSA) y por "Fabricación de Equipo Electromecánico, S.A." (FEESA).

En éste momento resulta importante hacer una aclaración de conceptos: Se llamarán COSTOS DE FACTORES DIRECTOS a aquellos que afecten de una manera definitiva en el costo total de la construcción y COSTOS DE FACTORES INDIRECTOS a aquellos que sean comunes a ambas - opciones, de tal manera que si se toma como ejemplo la armadura de - cubierta, se observa que debido a que para las dos alternativas se usa la misma configuración del edificio y también el mismo tipo de armadura entonces el valor de ésta será incluido de igual manera para - cada una de las alternativas, es decir, que para ambos casos el costo de la armadura será el mismo por lo que ésta se considera como un -- FACTOR INDIRECTO. Esto no ocurre con las columnas (por ejemplo), ya

que para cada condición se tendrá un valor diferente en los costos, por lo que las columnas se consideran como FACTORES DIRECTOS.

ANALISIS DE COSTOS PARA LA CONDICION CON GRUA
VIAJERA (FACTORES DIRECTOS)

1.- CIMENTACION.

- 1.1) Excavación.- por medio de caja con máquina, incluye acarreo de material fuera de obra, medido en cambio, para material tipo II hasta 2m de profundidad.

$$C.D. \$ 300 \text{ m}^3$$

$$V = 5.5 \times 3.5 \times 1.5 \times 18 = 519.7 \text{ m}^3$$

$$C.T. = 415.8 \times 300 \quad \underline{\$155,925.0}$$

Donde, C.D. = Costo Directo; C.T. = Costo Total

- 1.2) Relleno producto de la excavación. Incluye mano de obra y materiales así como el uso de agua.

$$C.D. = \$ 133.98/\text{m}^3$$

$$V = (5.5 \times 3.5 \times 1.5 - 4.5 \times 2.5 \times 0.50 - 1 \times 0.3 \times 1.0) \times 18 \\ = 413.10 \text{ m}^3$$

$$C.T. = 413.10 \times 133.98 \quad \underline{\$ 55,347.14}$$

- 1.3) Plantilla de concreto f'c-100 Kg/cm² y de 5 cm. de espesor. Incluye mano de obra y materiales así como el tendido y apisonado.

$$C.D. = \$174.20/m^2$$

$$A = 2.60 \times 4.60 \times 18 = 215.18 \text{ m}^2$$

$$C.T. = 215.28 \times 174.20 \quad \underline{\$37,501.78}$$

- 1.4) Concreto hecho en obra de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$. Incluye acarreo, elaboración, vaciado, vibrado, acabado y curado.

$$C.D. = \$3,861.76/m^3$$

$$V. = 4.5 \times 2.5 \times 0.5 \times 18 = 101.25 \text{ m}^3$$

$$C.T. = 101.25 \times 3,861.76 \quad \underline{\$391,003.2}$$

- 1.5) Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ que incluye: Ganchos, traslapes, desperdicios, alambre para amarrar, acarreos, habilitado y armado.

C.D.

$$\#6-19.1 \text{ mm (3/4")} \quad \$38,808.16/\text{ton}$$

C.T.

$$39,870.54 \times 0.121 \times 18 = 86,642.02$$

$$38,808.16 \times 0.423 \times 18 = 295,485.3 \quad \underline{\$295,485.3}$$

- 1.6) Cimbra y descimbra común en fronteras de zapatas aisladas, Se incluye mano de obra y material.

$$C.D. = 225.0$$

$$L. = (2.55 \times 2 + 4.50 \times 2) \times 2 = 14.10$$

$$C.T. = 14.10 \times 225.0 \times 18 \quad \underline{\$57,109.00}$$

SUMA

\\$992,367.42

2.- ESTRUCTURA.

- 2.1) Concreto en columnas $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, que incluye: acarreos, concreto peremezclado con cemento R.N., vaciado vibrado, terminado y curado. Colocado a bote.

C.D. \$ 4,478.32/m³

C.T. = 3.72 x 4,478.32 x 18 \$ 299,868.31

- 2.2) Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$. Incluye ganchos, traslapes, desperdicios, habilitado acarreos, armado y alambres.

C.D.

#3 - 9.5 mm (3/8") \$40,798.24/ton

#6 - 19.1 mm (3/4") \$39,481.50/ton

#8 - 25.4 mm (1") \$39,122.39/ton

C.T.

0.094 x 40,798.24 x 18 = 69,030.62

0.184 x 39,481.50 x 18 = 130,762.73

0.324 x 39,122.39 x 18 = 228,161.78

\$ 427,955.13

- 2.3) Concreto en trabes $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ premezclado con cemento R.N. Incluye: acarreos, vaciado a bote, vibrado, terminado y curado.

C.D. = \$ 4,267.77/m³

Trabe nivel 5.30 m

C.T. = 8.04 x 2 x 4,267.77 \$ 68,625.74

Trabe nivel 9.95 m

C.T. = 8.04 x 2 x 4,267.66 \$ 68,625.74

- 2.4) Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$. Incluye: ganchos, -- traslapes, desperdicio, habilitado, acarreo, armado y a-- lambres.

C.D.

# 3 - 9.5 mm (3/8")	\$ 40,798.24/ton
# 4 - 12.7 mm (1/2")	\$ 40,318.43/ton
# 5 - 15.9 mm (5/8")	\$ 39,870.54/ton
# 6 - 19.1 mm (6/8")	\$ 39,481.50/ton

Trabe nivel 5.30 m

0.15994x 2 x 40,798.24 =	13,050.54	
0.35497x 2 x 40,318.43 =	28,624.38	
0.03275x 2 x 39,870.54 =	2,612.32	
0.01575x 2 x 39,481.50 =	1,243.67	<u>\$ 45,530.90</u>

Trabe nivel 9.95 m

0.15994x 2 x 40,798.24 =	13,050.54	
0.35497x 2 x 40,318.43 =	28,624.38	<u>\$ 41,674.92</u>

- 2.5) Cimbra acabado aparente en columnas, Incluye acarreo, habilitado, cimbrado y descimbrado por superficie de contacto.

$$\text{C.D.} = \$ 427.51/\text{m}^2$$

$$A = 12.40 \times 0.30 \times 2 + 12.40 \times 1 \times 2 = 32.24 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 32.24 \times 427.51 \times 18 \quad \underline{\underline{\$ 248,092.60}}$$

- 2.6) Cimbra acabado aparente en trabes. Incluye: acarreo, habilitado, cimbrado y descimbrado.

$$\text{C.D.} = \$ 514.27/\text{m}^2$$

Trabe nivel 5.30 m

$$A = (7.0 - 0.3) \times 0.30 + (7.0 - 0.3) \times 0.60 \times 2 = 10.05 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 10.05 \times 514.27 \times 8 \times 2 = \underline{\$ 82,694.62}$$

Trabe nivel 9.95 m

$$A = (7.0 - 0.30) \times 0.30 + (7.0 - 0.30) \times 0.60 \times 2 = 10.05 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 10.05 \times 514.27 \times 8 \times 2 = \underline{\$ 82,694.62}$$

$$\text{S U M A} \quad \quad \quad \$1'365,762.58$$

3.- EQUIPO.

Grúa viajera con capacidad para levantar y mover 20 toneladas de carga marca FESA. Incluye: puente, trolley, trabe carril riel, - - accesorios y equipo para maniobra.

$$\underline{\$4'500,000.00}$$

ANALISIS DE COSTOS PARA CONDICION CON GRUA AUTOPROPULSADA. (FACTORES DIRECTOS).

1.- CIMENTACION.

1.1) Excavación.- Por medio de caja con máquina. Incluye acarreo de material fuera de obra medido en camión. Material tipo - II, hasta 2.0 m de profundidad.

$$\text{C.D.} = \$ 300.00/\text{m}^3$$

$$V = 3.0 \times 5.0 \times 1.50 \times 18 = 405 \text{ m}^3$$

$$\text{C.T.} = 405 \times 300 \quad \quad \quad \underline{\$ 121,500.0}$$

1.2) Relleno producto de la excavación. Incluye mano de obra y - materiales.

$$\text{C.D.} = \$ 133.98/\text{m}^3$$

$$V = 405 - (2.0 \times 4.0 \times 0.40 + 0.3 \times 0.75 \times 1.10) 18 = 343 \text{ m}^3$$

$$C.T. = 343 \times 133.98 \quad \underline{\$ 45,955.14}$$

- 1.3) Plantilla de concreto f'_c 100 kg/cm² de 5 cm. de espesor.
Incluye mano de obra y materiales.

$$C.D. = \$174.20/\text{m}^2$$

$$A = 2.10 \times 4.10 \times 18 = 154.98 \text{ m}^2$$

$$C.T. = 154.98 \times 174.20 \quad \underline{\$ 26,997.50}$$

- 1.4) Concreto hecho en obra con un f'_c 200 kg/cm² Incluye acarreo, vaciado, vibrado, acabado y curado.

$$C.D. = \$ 3,861.76/\text{m}^3$$

$$V = 2.0 \times 4.0 \times 18 \times 0.40 = 58.0$$

$$C.T. = 58.0 \times 3,861.76 \quad \underline{\$ 222,437.37}$$

- 1.5) Acero de refuerzo $f_y=4,200$ kg/cm². Incluye granchos, traslapos, desperdicios, alambre, acarreo, habilitado y arando.

$$C.D. \#4 \dots\dots\dots \$39,870.54/\text{ton}$$

$$\quad \#6 \dots\dots\dots \$38,808.16/\text{ton}$$

$$C.T. = (.173 \times 39.870.54 \times 38.808.16) \times 18$$

$$\quad \underline{\$ 165,371.06}$$

- 1.6) Cimbra y Descimbra común en fronteras de zapatas aisladas.
Incluye mano de obra y materiales.

$$C.D. = \$168.8 / \text{m}$$

$$L = (2.05 \times 2 + 4.0 \times 2) \times 18 = 435.6 \text{ m}$$

$$C.T. = 435.6 \times 168.8 \quad \underline{\$ 73,533.63}$$

S U M A

\$ 655,794.70

2.- ESTRUCTURA.

- 2.1) Concreto en columnas $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. premezclado con cemento R.N. Incluye acarreo, vaciado, vibrado, terminado y curado colocado a bote.

$$C.D. = 4478.32/\text{m}^3$$

$$V. = 50.5 \text{ m}^3 \text{ (ver cubicación de éste cap.)}$$

$$C.T. = 50.5 \times 4478.32 \quad \underline{\$ 226.155.15}$$

- 2.2) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en columnas. Incluye ganchos, traslapes, desperdicios, habilitado, acarreo, armado y alambres.

$$C.D. \quad \#3 \dots \$40,798.24/\text{ton}$$

$$\#6 \dots \$39,481.50/\text{ton}$$

$$\#8 \dots \$39,122.39/\text{ton}$$

Pesos:

$$\#3 \dots 1512 \text{ Kg}$$

$$\#6 \dots 2196 \text{ Kg}$$

$$\#8 \dots 3888 \text{ kg}$$

$$C.T. = 1.512 \times 40798.24 + 2.196 \times 39481.5 + 3.888 \times 39122.39$$

$$\underline{\$ 300,496.15}$$

- 2.3) Concreto en traveses $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ premezclado con cemento R.N. e incluye acarreo, vaciado a bote, vibrado, terminado y curado.

$$C.D. = \$ 4,267.77/\text{m}^3$$

trabe nivel 5.30 m 134. nivel): $V=14.74$

C.T. = 14.74×4267.77 \$ 62,906.90

trabe nivel 9.95m (2º nivel): $V = 14.74$

C.T. = 14.74×4267.77 \$ 62,906.90

- 2.4) Acero de refuerzo en trabes $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. Incluye ganchos, traslapes, desperdicios, habilitado, acarreo, armado y alambres.

C.D. #3.....\$40,798.24

#4.....\$40,319.43

#5.....\$39,870.54

#6.....\$39,481.50

Pesos: Trabe nivel 5.30 m:

#3.....334.38 Kg.

#4.....723.90 kg.

#5..... 43.68 kg.

#6..... 78.74 kg.

C.T. = $0.3344 \times 40798.24 + 0.7239 \times 40139.43 + 0.0437 \times 39870.54 + 0.0787 \times 39481.5$

\$ 47,679.70

trabe nivel 9.95 m:

#3....334.38 kg.

#4....709.94 kg.

C.T. - $0.3344 \times 40798.24 + 0.7099 \times 40319.43$

\$ 42,265.70

- 2.5) Cimbra acabado aparente en columnas. Incluye acarreo, habilitado, cimbrado y descimbrado.

$$C.D. = \$ 427.51/m^2$$

$$A = 12.45 (2 \times 0.75 + 2 \times 0.30) (18) = 470.61 \text{ m}^2$$

$$C.T. = 427.51 \times 470.61 \quad \underline{\$ 201,190.50}$$

- 2.6) Cimbra acabado aparente en trabes. Incluye acarreo, habilitado, cimbrado y descimbrado.

$$C.D. = \$ 514.27/m^2$$

trabe nivel 5.30 m:

$$A = 16 \times 6.70 (0.55 \times 2 + 0.25) = 144.72 \text{ m}^2$$

$$C.T. = 144.72 \times 514.27 \quad \underline{\$ 74,425.15}$$

trabe nivel 9.95 m:

$$A = 144.72 \text{ m}^2$$

$$C.T. = 144.72 \times 514.27 \quad \underline{\$ 74,425.15}$$

S U M A \$1'092.451.30

- 3.- Equipo: Grúa autopropulsada marca maquinter con capacidad de 20 - ton. Incluye pluma telescópica, ganchos y accesorios.

$$C.D. = \underline{\$ 9'415,265.00}$$

A continuación corresponde hacer el análisis de costos de los elementos llamados indirectos, tomando en cuenta que se trata de aquellos factores que no interviene de una manera determinante en la temática de éste trabajo. Basado en lo anterior se definen por separado cada uno de éstos factores habiéndose hecho los análisis y diseños estructurales de una manera no muy detallada y apoyándose en la experiencia obtenida en el campo de la ingeniería civil.

1.- Cimentación de muros.-

- A) Análisis.- La cimentación se dimensionará tomando en cuenta los efectos de la carga axial y el viento.

Carga axial:

$$W_{\text{muro}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 0.20 \times 4.70 \times 1.0 = 0.94 \text{ ton}$$

Viento:

$$P = 215.04 \text{ kg/m}^2 \text{ (presión máxima)}$$

$$\text{empuje } w = 0.215 \times 1 = 0.215 \text{ ton/m}$$

momento producido:

$$M_A = \frac{0.215 \times 4.7^2}{2} = 2.374 \text{ t-m}$$

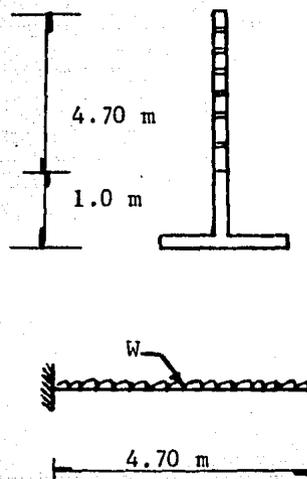
Revisión por volteo:

$$\frac{M_R}{M_A} = 1.5, \text{ lo que quiere decir que: } M_R = 1.5 \times 2.374 = 3.56 \text{ t-m}$$

M_R = peso muro + peso contratrabe + peso zapata + peso relleno
con $b = 1.80 \text{ m}$.

$$M_R = 0.9 (0.94 + 0.51 + 1.80 \times 0.20 \times 2.40 + 1.55 \times 0.80 \times 1.60) = 3.86 \text{ t-m}$$

$$3.86 > 3.56$$



- B) Diseño por flexión:

$$P = 4.29 \text{ ton}$$

$$h = 1.80 \text{ m}$$

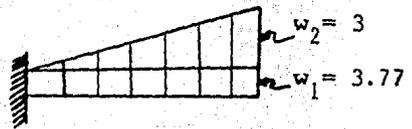
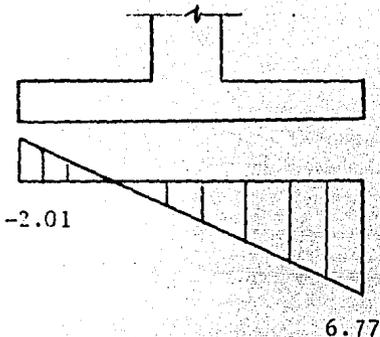
$$M = 2.374 \text{ t-m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f = \frac{4.29}{1.8} \pm \frac{2.374 \times 0.9}{1 \times 1.8^3} = 2.3844.39$$

$$f_1 = 6.77 \text{ t/m}^2$$

$$f_2 = 2.01 \text{ t/m}^2$$



$$M = \frac{3 \times 0.775^2}{2} + \frac{3.77 \times 0.775^2}{3}$$

$$= 1.655 \text{ t-m}$$

$$M_u = 1.4 \times 1.655 = 2.318 \text{ t-m}$$

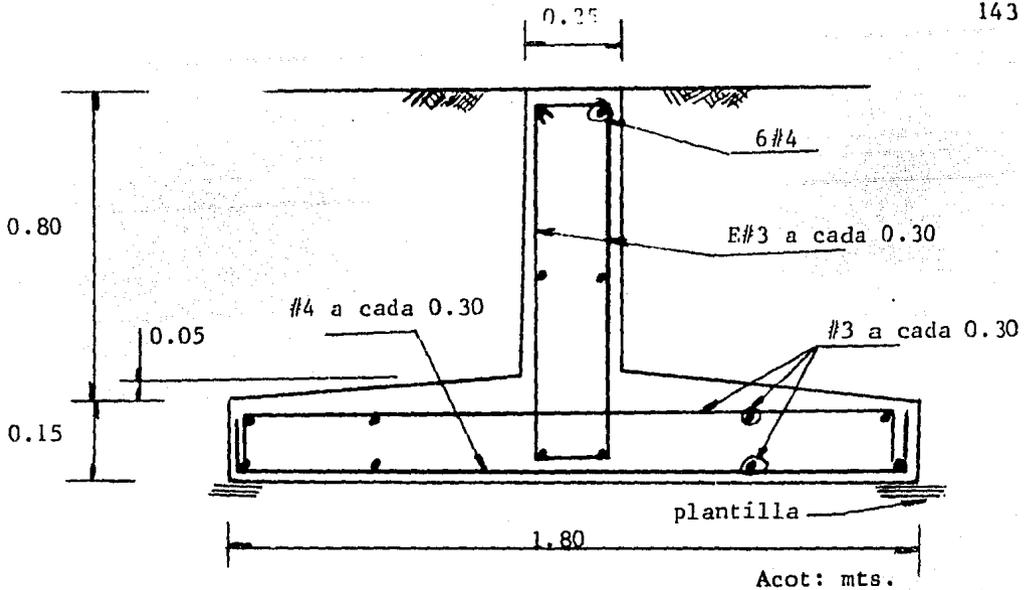
$$M/bd^2 = 231800/100 \times 15^2 = 10.3$$

$$p = 0.0029$$

$$A_s = 0.0029 \times 100 \times 15 = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{sep (\#4)} = \frac{1.27 \times 100}{4.35} = 29.1 \text{ cm.}$$

usar var # 4 @ 30 cm.



C) Cantidades de material.

$$\text{Concreto } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0.25 \times 0.80 + 0.20 \times 1.80 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$L = 2(56 - 8 \times 0.3 + 25 - 1) = 155.2 \text{ m.}$$

$$V = 0.56 \times 155.2 = 86.9 \text{ m}^3$$

$$V = 87 \text{ m}^3$$

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

$$\text{C.T. \#3.- } (0.90 + 0.15 + 0.05) \times 2 \times \frac{155.2}{0.30} \times 0.557 = 634 \text{ Kg.}$$

$$\#4.- 6(155.2 + 13 \times 0.60) \times 1.0 = 978 \text{ kg.}$$

$$\text{ZAP. \#3.- } (1.9 \times \frac{155.2}{0.30} + 2 \times 7 \times (155.2 + 13 \times 0.6) \times 0.556 = 1815 \text{ Kg.}$$

$$\#4.- 1.9 \times \frac{155.2}{0.30} \times 1.0 = 983 \text{ kg.}$$

$$\text{Total \#3 - 2449 kg.}$$

$$\#4 - 1961$$

$$4410 \text{ kg.}$$

$$W = 4410 \text{ kg.}$$

Análisis de costos.

- 1.1) Excavación. Por medio de caja con máquina. Incluye: acarreo de material fuera de obra medido en camión. Material tipo II, hasta 2 m de profundidad.

$$\text{C.D. } \$ 300.00/\text{m}^3$$

$$V. = 2.8 \times 1.0 \times 155.2 = 434 \text{ m}^3$$

$$\text{C.T.} = 300 \times 434 = 130,200 \quad \$ 130,200.00$$

- 1.2) Relleno producto de la excavación. Incluye mano de obra y materiales.

$$\text{C.D. } \$ 133.98/\text{m}^3$$

$$V = 434 - 87 = 347 \text{ m}^3$$

$$\text{C.T.} = 347 \times 133.98 = 46491 \quad \$ 46,491.00$$

- 1.3) Plantilla de concreto $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ de 5 cm de espesor. Incluye tendido y apisonado.

$$\text{C.D. } \$ 174.20/\text{m}^2$$

$$A. = 155.2 \times 2 = 310.4 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 310.4 \times 174.2 = 54,071.70 \quad \$ 54,071.70$$

- 1.4) Concreto hecho en obra $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$. Incluye: acarreo, elaboración, vaciado, vibrado, acabado y curado.

$$\text{C.D. } \$ 3861.76/\text{m}^3$$

$$V. = 87 \text{ m}^3$$

$$\text{C.T.} = 87 \times 3861.76 = 335,973.12 \quad \$ 335,973.1$$

- 1.5) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Incluye: ganchos, traslapes, desperdicios, alambre para amarrar, acarreo, habili

tado y armado.

C.D. # 4 - \$ 39,870.54/ton

3 - \$ 40,319.45/ton

C.T. = $1.961 \times 39870.54 + 2.449 \times 40319.45 = \$ 176,928.4$

- 1.6) Cimbra y descimbra acabado común en fronteras de zapatas - corridas de 15 cm. de peralte. Incluye mano de obra y materiales.

C.D. \$ 48.94/m

L = $155.2 \times 2 = 310.4$ m

C.T. = $310.4 \times 48.94 = 15190.9$ \$ 15,190.90

- 1.7) Cimbra común en trabes de cimentación por superficie de contacto. Incluye: acarreo, habilitado, cimbrado y descimbrado. Peralte máximo : 1.50 m.

C.D. \$ 289.04/m²

A = $0.80 \times 155.2 \times 2 = 248.3$ m²

C.T. = $248.3 \times 289.04 = 71774.4$ \$ 71,774.40

S U M A \$ 830,629.50

2.- MUROS.

- 2.1) Muro de tabique hueco vertical Cuautitlán, asentado con mortero-cemento-arena 1:5, reforzado horizontalmente a cada 4 hiladas de 7.1x11.5x24

C.D. \$ 742.82/m²

$$A_1 = (4+3.35+2.15) \times 6.70 \times 16 = 1018.4 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2 \times (9.35 \times 6.00) \times 2 + 1.75 \times 24 \times 2 = 308 \text{ m}^2$$

$$A_t = 1326.4 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 1326.4 \times 742.82 = 985,276.45 \quad \$ 985,276.45$$

3.- Losa de piso: con un espesor de 15 cm.

3.1) Piso de concreto premezclado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ R.N.T.M.A. - 40 mm reforzado con malla 6/6-1010 acabado pulido incluye: preparación de la base, acarreo, tendido de malla, vaciado nivelado y acabado. $h=15 \text{ cm}$.

$$\text{C.D.} = \$ 768.33/\text{m}^2$$

$$A. = 56 \times 25 = 1400 \text{ m}^2$$

$$V = 210 \text{ m}^3$$

$$\text{C.T.} = 1400 \times 768.33$$

$$\text{C.T.} = \$1'075,622.00$$

4.- Trabe de liga superior: sección de 25x60 por requisito arquitectónico.

4.1) Cimbra.- aparente e incluye: acarreo, habilitado, cimbrado descimbrado.

$$\text{C.D.} = \$ 514.27 \text{ m}^2$$

$$A = (2 \times 0.60 \times 162 + 0.25 \times 162) = 235 \text{ m}^2$$

$$\text{C.T.} = 235 \times 514.37 =$$

$$\text{C.T.} = \$120,853.45$$

4.2) Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ premezclado, tendido, vibrado, vaciado, terminado, curado, vaciado con bomba.

$$C.D. = \$4,469.58/m^3$$

$$C.T. = 0.25 \times 0.60 \times 162 \times 4469.58$$

$$C.T. = \$108,610.80$$

4.3) Acero de refuerzo de un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ incluye: ganchos, traslapes, desperdicio, habilitado, acarreos, armado, alambre:

$$\#3 \dots 1.4 \times 648 \times 0.557 \times 40,798.24 = 20,615.77$$

$$\#4 \dots 162 \times 2 \times 1.0 \times 40,319.43 = 13,063.50$$

$$\#5 \dots 162 \times 4 \times 1.56 \times 39,870.54 = 40,304.33$$

$$C.T. = \$73,983.50$$

S U M A

\$303,447.85

5.- Cubierta de la nave.

Armatura. Aquí se presenta la geometría de la armadura que va a servir de apoyo a la cubierta para el edificio; se han calculado y diseñado los elementos de la misma tomando en cuenta cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales, por lo que obtuvieron los siguientes elementos:

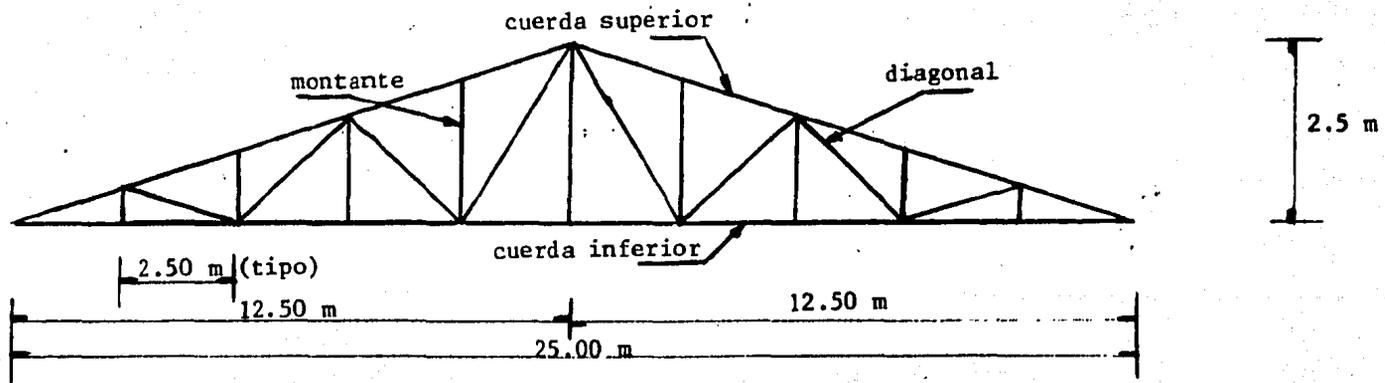
Para la cuerda superior : 2L° 4"x3/8" (14.58 kg/m)

Para la cuerda inferior : 2L° 4"x3/8" (14.58 kg/m)

para las montantes : 2L° 3"x3/8" (10.72 kg/m)

para las diagonales : 2L° 3"x3/8" (10.72 kg/m)

Armadura de Cubierta del Almacén (tipo).



- 5.1) Estructura metálica de acero A-36 que incluye suministro, -
habilitado, cortes, desperdicios, soldadura, pintura antio
rrosiva, fletes, montajes:

$$C.D. = 74.96 \text{ Kg.}$$

$$L^{\circ}4x3/8 \dots\dots\dots(25.5+25) \times 2x7 = 707 \text{ m}$$

$$L^{\circ}3x3/8 \dots\dots\dots(12.5x2) \times 7 = 175 \text{ m}$$

$$L^{\circ}3x3/8 \dots\dots\dots(20x2) \times 7 = 280 \text{ m}$$

$$707x74.96x14.58 = 772,692.17$$

$$455x74.96x10.72 = 365,624.89$$

$$C.T. = \$1'138,317.00$$

- 5.2) Estructura metálica con perfiles montén 12" incluye: suminis
tro, habilitado, cortes, desperdicio, soldadura, pintura -
anticorrosiva, fletes y montajes:

$$C.D. = \$ 96.65/\text{kg.}$$

$$C.T. = 56x11x96.65x13.74$$

$$C.T. = \$818,030.14$$

- 5.3) Cubierta a base de lámina galvanizada cal. 22 incluye: sumi
nistro, habilitado, cortes, desperdicios, soldadura, pintu
ra anticorrosiva, fletes y montajes:

$$C.D. = \$63.85/\text{m}$$

$$C.T. = 12.75x56x2x10x63.85$$

$$C.T. = \$911,778.00$$

S U M A

\$2'368,125.00

SUMA TOTAL DE FACTORES INDIRECTOS.

\$5'563,101.00

Ahora se presenta una tabla comparativa que contiene en forma resumida los valores que se desprendieron del análisis que se efectuó en éste capítulo donde se observan los costos que representan cada una de las alternativas estudiadas y que sirve de base para la discusión correspondiente que se tratará en el capítulo que sigue del presente trabajo.

CONCEPTO	ALTERNATIVA 1.	ALTERNATIVA 2.
Costo de factores directos (cim. trabes y cols).	2'358,129.90	1'748,246.00
Costos de equipo (Gruás)	4'500,000.00	9'415,265.00
SUB TOTAL	6'858,129.90	11'163,511.00
Costo de factores indirectos (muros, losa de piso, herrería, cubierta, armaduras)	5'563,101.00	5'563,101.00
TOTAL	12'421,230.90	16'726,612.00

TABLA COMPARATIVA DE ALTERNATIVAS.

CAPITULO V.

DISCUSION DE RESULTADOS.

En lo que respecta a este capítulo, se pretende hacer una serie de consideraciones que van a servir de apoyo para afinar el criterio - que determinará la decisión de emplear cualquiera de las alternativas de solución que se plantearon en el inicio de este trabajo para la movilización de equipo pesado, en función de los resultados obtenidos en el capítulo número IV.

Si se somete a la consideración el factor seguridad, se puede observar de los capítulos 2 y 3 que los análisis y el dimensionamiento de la estructura se basaron en métodos reconocidos y en factores de seguridad exigidos por los reglamentos de construcción vigentes por lo ambas alternativas son satisfactoriamente seguras, por lo tanto, bajo este punto de vista, el edificio resulta ser igualmente eficiente para cualquier elección.

Tomando como punto de enfoque el aspecto economía, cabe discutir los conceptos más importantes que diferencian una alternativa de la otra:

En lo que se refiere al renglón de superestructura, se obtuvo un costo mayor en la alternativa de grúa viajera del orden del 33%: -- sin embargo por concepto de equipo, se observa que la grúa autopropulsada tiene un valor notablemente mayor que el de la grúa viajera siendo esta diferencia del 100%. Ahora bien, si se analiza detenidamente el costo global de ambas alternativas, se pondrá de manifiesto un incremento del 35% al comprar la alternativa 2 de la 1; por lo tanto, -- desde este punto de vista, resulta ser más conveniente el empleo de la grúa viajera que el de la autopropulsada en la nave industrial.

Hablando del aspecto funcional, es considerablemente notable que la grúa viajera por estar elevada brinda mayor disponibilidad de espacio y transporta la carga con más facilidad a cualquier parte de la nave por estar apoyada directamente en las columnas del edificio, esto en comparación con la autopropulsada que necesita que se le destine una área para poder maniobrar, siendo esto un punto desfavorable si se considera que la nave en cuestión va a funcionar como taller de mantenimiento y almacén.

Se puede observar que una grúa terrestre es mucho más versátil ya que puede operar dentro y fuera de la nave, pero se supondrá que el uso que se le va a dar es relativamente poco ya que se requerirá sólo cuando el equipo que necesite reparación opere fuera de alguna nave industrial y no exista una grúa viajera que pueda moverlo para lo cual sería más conveniente el alquiler de ésta máquina.

Queda claro entonces que la mayoría de los equipos pesados tales como compresores y algunos otros, están dentro de naves industriales provistas de grúas viajeras que los levantan y colocan sobre camiones para transportarlos a los talleres de reparación; esto motiva que el uso de la grúa autopropulsada no sea indispensable. Por otra parte en lo que respecta al uso de la nave como almacén, es posible darse cuenta que la maquinaria o equipo que llegue a éste para guardarse, es transportada hasta ahí por cuenta y riesgo del proveedor correspondiente.

Por las consideraciones anteriores, se concluye que el uso que se le exiga a la grúa terrestre no va a justificar el gasto en que se incurra por concepto de costo, mantenimiento y operación de la misma.

CONCLUSIONES.

Después de haber comentado las ventajas y desventajas que -
llevan consigo cada una de las opciones que se plantearon para el mo-
vimiento de carga pesada, se está en condiciones de poder establecer-
el siguiente criterio:

Pensando en que se trata de mover cargas, es posible detec -
tar que la elección más adecuada entre una alternativa y la otra, de-
pende primordialmente de la magnitud de las cargas a desplazar ya que
mientras menor sea la capacidad de trabajo que se requiera en la plan
ta, más indicado es el empleo de una grúa autopropulsada puesto que -
ésta aumenta su probabilidad de uso tanto dentro como fuera del edi -
ficio sin tener demasiadas limitantes en cuestión de espacio. Si por
el contrario, las exigencias de carga ya son de magnitudes considera-
bles, la elección recaerá sin duda sobre la grúa viajera puesto que -
representa un gasto menor y un mejor aprovechamiento de áreas.

Por otra parte, no hay que perder de vista el posible uso con
tínuo de la grúa autopropulsada para el servicio de otras áreas de la
planta, ya que en este caso, la máquina en cuestión resultaría ser de
mayor provecho y por ende su inversión estaría más justificada.

Por todo lo anterior, cabe decir que, para buscar la óptima -
elección cuando se presentan este tipo de problemas, es necesario tener
perfectamente definidos todos los parametros que se manejaron en este-
trabajo.

BIBLIOGRAFIA

- Bresler, Boris. "Diseño de Estructuras de Acero". Ed. Limusa 1976. México.
- McCormac, Jack. "Diseño de Estructuras Metálicas". Representaciones y servicios de Ingeniería S.A. - 1979. México.
- "Construcción de Acero". Manual AHMSA. 1975. México.
- "Manual of Steel Construction". American Institute - of Steel Construction. 7a. Edición. U.S.A.
- Weaver, M. "Whiting Crane Hand Book". 1979. Illinois.
- "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto".- Instituto de Ingeniería. UNAM. 1977. México.
- González Cuevas, Oscar M. "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". Ed. Limusa 1977. México.
- Kleinlogel, A. "Rigid Frame Formulas". Frederick Ungar Publishing Co. 1978. New York.
- Leontovich, Valerian. "Pórticos y Arcos". Ed. CECSA. - 1979. México.
- Magdaleno, Carlos. "Cimentaciones Superficiales". IPN. 1980. México.
- Ramírez C., Juan. "Catálogo Auxiliar de Ajustes de -- Análisis de Precios en Edificación". 1980. México.