

870115

19
24

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA IE CR.GEN

CALCULO ESTRUCTURAL DE UNA GASOLINERA

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ALEJANDRO ARNOLDO PADILLA REYNOSO

GUADALAJARA,

JAL.,

1988



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.

I N D I C E

	Página
Capítulo I.- Generalidades	1
Capítulo II.- Cálculo estructural de bases y Potecciones de los tanques.	3
Capítulo III.- Cálculo estructural de la cu- bierta.	66
Capítulo IV.- Conclusiones.	128
Indice de planos	130
Bibliografía	147

CAPITULO I
GENERALIDADES.

En el presente trabajo trataremos el problema de localización, así como la protección de los depósitos de combustible, al igual que la cubierta de la zona de abastecimiento, de la gasolinera que se irá a ubicar en la esquina noreste que forman las calles de Pedro Moreno y José Ma. Morelos en la población de San Miguel el Alto, Jalisco. Dicha población se encuentra ubicada a 150 Km. de Guadalajara por la carretera federal número 80. Con dirección a León, Guanajuato.

Como colindantes tendrá, al norte un taller mecánico y al Oeste, la ribera del río de "La Laja", que es uno de los afluentes del "río Verde". La planta general del conjunto se muestra en el plano No. 1. Constará de oficinas, baños, una terraza para exposición de automóviles en venta, tres islas para el suministro de gasolina y 2 para el suministro de diesel.

En lo que respecta a los depósitos de combustible, estos serán 4, 2 para gasolina y 2 para diesel. Serán de forma cilíndrica y tendrán las siguientes dimensiones:

largo: 8.00 m.
diámetro: 4.00 m.

Tienen una capacidad de 100.53 m³ y serán elaborados con lámina de acero calibre 12 y tendrán un peso de 2,685 K. vacíos y de 73 Ton. llenos. Una vez colocados los depósitos - en su lugar el espacio que quede libre se llenará con arena.

La cubierta se formará con dos cuerpos de forma de diamante que cubrirán aproximadamente una superficie de 90 m² cada uno. Se van a fabricar con una estructura de acero y lámina galvanizada pintada a fuego, calibre 24 del tipo --- RM-88. La forma y la disposición de los mencionados diamantes se ilustra en el plano No. 1.

En el plano No. 2 se muestra la ubicación de los depósitos de combustible.

C A P I T U L O II

CALCULO ESTRUCTURAL DE BASES Y PROTECCIONES DE LOS TANQUES.

A) Estudios de mecánica de suelos.

La mecánica de suelos se ocupa de estudiar el comportamiento de un suelo bajo la acción de las fuerzas producidas; ya sea por fenómenos naturales o como resultado de excavaciones o de construcciones hechas por el hombre. Aplica las leyes de la física a los problemas de ingeniería que se refieren a los suelos. Los suelos son sedimentos u otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración de rocas, y mezclas de dichas partículas con sustancias orgánicas.

Para lograr este fin se requiere determinar las propiedades mecánicas del suelo mediante ensayos de campo o de laboratorio cuyos resultados cuantitativos son utilizados en fórmulas matemáticas, en modelos mecánicos a escala o en correlaciones empíricas que permiten evaluar las condiciones pertinentes en un problema específico.

Las características del suelo que nos interesan son las siguientes:

Resistencia	}	Compresión
		Tensión
		Esfuerzo cortante.

Deformabilidad

Permeabilidad

Fragmentación natural

Estado natural de esfuerzos

Dureza y abrasividad

Tenacidad

Alterabilidad

Determinación de la resistencia a la compresión simple.

Se realiza en el laboratorio y consiste en aplicar al espécimen de roca cargas axiales sin confinamiento. Los especímenes usuales son cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura de 2 diámetros. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla, dicho esfuerzo se calcula en megapascales. El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 5 a 400 Mpa. Dentro de este gran intervalo han surgido diversas proposiciones de subdivisión que se pueden resumir en la siguiente tabla:

CLASIFICACION DE LAS ROCAS		
RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.		
Resistencia en megapascales	condición	descripción
5-20	muy débil	sedimentarias alteradas y débilmente compactadas.
20-40	débil	sedimentarias y esquistos débilmente cementados.
40-80	Res. media	sedimentarias competentes y rocas ígneas.
80-160	Res. alta	ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino.
160-320	Res. muy alta	cuarcitas, rocas ígneas densas de grano fino.

TABLA 2.1

Estos ensayos permiten determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa de la fisuración del macizo.

Ensayos de compresión triaxial.

Estos ensayos simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en estado natural puede definirse como un estado de esfuerzos que se puede representar con los esfuer--

zos normales denominados principales. La mayoría de los laboratorios emplean aparatos capaces de ensayar muestras cilíndricas de roca de 5 a 7.5 cm de diámetro con cargas axiales de 100 a 200 tons. y confinamiento de 300 a 600 Kg/cm². La cámara de compresión triaxial diseñada para medir la presión de poro, consiste de una base, un cabezal, mangueras de presión, deformómetros, manómetros y otros accesorios. La base y la cabeza tienen varios orificios a través de los cuales la presión de poro penetra en el espécimen. La presión confinante se mantiene constante en forma manual por medio de un tornillo pistón el cual compensa los cambios de volumen que resultan de la deformación del espécimen. También puede controlarse mediante un regulador de presión. -- Lleva conectado un tubo pequeño de plástico enrollado al -- espécimen que sirve de dren durante el llenado de la cámara con el fluido confinante (agua o aceite). La deformación -- axial durante la prueba se mide con una celda eléctrica, en cada medición del desplazamiento del espécimen se resta el efecto de la deformación elástica del aparato. Al comienzo de los ensayos se satura el sistema de medición de presión de poro y el espécimen queda protegido por una membrana de hule. Se aplica una pequeña carga axial y la presión confinante se incrementa gradualmente hasta su nivel de trabajo, entonces la presión de poro se mide en ambos extremos. El sistema de contrapresión se cierra y el espécimen se carga progresivamente con una velocidad de aplicación de carga --

que debe quedar entre 5 y 10 Kg/cm²/seg. Durante las pruebas la presión de poro debe mantenerse menor que la presión confinante de tal manera que el incremento de presión durante la carga deje siempre la presión confinante efectiva con un valor positivo. Una disminución de la presión de poro -- nos indicaría que hay expansión del espécimen y esto ocurre frecuentemente durante una etapa avanzada de deformación.

Ensayes de tensión.

La resistencia a la tensión obtenida a partir de ensayos de laboratorio es un parámetro útil para el diseño de excavaciones subterráneas.

Los ensayos de tensión axial y la prueba brasileña permiten representar el comportamiento de la roca en la zona de los macizos en los que se inducen esfuerzos de tensión al realizar excavaciones o también al aplicar cargas.

Los ensayos de flexión permiten representar el comportamiento de estratos que forman el techo de excavaciones -- subterráneas. Los ensayos de tensión en especímenes de roca se han inspirado en las pruebas desarrolladas para probar cilindros de concreto. Estas técnicas consisten principalmente en someter a la muestra de roca a tensión axial, a -- compresión diametral (prueba brasileña) o a la flexión. La-

resistencia a la tensión es la más sensible de las propiedades mecánicas de la roca.

Prueba de tensión axial.

Existen dos técnicas para efectuar esta prueba de tensión, una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca mediante casquetes metálicos cementados a sus extremos. En la otra técnica la carga de tensión aplicada a los especímenes se hace por medio de mordazas -- ajustadas a sus extremos que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

Prueba de flexión.

Consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos, a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca el espécimen falla. Cuando una carga P se aplica al centro de la viga simplemente apoyada de longitud $2L$ produciendo en el centro una flecha y perpendicular al eje de la viga, el módulo de elasticidad promedio a la flexión es:

$$E \text{ prom} = \frac{P * L^3}{6 * I * y}$$

la resistencia a la tensión es:

$$F = \frac{P \cdot L \cdot Y_0}{2 \cdot I}$$

Donde Y_0 = distancia del eje neutro a la fibra extrema en tensión.

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{4} \quad \text{para una sección circular de radio } r.$$

$$= \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{para una sección rectangular de base } b \text{ y altura } h.$$

Prueba brasileña.

Esta prueba consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose así esfuerzos de tensión σ_y de compresión σ_x , así como se indica en la figura 2.1.

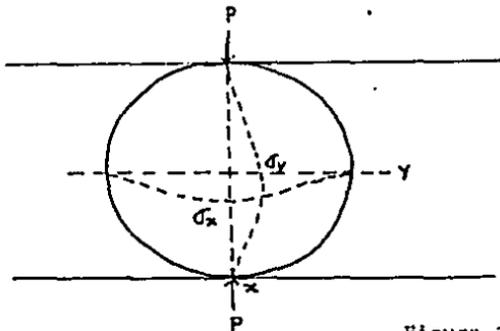


Figura 2.1

Los valores máximos de estos esfuerzos son los siguientes:

$$\sigma_x = \frac{6 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot l}$$

$$\sigma_y = \frac{-2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot l}$$

Ensayes de corte.

Los ensayes de corte de laboratorio pueden emplearse para determinar la resistencia al corte del material intacto y de las juntas rocosas. Debe tomarse en cuenta que el valor de la resistencia al corte obtenido en ensayes de laboratorio tiende a ser menor que el de ensayes de campo por la influencia de las irregularidades en las juntas que son mayores que en los especímenes ensayados.

La resistencia al corte es una propiedad tanto de la roca intacta como de las juntas o planos de debilidad de los macisos.

Existen diferentes tipos de instalaciones de laboratorios para obtener la resistencia al corte, el espécimen se acopla a los bloques de concreto y la carga se aplica mediante gatos hidráulicos.

Los valores aproximados de diferentes tipos de roca a la tensión, compresión y cortante vienen dados en la tabla 2.2.

VALORES EN MEGAPASCALES.			
ROCA	COMPRESION	TENSION	CORTANTE
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-----
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-----
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-----
Carbón	5-50	2-5	-----
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Aneis	50-200	5-20	-----
Marmol	100-250	7-20	-----
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Tabla 2.2

En el caso particular de la población de San Miguel el Alto, la cama de roca sólida se encuentra a escasos 40 cm. de la superficie. Se trata de una toba riolítica que en la región se le conoce simplemente como "cantera", es un material de una alta resistencia, aproximadamente 780 Kg/cm^2 a compresión. La resistencia a la tensión no nos va a interesar pues el material no tendrá que trabajar de esa forma. La otra propiedad que nos interesaría sería la permeabilidad, para proteger a los depósitos del combustible de corrosión, los estudios nos dieron por resultado un coeficiente de permeabilidad (k) de aproximadamente 10^{-7} . Que combinado con el 2×10^{-2} que nos da la arena fina con la que vamos a rellenar, nos elimina el problema de que el agua fluya hasta los tanques.

Para la excavación, debido a la dureza del material, este tendrá que ser excavado con explosivos. Pero esto no es posible ya que nos encontramos en una zona muy transitada, y principalmente nos encontramos muy cerca de otros depósitos de sustancias inflamables. Debido a esto, la excavación se tendrá que llevar a cabo con cincel y marro.

B) Diseño Estructural.

El diseñador de estructuras debe aprender a distribuir y dimensionar los elementos de las estructuras de modo que las mismas tengan suficiente resistencia y rigidez y sean razonablemente económicas, y que puedan montarse de manera práctica. Estos detalles se discuten brevemente a continuación:

Seguridad. Una estructura no sólo debe soportar en forma segura las cargas a que esté sujeta, sino que debe soportarlas de modo que las deformaciones y vibraciones no sean tan grandes como para atemorizar a los usuarios o causar desagrietamientos de apariencia peligrosa.

Costo. El diseñador debe tener en mente los detalles que reducen el costo sin sacrificar la resistencia. Estos aspectos, incluyen el uso de elementos y materiales que no requieran con el tiempo, altos costos de mantenimiento.

Sentido práctico. Otro objetivo es el diseño de estructuras que puedan fabricarse y montarse sin que se presenten grandes problemas. El diseñador necesita conocer métodos de fabricación, y tratar de adaptar su trabajo a las facilidades disponibles.

El diseñador deberá tener los más amplios conocimientos posibles acerca del dibujo de detalle, de la fabricación y del montaje en el campo de las estructuras. Mientras mayores sean sus conocimientos acerca de los problemas y tolerancias en el taller y en el campo, mayores probabilidades existen de que sus diseños sean razonables, prácticos y económicos. Dicho conocimiento debe incluir la información correspondiente al transporte de los materiales a los sitios de obra, a las condiciones de trabajo y al equipo disponible para el montaje.

Finalmente necesita organizar los elementos de la estructura de manera de no interferir, con las instalaciones que requiera el proyecto, ni modifiquen el aspecto arquitectónico.

Primeramente diseñaremos las bases de los tanques de almacenamiento, estas deberán de medir cuando menos: 4.00 m de el ancho de los tanques más 0.50 m libres a cada lado, o sea 5.00 m. en la parte de arriba le daremos curvatura para que reciban a los tanques, véase la figura 2.2.

Necesitamos por el lado de la margen del río, contener sus agua, ya que estas llegan a alcanzar durante la temporada de lluvias un nivel de hasta 3.50 m. Para esto propósito podemos construir un muro de contención de mampostería, fue

ra de la excavación de los depósitos, o bien, el muro que va a soportar la losa lo calcularemos para que soporte también el empuje del agua. Dado que el material en el que se va a desplantar es de una alta dureza, y para no tener que excavar más para la construcción de la cimentación del muro, es más apropiado construir un solo muro y que las bases de los depósitos nos ayuden a contener el momento que se produzca por los empujes laterales. (figura 2.3).

La excavación que va a recibir los dos depósitos del lado del río, va a medir por lo menos: 2 depósitos x 8.0 c/u. = 16. metros. tiene que llevar 0.5 m entre el tanque y el muro y 1.0 m. entre los dos tanques. Quedándonos una longitud total de 18.0 m. Tomando en cuenta la separación que deben de tener los castillos y las bases entre sí, dividimos el claro total en 6 claros de 3.0 metros cada uno. (figura 2.4).

Figura 2.2

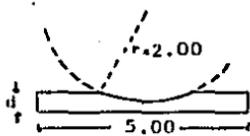


Figura 2.3

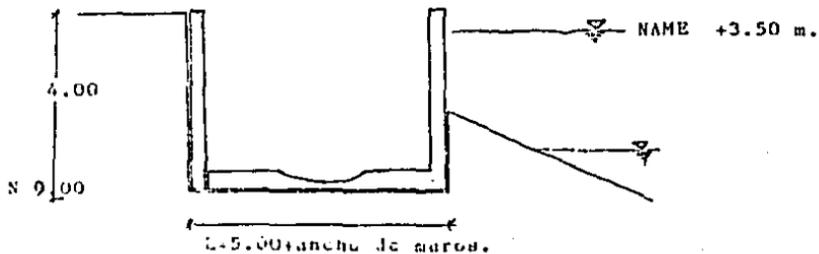
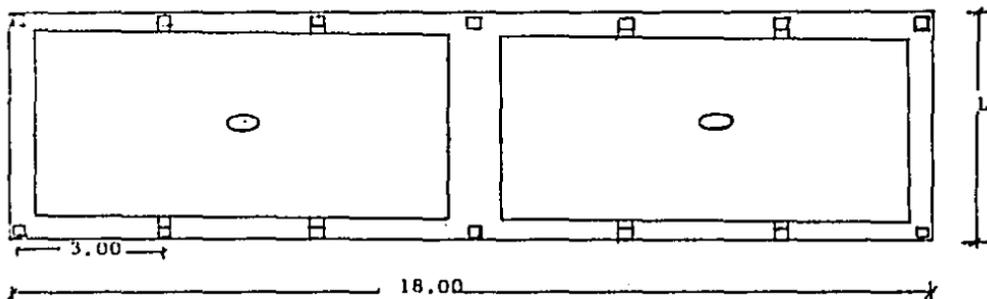
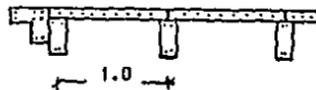
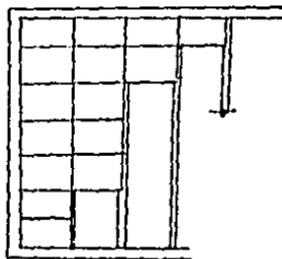


Figura 2.4



Para la losa tapa, debido al relleno de arena alrededor de los tanques, no se puede usar madera para cimbrar. - Tampoco podemos colar la losa directamente sobre la arena, pues ésta además se deforme antes de fraguar, debido a que estará muy suelta, también nos va a absorber la humedad del concreto y nos va a representar un serio problema de adición de agua a la mezcla. Por consiguiente se decidió colar trabes de concreto a lo largo del claro, a cada metro de longitud, estas trabes soportarían unas pequeñas losas de 1.0 metro de largo. Dichas losas se podrían colar en el suelo en un lugar aparte de la excavación. También se deberá colar una banqueteta o guarnición para evitar el deslizamiento de las losas. (figura 2.5).

Finalmente en las excavaciones para los otros dos depósitos la longitud será de 9.0 m. cada una. Igualmente divididos en claros de tres metros cada uno. La losa se hará de la misma forma arriba señalada.



C) Análisis de cargas.

Tipos de cargas. Las cargas son fuerzas externas que actúan sobre una estructura. Los esfuerzos son las fuerzas internas que resisten las cargas.

Las fuerzas de tensión tienden a estirar un componente; las fuerzas de compresión tienden a acortarlo y las fuerzas cortantes tienden a hacer que algunas partes del mismo se deslicen entre sí. Las cargas también se pueden clasificar como estáticas o dinámicas. Las cargas estáticas son fuerzas que se aplican con lentitud y, luego, permanecen casi constantes. Las cargas dinámicas varían con el tiempo. Incluyen las cargas repetidas, como las fuerzas alternadas de maquinaria oscilante; cargas móviles los camiones o trenes en los puentes; cargas de impacto, como un peso que cae y choca contra un piso o la onda de choque de una explosión que choca y rebota contra un muro; cargas sísmicas y otras fuerzas creadas en una estructura por el movimiento rápido de sus soportes.

Las cargas se pueden considerar distribuidas o concentradas. Las cargas distribuidas con uniformidad, son fuerzas que, son o se pueden considerar así para fines prácticos, constantes sobre una superficie del elemento de soporte. Un buen ejemplo es el peso muerto de una viga de acero lamina-

do. Las cargas concentradas son fuerzas que tienen una superficie de contacto tan pequeña que resultan insignificantes con toda el área de superficie del elemento de soporte.

Además las cargas pueden ser axiales, excéntricas o torsionales. Una carga axial es una fuerza cuya resultante pasa por el centroide de una sección en consideración y es perpendicular al plano de la sección. Una carga excéntrica es una fuerza perpendicular al plano de la sección en consideración, pero que no pasa por el centroide de la sección y, por tanto, flexiona al elemento de soporte, las cargas torsionales son fuerzas que están desplazadas desde el centro de cortante de la sección en consideración y están inclinadas en relación con el plano de la sección o en ese plano y por tanto tuercen al elemento de soporte.

El análisis de cargas lo vamos a hacer para los diferentes tipos de materiales que se van a usar y las cargas vivas de acuerdo con el reglamento de construcciones del ayuntamiento de Guadalajara.

Cargas Vivas:

Peso de los vehículos:

Tráfico en la zona de diesel. 18 Ton/eje

Tráfico en la zona de gasolina 3.8 Ton/eje

Peso de personas (despreciable)

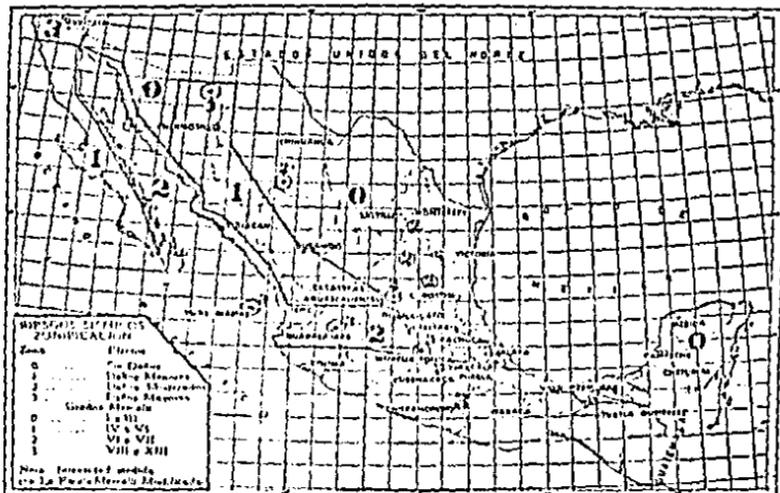
Cargas Muertas:

Peso del concreto armado	2.4 Ton/m ³
Peso del bloque de concreto:	
Bloque de 7x11x23	0.75 Ton/m ³
Bloque de 10x14x28	1.20 Ton/m ³
Peso de los depósitos.	73 Tons c/u
Peso de la arena para el relleno	1.5 Ton/m ³
Peso de el agua.	1.0 Ton/m ³

Todas estas cargas hay que afectariarlas por un factor - de seguridad para considerar los efectos de un sismo. figura 2.6.

Figura 2.6

CARTA DE ZONAS DE PROBABILIDADES SISMICAS

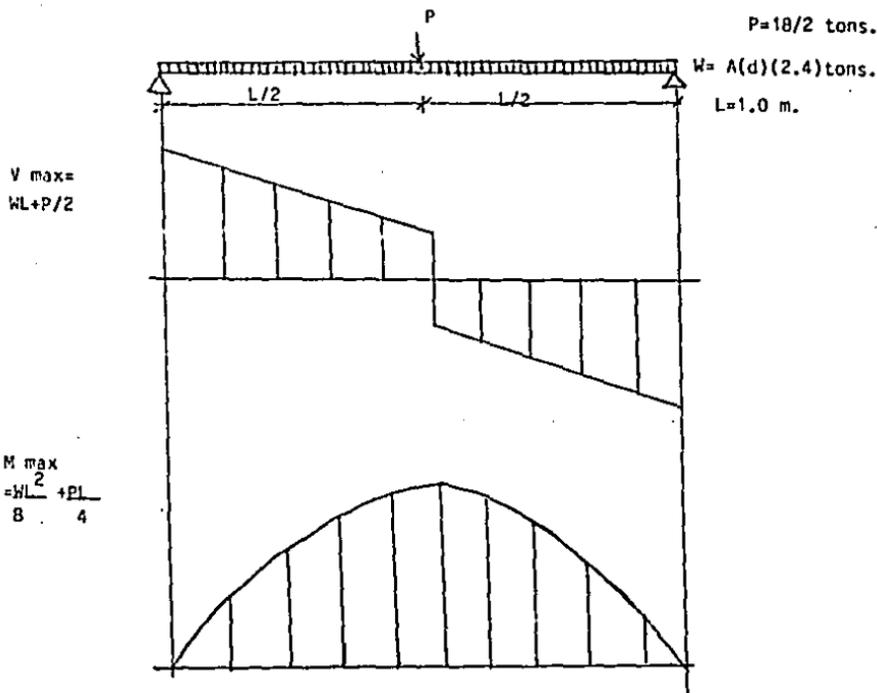


D) Cálculo estructural.

En esta sección vamos a analizar los esfuerzos máximos a que se encuentran sujetos los diferentes miembros de la estructura.

Losas.

(para las islas de abastecimiento de diesel.)



A estas cargas hace falta factorizarlas. Es decir multiplicarlas por sus factores correspondientes para carga viva y muerta respectivamente. Como los valores de W dependen del ancho que queramos darle a la losa tendremos que determinar éste, para ello se elaboró la tabla 2.3.

Tabla 2.3.

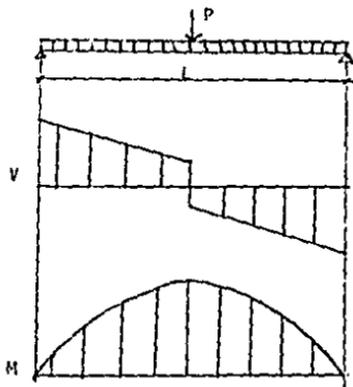
Ancho	d propuesto.	W uniforme	Volumen por pieza	Peso por pza.
0.50	0.35	420 K	0.175 m ³	420 K
0.75	0.25	450 K	0.1875 m ³	450 K
0.90	0.18	388.8 K	0.162 m ³	388.8 K
1.50	0.20	720 K	0.300 m ³	720 K

Losas para las islas de abastecimiento de gasolina.

El diagrama de fuerzas cortante y de momento flexionante es igual al anterior y los resultados de la tabla 2.3 nos son igualmente útiles; la diferencia va a ser la carga viva. Esto nos va a cambiar el peralte de las piezas pero eso se verá en el dimensionamiento.

Vigas.

(zona de diesel y gasolina).



Diesel.

$$P=18 \text{ tons.}$$

$$W=(A)(D)(2.4) \text{ tons.}$$

Gasolina.

$$P=3.8 \text{ tons.}$$

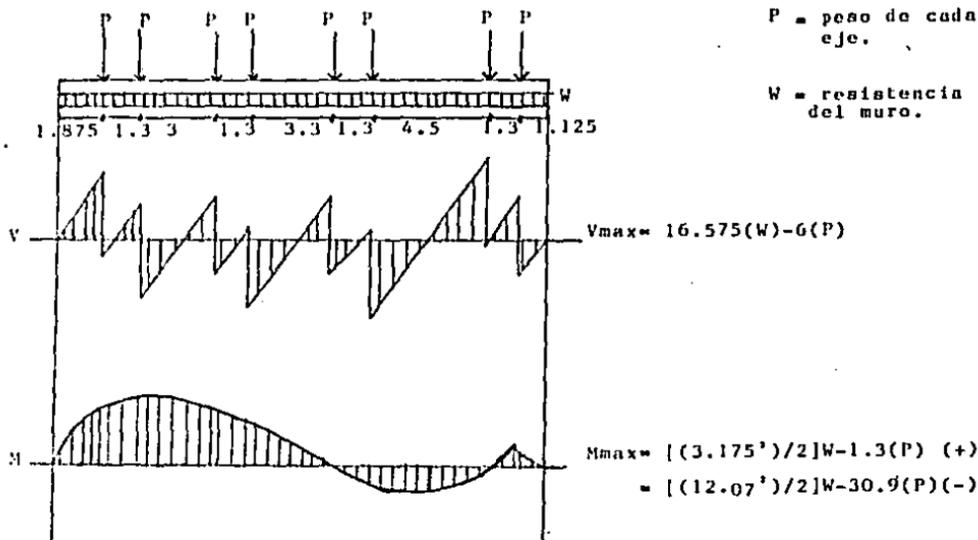
$$W=(A)(D)(2.4) \text{ tons.}$$

$$V \max = \frac{WL+P}{2}$$

$$M \max = \frac{WL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

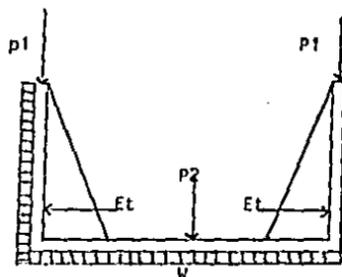
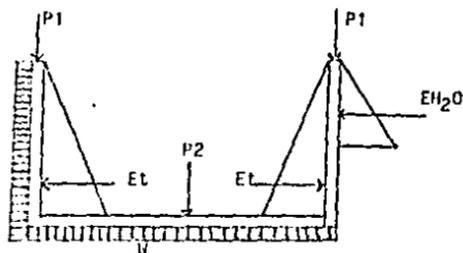
Dala de cerramiento.

Esta dala va a ir sobre los muros que rodearán a los depósitos. En ella se van a apoyar las vigas que sostendrán las losas.



Soportes de los tanques y cuerpos verticales.

Estos tres elementos van a formar un solo cuerpo. Se trata de un marco rígido invertido, es decir una "U".



$P1$ - Cargas vivas y muertas de la tapa.

$P2$ - Peso del depósito de combustible.

E_t - Empuje del relleno de arena.

E_{H_2O} - Empuje de el agua.

W - Resistencia de terreno.

Determinación de la resistencia del terreno.

Tenemos una resistencia del terreno según los ensayos de mecánica de rocas de hasta 2,8 Megapascuales. Es decir - 280 kg/cm^2 . Para determinar cual va a ser el valor de resistencia que vamos a necesitar del terreno vamos a hacer el análisis del marco como un solo cuerpo.

En ambos casos:

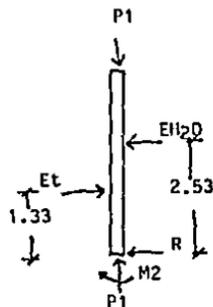
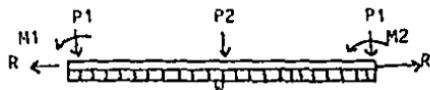
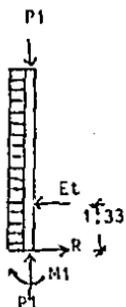
$$F_x = 0; F_x = 2(P1) + P2 - W(5.0)(0.30) = 0$$

$$W = 2(P1) + P2 / [1.50]$$

$$F_y = 0; F_y = E_{I1} \theta - W(4.0)(0.30) = 0$$

$$W = E_{I1} \theta / 1.20$$

Ahora vamos a efectuar el análisis estructural.



$$M1 = E_t(1.33) - W_y(4.0)(2.0)$$

$$M1 = -P2(2.5) + W_x(5.0)(2.5) + m1$$

$$M2 = E_{I2} \theta(2.53) - E_t(1.33)$$

$$M2 = M2 + P2(2.5) - W_x(5.0)(2.5)$$

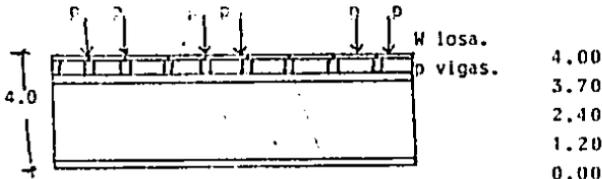
$$R = E_t - E_{I2} \theta$$

Muro.

El muro va a tener un espesor acorde con la relación de esbeltez. Es decir: $K(L)/r \leq 60$. Donde $K = 2W10$, $L = 4.00$ y debemos obtener "r".

$r = 2.10(4.0)/60 = 0.14$. El muro deberá tener una radio-de giro mínimo de 14 cm. por lo tanto el espesor será cuando menos 28 cm.

Para determinar con qué material lo vamos a construir, vamos a analizar los esfuerzos que se presentan:



P = peso del eje.

$P = 8,000 \text{ Kg}^*$; $W \text{ losa} = 1,300 \text{ Kg/m}$; $p \text{ vigas} = 2,000$
 Kg ; $W \text{ dala} = 300 \text{ Kg/m}$.

nivel	Área de descarga	esfuerzo actuante	esfuerzo resistente.
4.00 m	$30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$	$11,600/900 = 12.9$	250
3.70 m	1350 cm^2	8.6 k/cm^2	15
2.4 m	3300 cm^2	7.3 k/cm^2	"
1.20 m	$6,400 \text{ cm}^2$	5.40 k/cm^2	"
0.00 m	$6,900 \text{ cm}^2$	6.72 k/cm^2	280

Guarnición.

Para la guarnición, vamos a considerar que la carga lateral será de un valor de el 10% de las cargas actuantes.



* Los valores dados son supuestos.

E) Dimensionamiento.

Métodos de diseño.

Desde hace mucho tiempo predominan dos criterios de di seno para el concreto reforzado. Uno de ellos, "diseño por esfuerzos de trabajo", fue el método principal empleado des de principios de este siglo hasta principios de la década de los sesenta. Desde la publicación del reglamento del ACI, ha habido una rápida transición al otro método, "diseño por resistencia última", en gran parte, por que es un método -- más lógico. El diseño por resistencia última o "método de - diseño por resistencia", es, teóricamente, más realista en su aproximación a la seguridad de la estructura.

El método de diseño por resistencia requiere que las - resistencias nominales calculadas, reducidas por los factores especificados de reducción de resistencia, es decir, -- las resistencias de diseño, sean iguales o mayores que los - efectos bajo cargas de servicio (fuerzas internas y momen-- tos) incrementados por los factores de carga especificados, o sea, por las resistencias requeridas. Puesto que la dis-- tinción entre "resistencia de diseño" y "resistencia requere-- rida" es crucial para la comprensión del método de diseño - por resistencia, se resume a continuación las definiciones - y anotaciones empleadas con el método de diseño por resis-- tencia.

Carga de servicio = carga especificada por el reglamento general de construcciones (sin los factores de carga).

Carga factorizada - carga multiplicada por los factores apropiados de carga empleada para dimensionar los elementos según el método de diseño por resistencia.

Resistencia requerida = resistencia de un elemento o de una sección transversal, requerida para soportar cargas factorizadas o momentos y fuerzas relativos en combinaciones que se estipulan.

Resistencia nominal = resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada de acuerdo con las especificaciones y estipulaciones del método de diseño por resistencia, antes de la aplicación de cualquier factor de resistencia.

Resistencia de diseño = resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Notación:

Resistencia requerida:

M_u = momento factorizado en una sección.

P_u = carga axial factorizada con excentricidad dada.

V_u = fuerza cortante factorizada en una sección.

T_u = momento torsionante factorizado.

Resistencia nominal:

M_n = resistencia nominal a momento en una sección.

M_b = resistencia nominal a momento en condiciones de deformación balanceada.

P_n = resistencia nominal a carga axial a una excentricidad dada.

P_o = resistencia nominal a carga axial sin excentricidad.

P_b = resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.

V_n = resistencia nominal a cortante.

V_c = resistencia nominal a cortante, proporcionada -- por el concreto.

V_s = resistencia nominal a cortante, proporcionada por el refuerzo para cortante.

T_n = resistencia nominal al momento torsionante.

T_c = resistencia nominal a momento torsionante, proporcionada por el concreto.

T_s = resistencia nominal al momento torsionante, proporcionada por el refuerzo de torsión.

Resistencia de diseño.

M_n = resistencia de diseño a momento de una sección.

P_n = resistencia de diseño a carga axial con una excentricidad dada.

V_n = resistencia de diseño a cortante = $(V_c + V_s)$.

T_n = resistencia de diseño a momento torsionante = $(T_c + T_s)$.

Requisitos de resistencia.

El criterio básico del diseño por resistencia se puede expresar de la siguiente manera:

resistencia requerida \leq resistencia de diseño

ϕ Factor de carga x Efectos de las cargas de servicio \leq Factor de reducción de resistencia x resistencia nominal.

Todos los elementos y todas las secciones de los mismos, deben ser dimensionados para cumplir con el criterio anterior, bajo la combinación más crítica de cargas y bajo todos los estados posibles de esfuerzo (flexión, carga axial, cortante, etcétera).

$$P_u \leq P_n$$

$$M_u \leq M_n$$

$$V_u \leq V_n$$

$$T_u \leq T_n$$

El criterio anterior proporciona el margen de seguridad estructural de dos maneras:

- 1.- La resistencia requerida se calcula en términos de cargas factorizadas los momentos y fuerzas interrelacionados. Las cargas factorizadas se definen en la sección 2.1, como las cargas de servicio, multiplicadas por los factores apropiados de carga. Las cargas que se deben usar se describen en la sección 8.2. Por lo tanto, la resistencia requerida a flexión para cargas muertas y vivas es:

$$M_u = 1.4(M_D) + 1.7(M_L)$$

Donde M_D y M_L son los momentos debidos a las cargas -- muertas y vivas de servicio, respectivamente.

2.- La resistencia de diseño se calcula multiplicando la resistencia nominal por el factor apropiado de reducción de resistencia. La resistencia nominal se calcula por medio de los procedimientos del reglamento suponiendo que el elemento, o la sección, tienen las dimensiones exactas y las propiedades de los materiales, supuestas en los cálculos. Así, por ejemplo, la resistencia de diseño a momento de una sección transversal simplemente reforzada es:

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y (d-a/2)]$$

Para la sección del ejemplo sin refuerzo a compresión y sujeta a flexión, el criterio básico para el diseño por resistencia se resume a:

$$1.4M_D + 1.7M_L \leq \phi [A_s f_y (d-a/2)]$$

De manera similar, para la resistencia a cortante de una viga, el criterio básico para el diseño por resistencia puede expresarse así:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\leq \phi (V_c + V_s)$$

$$1.4V_d + 1.7V_l \leq \left[\phi \left(0.53 f_c' b_w d + A_v f_y d \right) \right]$$

McGregor da las siguientes razones para justificar los factores de carga y de reducción de resistencia en el diseño estructural;

1.- La resistencia de los materiales o de los elementos puede ser menor que la esperada. Los factores que contribuyen a ello son los siguientes:

a) La resistencia de los materiales puede diferir de las supuestas en el diseño, debido a:

* La variabilidad de la resistencia de los materiales.

La resistencia a la compresión del concreto, tanto, como la resistencia a la fluencia y la resistencia última a la tensión del refuerzo son variables.

* El efecto de la velocidad de las pruebas. Las resistencias tanto del concreto como del acero son afectadas por la velocidad de aplicación de la carga.

- * La resistencia en obra comparada con la resistencia del espécimen. La resistencia del concreto en una estructura es un poco diferente de la resistencia del mismo concreto en un espécimen de control.

 - * El efecto de la variabilidad de los esfuerzos -- de contracción o esfuerzos residuales. La variabilidad en los esfuerzos residuales debidos a la contracción puede afectar la carga de agrietamiento del elemento y es importante donde el agrietamiento es el estado límite crítico. De manera similar, la transmisión de la carga de compresión del concreto al acero, causada por la fluencia y la contracción, en las columnas, puede dar lugar a una resistencia a la fluencia prematura del acero de compresión y, posiblemente, provocar fallas por inestabilidad en columnas esbeltas con poca cantidad de refuerzo.
- b) Los elementos pueden variar de los supuestos anteriormente debido a errores de fabricación. Los siguientes errores son importantes:

- * Las tolerancias de laminación de las varillas de refuerzo.
 - * Los errores geométricos de la sección transversal y los errores de colocación del refuerzo.
- c) Las suposiciones y ecuaciones simplificadas, tales como el uso del bloque rectangular de esfuerzos, y la suposición de máxima deformación unitaria útil de concreto ---- igual a 0.003, presentan errores tanto sistemáticos como casuales.
- d) El uso de distintos tamaños de varillas da como resultado variaciones de la capacidad real de los elementos.

2.- Pueden ocurrir sobrecargas cuando:

- a) Las magnitudes de las cargas pueden variar de -- las supuestas.

Las cargas muertas pueden variar debido a:

- * Variaciones de los tamaños de los elementos.
- * Variaciones de la densidad del material.
- * Alteraciones estructurales y no estructurales.

La carga viva, varía de manera considerable con el -- tiempo y de una edificio a otro.

b) Existen dudas en los cálculos de los efectos de la carga. Las suposiciones para las rigideces, longitudes de claro, etcétera, y las impresiones que se originan al modelar las estructuras tridimensionales para el análisis estructural, producen diferencias entre los esfuerzos que en realidad ocurren en una construcción y los que el diseñador incluyó en su análisis.

3.- Las consecuencias de una falla pueden ser graves.-
Se deben considerar varios factores.

- a) El tipo de falla, la advertencia de la misma y la existencia de condiciones de alternación de carga.
- b) La posibilidad de que ocurran accidentes que podrían causar muertes.
- c) El costo para la compañía en cuanto a tiempo perdido, los beneficios no obtenidos o la pérdida indirecta de vidas o propiedades debido a la falla.
- d) La importancia del elemento estructural en la propia estructura.
- e) El costo que implica reemplazar la estructura.

Como antecedente para los valores numéricos de los factores de carga y los factores de reducción de resistencia - especificados en el reglamento ACI 318-83, puede ser útil - el siguiente párrafo de la referencia 4.1:

Los requisitos de diseño del reglamento ACI se basan - en la suposición fundamental de que si la probabilidad de - tener elementos de resistencia baja es más o menos una en - cien, y la posibilidad de una sobrecarga es más o menos una en mil, la probabilidad de una sobrecarga en una estructura de resistencia baja es más o menos una en cienmil. Los factores de carga fueron deducidos para lograr esta probabilidad de sobrecarga. Basándose en los valores de la resistencia del concreto y del acero que corresponden a la probabilidad de una en cien de tener baja resistencia, se calcularon las resistencias de un número de secciones características. Las relaciones entre la resistencia basada en estos valores y la resistencia basada en las resistencias nominales de un número de secciones características, se ajustaron en forma arbitraria, en función de las consecuencias de la falla y el modo de falla de un tipo de elemento en particular, y para un número de otras causas de variación de resistencia.

Resistencia requerida.

Como se mencionó anteriormente, la resistencia requerida, U , se expresa en términos de cargas factorizadas o de sus fuerzas y momentos internos relacionados. Estas cargas son las que se especifican en el reglamento general de construcción, multiplicadas por los factores apropiados de carga.

El reglamento prescribe factores de carga para combinaciones específicas de cargas. En la tabla 2.4 se presenta una lista de estas combinaciones. El valor numérico del factor de carga asignado a cada tipo de carga está influido -- por el grado de precisión con el que la carga normalmente puede ser evaluada y por la variación que se puede esperar en la carga durante la vida de una estructura. Por lo tanto, las cargas muertas, que normalmente pueden determinarse con mayor precisión y son menos variables, están asociadas con un factor de carga más bajo que las cargas vivas. Para pesos y presiones de líquidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, se permite un factor de carga reducido, de 1.4 reconociendo la menor probabilidad de sobrecargar con dichas cargas líquidas. Cuando existe gran incertidumbre respecto a presiones tales como presiones de tierra y agua subterránea, se requiere de un factor de carga más elevado que 1.7.

Tabla. 2.4

RESISTENCIA REQUERIDA PARA LA COMBINACION DE CARGA.

a) carga muerta y carga viva

$$U = 1.4D + 1.7L$$

b) carga muerta, carga viva y carga de viento.

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$0.6 U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$$

$$= 1.05D + 1.275L + 1.25W$$

$$0.6 U = 0.9D + 1.3W$$

c) carga muerta, carga viva y carga de sismo.

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

$$0.6 U = 0.9D + 1.43E$$

d) carga muerta y carga viva, más el empuje del terreno y -
del agua subterránea.

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$0.6 U = 0.9D + 1.7L + 1.7H \quad (D \text{ reduciendo a } H)$$

$$0.6 U = 1.4D + 1.7H \quad (L \text{ reduciendo a } H)$$

$$0.6 U = 0.9D + 1.7H \quad (DyL \text{ reduciendo a } H)$$

e) carga muerta y carga viva, más presión lateral de líquidos.

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$$

$$0.6 U = 0.9D + 1.7L + 1.4F \quad (D \text{ reduciendo a } F)$$

$$\phi U = 1.4D + 1.4F \quad (L \text{ reduciendo a } F)$$

$$\phi U = 0.9D + 1.4F \quad (DyL \text{ reduciendo a } F)$$

f) Impacto.

En todas las ecuaciones se debe substituir (L+impacto) por L cuando el impacto deba considerarse.

g) carga muerta y carga viva más asentamiento diferencial, fluencia, contracción o cambios de temperatura.

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L)$$

$$\phi U = 1.4D + 1.4T$$

Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo a las disposiciones y suposiciones estipuladas en el reglamento ACI, multiplicadas por un factor de reducción de resistencia que es menor que la unidad.

Los factores prescritos por el reglamento para diferentes clases de acción se proporcionan en la tabla 2.5.

A C C I O N

Flexión con o sin carga axial	0.90
Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial con o sin flexión:	
elementos con refuerzo en espiral	0.75*
Otros elementos reforzados	0.70*
Cortante y torsión.	0.85
Aplastamiento sobre el concreto.	0.70**

* Puede aumentarse hasta 0.90 a medida que P_n disminuye.

** No es aplicable a las placas de apoyo para anclaje de -
postensado.

Tabla 2.5

Resistencia de diseño para el refuerzo.

Se establece un límite superior de 5625 Kg/cm^2 de resistencia a la fluencia de los esfuerzos que no sean cables de presfuerzo. No se recomienda una resistencia del acero mayor de 5625 Kg/cm^2 , porque la deformación debida a la fluencia del acero, de 5625 Kg/cm^2 , es casi igual a la deformación máxima útil del concreto a compresión. En la actualidad, no hay ninguna especificación para varillas corrugadas, con una resistencia a la fluencia f_y , mayor de 4220 K/cm^2 .

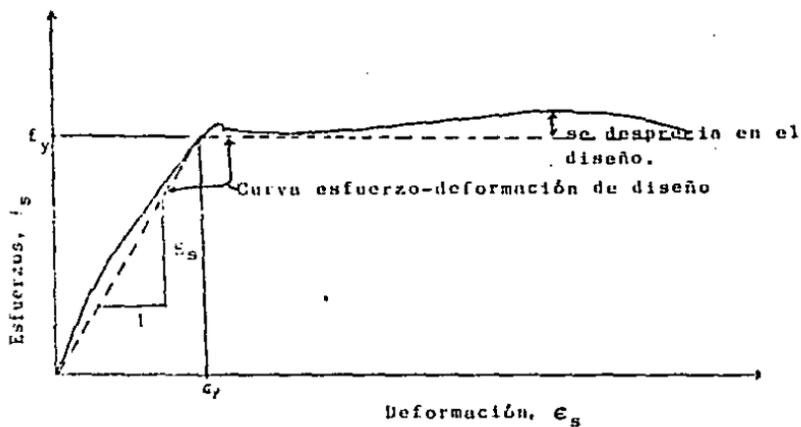
Principios generales para el diseño por resistencia.

La resistencia última fue el primer método empleado en el diseño, desde que se pudo medir la carga última por medio de pruebas sin los conocimientos de la magnitud o de la distribución de los esfuerzos internos. Desde principios -- del siglo XX se han llevado a cabo investigaciones experimentales y analíticas para desarrollar las teorías del diseño de la resistencia última, las cuales pronosticarían la - carga última medida por medio de pruebas.

Tanto el concreto estructural como el refuerzo se comportan inelásticamente cuando se aproxima la resistencia última. En las teorías que tratan la resistencia última del - concreto reforzado, el comportamiento inelástico de ambos - materiales debe considerarse y expresarse en términos matemáticos. Para el refuerzo, con un punto distinto de fluencia, el comportamiento elástico puede expresarse con una relación trapezoidal esfuerzo-deformación. (véase figura 2.7) En el concreto, es más difícil medir la distribución del -- esfuerzo inelástico experimentalmente, y expresarla en términos matemáticos.

Los estudios de distribución inelástica del refuerzo - del concreto han tenido como resultado numerosas distribuciones de esfuerzo propuestas, el desarrollo de los procedi

Figura 2.7



mientos actuales del diseño por resistencia última tiene su base en estos primeros estudios analíticos y experimentales.

Suposiciones de diseño.

a) La resistencia de un elemento y de una sección transversal calculada por el método de diseño por resistencia, requiere que se cumplan dos condiciones básicas:

1. El equilibrio estático.
 2. La compatibilidad de las deformaciones unitarias.
- b) La deformación en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- c) La máxima deformación utilizable en la fibra extrema en compresión del concreto se supondrá $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- d) El esfuerzo en el refuerzo inferior a la resistencia a la fluencia, f_y , debe tomarse como E_s veces la deformación del acero ($f_s = E_s \epsilon_s$). Para las deformaciones mayores que f_y , el esfuerzo del refuerzo será -- considerado independiente de la deformación e igual a f_y .

- e) La resistencia a la tensión del concreto no deberá considerarse en los cálculos de concreto reforzado sujeto a flexión.
- f) La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia que coincida con numerosos resultados de pruebas.
- g) Los requisitos de la suposición anterior se pueden considerar satisfechos si se emplea una distribución rectangular equivalente del esfuerzo en el concreto, la cual se define como sigue. Un esfuerzo en el concreto de $0.85 f_c$ se supondrá uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de deformación máxima de compresión. La distancia c , desde la fibra de deformación máxima al eje neutro, se medirá en la dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias del concreto de f_c hasta 281 Kg/cm^2 y para resistencias superiores, β_1 se disminuirá --

0.05 en forma uniforme, por cada 70 Kg/cm² de aumento; sin embargo β_1 no debe ser menor que 0.65.

Dimensionamiento.

Comenzaremos por el dimensionamiento de las losas de cubierta para la zona de diesel. Posteriormente revisaremos las losas de la zona de gasolina. Para ambas, los valores del momento y cortante máximo son:

$$V \text{ máximo} = \frac{wL + P}{2}$$

$$M \text{ máximo} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

Del inciso anterior de la tabla 2.3 elegimos la dimensión de 0.90x1.00 metros.

Primera mente vamos a determinar el peralte que va a tener la losa de la zona de diesel. Para esto debemos determinar los valores exactos de cortante y momento máximos para este caso:

$$W = (0.90)(0.20)*(2,400)\text{Kg/m.l.} = 432 \text{ Kg/m.l.}$$

$$L = 1.0 \text{ m.}$$

$$P = 9.0 \text{ tons.}^{**}$$

*0.20 es el espesor supuesto de la losa.

** Falta factorizarlos.

Para las cargas, vamos a utilizar los siguientes factores:

* Para cargas vivas 1.7

* Para cargas muertas 1.4

Una vez factorizados, nuestros valores quedan:

$$W = 605 \text{ Kg/m.l.}$$

$$P = 15,300 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máximo} = (605)(1.0) + (15300) / 2 = 7,953 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ máximo} = (605)(1.02)/8 + (15300)(1.0)/4 = 3,901 \text{ K-m.}$$

Una vez encontrados estos valores, necesitamos encontrar el valor de la constante "K" en la fórmula para encontrar el peralte efectivo necesario. Este valor de "K" va a depender de las cualidades del concreto que vayamos a emplear. En este caso se trata de un concreto de $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, para obtener "K" utilizamos las siguientes fórmulas:

$$f_{\min} = 14/f_y = 14/4000 = 0.0035$$

$$f_b = \frac{0.85\beta_1 f_c}{\left[\frac{6115}{6115+f_y} \right]} = \frac{0.85 (0.85) (250)}{4000} \left[\frac{6115}{6115+4000} \right] =$$

$$f_b = 0.0275$$

$$f_{\max} = 0.75 f_b = 0.75(0.0275) = 0.0205$$

$$f = f_{\min} + [f_{\max} - f_{\min}] / 2 = 0.0035 + [0.0205 - 0.0035] / 2 = 0.012$$

$$\omega = f f_y / f_c = 0.012 \times 4000 / 250 = 0.19$$

$$K = f_c \omega [1 - 0.59\omega] = 250(0.19) [1 - 0.59(0.19)] = 42.12$$

Con este valor de "K" podemos trabajar con la siguiente fórmula para obtener el valor de peralte efectivo en las losas de la zona de diesel:

$$d = \sqrt{M/Kb}$$

b es el ancho del elemento.

$$d = \sqrt{\frac{390100 \text{ K-cm}}{(42.12)(90)}} = 10.14 \text{ cm}$$

Tomamos un peralte efectivo de 10 centímetros y un peralte real de 15 cm. Ahora debemos revisar el área de acero que necesitaremos para este caso. Utilizaremos la fórmula

1a:

$$A_s = \frac{M}{\phi F_y \left(\frac{d-0.1d}{2} \right)}$$

$$A_s = 390100 / (0.9) (4000) 15 - (0.1 \times 15 / 2) = 16.05 \text{ cm}^2$$

Esta Area de acero la podemos proporcionar con 6 varillas de 6/8" Es decir 17.22 cm² colocaremos una varilla a cada 15 cm. Revisamos: $\rho = A_s / bd = 17.2 / 90(15) = 0.0115 > \rho_{\min} < \rho_{\max}$. Es correcto el porcentaje de acero de refuerzo.

Vamos a revisar el elemento por la fuerza cortante:

$$V_{\text{máximo}} = 7,953 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cortante resistente del concreto } V_c = bd f' / 2$$

$$V_c = 90 \times 15 \times 7.9 = 10,665 \text{ Kg. } > 7,953 \text{ Kg.}$$

El concreto por sí mismo puede resistir la fuerza cortante. Falta únicamente revisar el área de acero por contracción y temperatura para esto nos vamos a apoyar en el reglamento A.C.I. en su sección 7.12:

$$A_{st} = 0.0018 \text{ (A concreto)}$$

$$A_{st} = 0.0018(15)(100) = 2.7 \text{ cm}^2$$

Esta área la vamos a proporcionar con 4 varillas del # 3, son 2.84 cm^2 . Una a cada 30 cm.

Losas de la zona de abastecimiento de gasolina.

Para el dimensionamiento de estas piezas el procedimiento es idéntico al anteriormente desarrollado. Únicamente las cargas van a variar.

$$W = 432 \text{ Kg/m.l.} \times 1.4 = 605 \text{ Kg/m.l.}$$

$$P = 1.9 \text{ tons} \times 1.7 = 3.25 \text{ tons.}$$

$$V \text{ máximo} = [(605)(1.0) + (3250)]/2 = 1,928 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ máximo} = [(605)(1.0^2)/8] + [(3250)(1.0)/4] = 890 \text{ k-m.}$$

$$d = \sqrt{89000 / (42.12)(90)} = 4.85 \text{ cm.}$$

El peralte efectivo será de 5 cm. y el peralte real de 10 cm.

$$A_s = 89000 / 0.9 \times 4000 \times ((10-1)/2) = 5.49 \text{ cm}^2$$

Esta área corresponde a 5 varillas del # 4 o sean 6.35 cm^2 que nos van a dar una $= 6.35/90(10) = 0.007$ que si cumple con los requisitos. Vamos a colocar una varilla a cada 16 cm.

$$V_c = 90 \times 10 \times 7.9 = 7,110 \text{ kg. } 1,928 \text{ kg.}$$

$$A_{st} = 0.0018(10)(100) = 1.8 \text{ cm}^2.$$

Area de acero por temperatura = 1.8 cm^2 , ponemos 3 varillas del #3, o sean 2.13 cm^2 . Una a cada 45 cms.

Como las losas tienen una dimensión muy pequeña necesitamos revisar la longitud de desarrollo de la varilla:

En la sección 12.2 del A.C.I. leemos que para varillas menores que la del número 11, la longitud de desarrollo debe ser:

$$L_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{F'_c}$$

pero no menor que: $= 0.006 d_b f_y$

Para la varilla #4: $L_d = 0.06(1.27)(4000)/\sqrt{250} = 19.28 \text{ cm}$

Para la varilla #6: $L_d = 0.06(2.87)(4000)/\sqrt{250} = 43.60 \text{ cm}$

Para la varilla #3: $L_d = 0.06(0.71)(4000)/\sqrt{250} = 10.8 \text{ cm}$

La losa dispone del espacio suficiente para que las varillas desarrollen su adherencia, por lo que no requerimos de la fabricación de ganchos.

Vigas en la zona de diesel.

Cargas actuantes:

$$W = A(d)(2400) + (1.0)(0.15)(2400) =$$

$$= (0.30)(0.80)(2400) + (0.15)(2400) = 936 \text{ Kg/m.l.}^*$$

$$P = 18 \text{ Ton.}$$

Factorizadas:

$$W = 1,310 \text{ Kg/m.l.}$$

$$P = 30,600 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máximo} = (WL+P)/2 = [(1310)(5.0) + (30600)]/2 = 18,576 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ máximo} = (WL^2/8) + (P)L/4 = [(1310)(5.0^2)/8] + [(30600)(5.0)/4] = 42,344 \text{ K-m.}$$

Peralte efectivo:

$$d = \sqrt{4234400 / (42.12)(30)} = 58 \text{ cm.}$$

$$A_s = 4234400 / (0.9)(4000) [(60 - (0.1 \times 60)) / 2] = 43.56 \text{ cm}^2.$$

Esta área de acero la vamos a proporcionar con 6 varillas del # 10, o sea 47.64 cm^2 . Que nos dará una $\rho = (47.64) / (30)(60) = 0.0260$ la cual excede a la ρ máxima recomendada. Como las varillas las vamos a necesitar colocar en dos lechos, para quedar dentro de los 80 cm supuestos, podemos aumentar el peralte hasta 72.5 cm.

Revisamos con $d = 65 \text{ cm.}$

$$A_s = 40.20 \text{ cm}^2.$$

$$5 \text{ varillas } \# 10. = 39.70 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = (39.70)/(65)(30) = 0.0203$$

Ahora revisaremos el elemento en lo correspondiente a su resistencia al esfuerzo cortante:

$$V_c = 65 \times 30 \times 7.9 = 15,405 \text{ Kg.}$$

* El valor de 0.80 es el valor que suponemos de peralte - real.

$$V_s = -V_c + V_{act.} = 18,576 - 15,405 = 3,171 \text{ Kg.}$$

$$A_v = V_s(s)/f_y(d) = 3171(30)/(2200)(65) = 0.66 \text{ Cm}^2.$$

Esta área de acero la proporcionaremos con un diámetro # 2.5 colocaremos entonces estribos del # 2.5 a cada 30 centímetros.

Vigas para la zona de abastecimiento de gasolina.

Cargas:

$$W = (0.30)(0.60)(2400) + (0.10)(1.0)(2400) = 672 \text{ Kg/m.l.}$$

$$P = 3.8 \text{ Tons.}$$

Factorizadas quedan:

$$W = 941 \text{ Kg/m.l.}$$

$$P = 6,460 \text{ Kg.}$$

$$V \text{ máximo} = \{(941)(5.0) + (6460)\} / 2 = 5,583 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ máximo} = \{(941)(5.0^2) / 8 + 6460(5.0) / 4\} = 11,016 \text{ K-m.}$$

Peralte efectivo:

$$d = \sqrt{1101600 / (42.12)(30)} = 30 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1101600 / (0.9)(4000) (30 - (0.1 \times 30)) / 2 = 22.7 \text{ cm}^2.$$

Colocamos 3 varillas # 10, con una área de 23.82 cm² y una $\rho = (23.82) / (30)(30) = 0.026$ como no cumple, aumentamos el peralte a 35 cm.

$$A_s = 19.43 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ varillas } \# 10 \text{ y una } \# 8, 20.95 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = (20.95) / (30)(35) = 0.0199 \text{ máxima.}$$

Resistencia a cortante:

$$V_c = 35 \times 30 \times 7.9 = 8,295 \text{ Kg.}$$

La V resistente es mayor que la V actuante. Por lo que no necesitamos refuerzo por cortante. Sin embargo colocaremos estribos # 2.5 a cada 30 cm.

Dala de cerramiento.

Zona de Diesel.

Cargas:

$$P = (9000/2)(1.7) = 7,650 \text{ Kg.}$$

$$N = [(7650)(8)]/19 = 3,221 \text{ Kg/m.1.}$$

$$V \text{ m}\acute{a}\text{x.} = 16.575(3221) - 6(7650) = 7,488 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ m}\acute{a}\text{x. (+)} = (3.175^2/2)(3221) - 1.3(7650) = 6,289.85 \text{ Kg.m.}$$

$$M \text{ m}\acute{a}\text{x. (-)} = (12.1^2/2)(3221) - 30.9(7650) = -1,574.10 \text{ Kg.m.}$$

Peraltes:

$$d = \sqrt{628985/(42.12)(30)} = 22.31 \text{ cm. dejamos 30 cm.}$$

El momento negativo en la secci3n nos dar3 obviamente - un peralte menor.

$$A_s = 628985/(0.9)(4000) [(30 - (0.1 \times 30))/2] = 12.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 157410/(0.9)(4000) [(30 - (0.1 \times 30))/2] = 3.24 \text{ cm}^2.$$

Colocamos 5 varillas del n3mero 6 en el lecho inferior para una $A_s = 14.35$ y una $\rho = 0.016$. En el lecho superior colocamos 2 varillas del n3mero 5 para 3.98 cm^2 .

Resistencia a cortante.

$$V_c = 30 \times 30 \times 7.9 = 7,110 \text{ Kg.}$$

Colocaremos estribos del n3mero 2 a cada 15 cm.

Zona de gasolina.

Cargas:

$$P = (1900/2)(1.7) = 1,615 \text{ Kg.}$$

$$W = [(1615)(4)]/9.5 = 680 \text{ K/m.1.}$$

$$V \text{ máx} = 1,615 \text{ kg.}$$

$$M \text{ máx.} = 1,372.75 \text{ Kg-m.}$$

Ferrote.

$$d = \sqrt{137275/(42.12)(30)} = 10.42 \text{ cm. dejamos } 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = 137275/(0.9)(4000)[(20-(0.1 \times 20))/2] = 4.24 \text{ cm}^2.$$

Colocamos 2 varillas del número 4 y una del número 5-
con un área de 4.53 cm^2 y una $\rho = 0.0075$.

Resistencia a cortante.

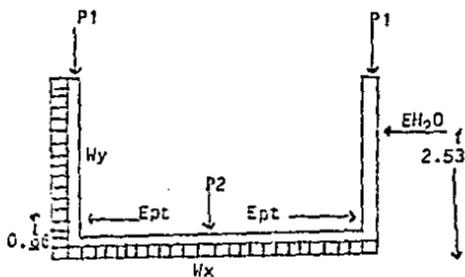
$$30 \times 20 \times 7.9 = 4,740 \text{ Kg.} = V_c \text{ V actuante.}$$

Colocamos estribos del número 2 a cada 15 cm.

Soportes de los tanques y cuerpos verticales.

Zona de diesel.

Caso I. (con el río crecido).



$$P_1 = 7,650 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 1,345 \text{ kg.}$$

$$W_x = [2(7650) + 1345] / 5 = 3,329 \text{ kg/m.l.}$$

$$W_y = 7260 / 4.00 = 1,815 \text{ kg/m.l.}$$

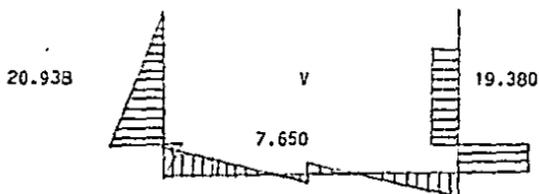
$$E_{H_2O} = 1000(2.2^2) / 2 = 2,420 \times 3 = 7,260 \text{ Kg.}$$

$$E_{pt} = 1/2(K_p)h^2(1,500) = 9,000 \text{ kg*}.$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.00 = 30^\circ.$$

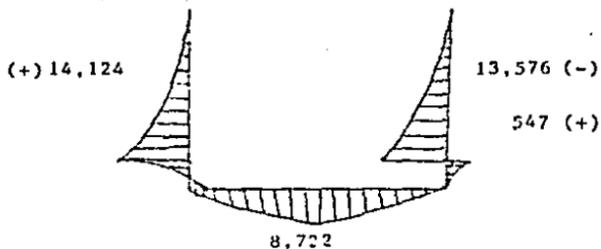
$$E_{pt} = 27,000^{**}$$

Diagramas de cortante y momento:

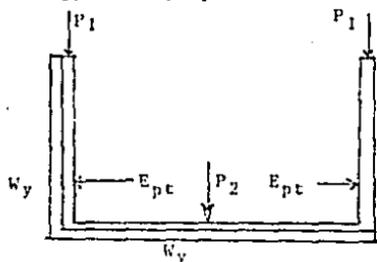


* la altura H la tomamos como dos metros debido a la irregularidad del relleno.

** Multiplicamos el empuje pasivo de tierras y el empuje de agua por 3.00 ya que es la distancia entre cada narco y el siguiente.



Caso II (depósitos llenos)



$$P_1 = 7,650 \text{ kg.}$$

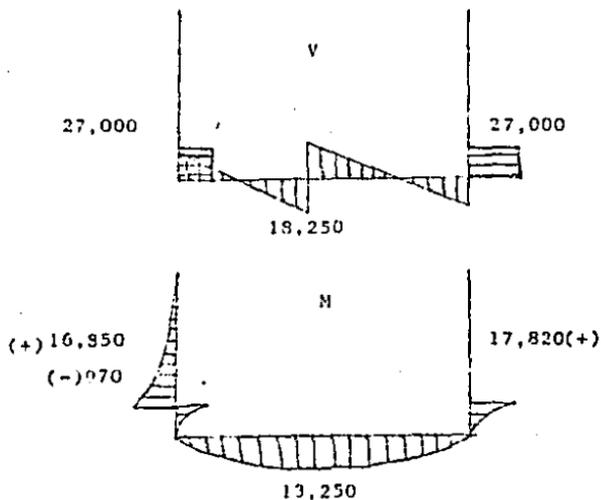
$$P_2 = 36,500 \text{ kg.}$$

$$E_{pt} = 27,000 \text{ kg.}$$

$$W_x = [2(7650) + 36500] / 5 = 10,360 \text{ kg.}$$

$$W_y = [27000(0.66)] / 4.0 = 4,455 \text{ kg.}$$

Diagramas de cortante y momentos:



Comparación de los resultados de ambos casos:

Miembro (esfuerzo)	Caso I	Caso II
Vertical derecho (V)	20,938	27,000
Vertical izquierdo	19,380	27,000
Soporte	7,650	18,250
Vertical derecho (M)(+)	14,124	16,850
Vertical izquierdo	547	17,820
Soporte	8,722	13,250
Vertical derecho (M)(-)		970
Vertical izquierdo	13,576	

Ahora dimensionamos con los valores máximos:

Miembro Vertical Derecho.

$$\text{Peralte: } d = \sqrt{1685000 / (42.12)(30)} = 36.52 \text{ cm.}$$

Areas de acero:

$$As(+) = 1685000 / (0.9)(4000) [(35 - (0.1 \times 35)) / 2] = 28.15 \text{ cm}^2.$$

$$As(-) = 97000 / (0.9)(4000) [(35 - 3.5) / 2] = 1.71 \text{ cm}^2.$$

Revisamos el porcentaje de acero de refuerzo.

$$(28.2 + 1.71) / (30 \times 33.43) = 0.0265; \text{ aumentaremos el peralte a } 40 \text{ cm. } As(+) = 26.00 \text{ cm}^2; \rho = 27.7 / (30 \times 40) = 0.023; \text{ aumentamos a } 45 \text{ cm. } As(+) = 23.11 \text{ cm}^2; \rho = 24.82 / (30 \times 45) = 0.0184 \text{ O.K.}$$

Revisamos por cortante:

$$V_c = 30 \times 45 \times 7.9 = 10,665 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 27,000 - 10,665 = 16,335.$$

$A_v = 16335(22)/2800(45) = 2.85 \text{ cm}^2$; Como es un área ma
yor que la de el alambres revisamos con $f_y = 4000$

$A_v = 16335(22)/4000(45) = 1.99 \text{ cm}^2$; Colocaremos estri-
bos del número 4 a cada 22 cm.

Miembro vertical izquierdo.

$$\text{Peralte: } d = \sqrt{1782000/42.12(30)} = 37.55 \text{ cm.}$$

Áreas de acero (tomamos el peralte como 45 cm.)

$$A_s (+) = 1782000/0.9(4000) [(45 - (45 \times 0.1))/2] = 24.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s (-) = 1357600/0.9(4000) [(45 - (45 \times 0.1))/2] = 18.62 \text{ cm}^2.$$

$\rho = (24.5 + 18.6)/(30 \times 45) = 0.0319 \text{ cm}^2$ aumentaremos el pe-
ralte a 50 cm. $A_s (+) = 22 \text{ cm}^2$; $A_s (-) = 17 \text{ cm}^2$; $\rho = 39/30--$
(50) = 0.260 Revisamos con $d = 55 \text{ cm.}$: $A_s (+) = 20$; $A_s (-) =$
15; $\rho = 35/30(55) = 0.0212$. Ahora revisamos 57 cm. $A_s (+) = ---$
19.3; $A_s (-) = 14.7$; $\rho = 34/30(57) = 0.0199 \text{ O.K.}$

Revisamos a cortante.

$$V_c = 30 \times 57 \times 7.9 = 13,509 \text{ Kg.}$$

$$V_s = 27000 - 13509 = 13,491 \text{ Kg.}$$

$$A_v = 13491(26)/2800(57) = 2.19 \text{ cm}^2. \text{ Revisamos con varil}$$

lla $A_v = 13491(26)/4000(57) = 1.53 \text{ cm}^2$ colocamos estribos-
con varilla de 3/8 a cada 25 cm.

Soporte:

$$\text{Peralte: } d = \sqrt{1325000/42.14(30)} = 33 \text{ cm.}$$

Tomamos $d = 35 \text{ cm.}$

Areas de acero:

$$A_s (+) = 23.5 \text{ cm}^2 ; A_s (-) = 00 \text{ cm}^2 ; = 23.5/35(30) =$$

.222

Dejamos el peralte en 40 cm.

Cortante:

$$V_c = 9,480 \text{ kg.}$$

$$V_s = 18250 - 9480 = 8770 \text{ kg.}$$

$$A_v = 8770(20)/3800(40) = 1.56 \text{ cm}^2.$$

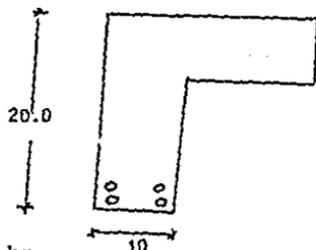
Colocamos estribos de 2.5 a cada 15 cm.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.6

Tabla 2.6

Miembro	Peralte	As(+)	As(-)	Cortante	
V. derecho	45	23.11	1.71	Est #4	22 cm.
V. izquierdo	57	19.30	14.70	Est #3	25
Horizontal	40	23.5	-----	Est #2.5	15

Diseño y dimensionamiento de guarnición.



$$V \text{ máx} = 1000 \text{ kg.}$$

$$M \text{ máx} = 5000 \text{ kg/mto.}$$

$$d = \sqrt{500,000 / (42.12) (30)} = 19.89 \text{ cm}$$

$$A_s = 500,000 / (0.9) (4000) (40-4) / 2 = 7.71 \text{ cm}^2$$

Colocamos 4 varillas del número 6 a cada 10 cms.

V resistente = $50(40)(7.9) = 9,480$ kg.

Sin embargo colocamos estribos del número 2.5 a cada 20 ---
cms.

C A P I T U L O I I I

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA.

A) Diseño estructural.

Definición de armadura.

La armadura es uno de los principales tipos de estructura empleadas en ingeniería, proporciona una solución práctica y económica a muchas situaciones de ingeniería, especialmente en el diseño de puentes, cubiertas y edificios. - Una armadura consta de barras rectas unidas mediante juntas o nudos.

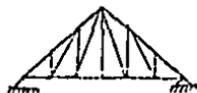
Las estructuras reales están hechas de varias armaduras entre sí para formar un volumen entramado. Cada armadura se diseña para que soporte las cargas que actúan en su plano y, en consecuencia, pueden considerarse como una estructura bidimensional.

En general los elementos de una armadura son delgados y sólo pueden soportar cargas laterales pequeñas; por tanto, todas las cargas deben aplicarse en las uniones y no en los mismos elementos o barras. Cuando se aplica una carga concentrada entre dos nudos o cuando la armadura soporta una carga distribuida, como en el caso de la armadura de un

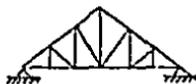
punte, debe proveerse un sistema de piso que transmita la carga a los nudos mediante el uso de riostras y vigas. Se supone que los pesos de las barras de la armadura están --- aplicados en los nudos, la mitad del peso de cada barra se aplica a cada uno de los nudos que están unidas por la barra; aunque las barras están unidas por medio de remaches o de soldadura se acostumbra suponer que están unidas por pasadores; en consecuencia, las fuerzas que actúan en cada extremo de una barra se reducen a una fuerza única y no a un par. Entonces, las únicas fuerzas que se supone que se aplican a una barra de la armadura son una fuerza única aplicada al extremo de la barra. Luego, cada barra puede tratarse como una barra a la que se aplican dos fuerzas y toda la armadura puede considerarse como un grupo de pasadores y barras sometidos a dos fuerzas.

Varias armaduras típicas se muestran en la figura 3.1.

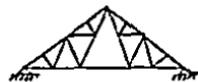
Figura 3.1



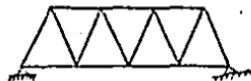
Pratt



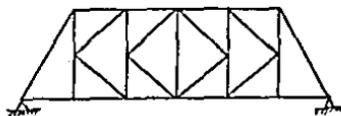
Howe



Fink



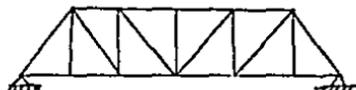
Warren



Viga K



Baltimore



Pratt

En este caso vamos a usar armaduras rectangulares de 2 tipos diferentes como se muestra en los Planos y .

B) Análisis de cargas.

Primero vamos a considerar las cargas que van a actuar sobre la cubierta. Estas cargas serán únicamente cargas de presión del aire.

En la figura 3.2 tenemos la carta de vientos máximos en la república mexicana, y podemos ver que para la zona en la cual nos vamos a ubicar, la velocidad máxima del viento alcanza los 95 Km/h.

Tenemos la forma para evaluar la presión de viento, con la siguiente fórmula:

$$P = 0.00555 CV^2$$

Donde: C = Factor de empuje (ver figura 3.3).

V = Velocidad del viento (km/h.)

Para el vertical, la presión del viento será:

$$P = 0.00555(0.75)(95^2)$$

$$P = 37.57 \text{ K/m}^2*$$

El vertical va a tener una altura de 1.2 m. por lo tanto la zona en la que C va a valer -1.75 va a ser los (1.2/3) 40 cm. del extremo. En esa zona la presión será:

$$P = 0.00555 (-1.75)(95^2)$$

$$P = -87.65 \text{ K/m}^2$$

En el resto de la cubierta la presión será:

$$P = -50.09 \text{ K/m}^2.$$

Ahora basándonos en la tabla 3.1 vamos a buscar el claro conveniente para darle la separación adecuada a los polines. En la carga debemos considerar también el peso de la lámina.

* El hecho de que la presión sea negativa, representa una -- fuerza de Succión.

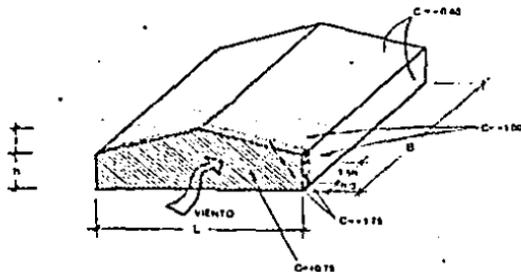
Figura 3.2

CARTA DE VIENTOS MAXIMOS EN LA REPUBLICA MEXICANA



Figura 3.3

DIAGRAMA DE VALORES DE C.



NOTA: CUANDO C ES POSITIVA, SE TRATA DE EMPUJE SOBRE EL AREA EXPUESTA; CUANDO ES NEGATIVA, SE TRATA DE SUCCION.

CAPACIDAD DE CARGA DE LA LÁMINA. (KG/M2)

Tabla 1.1

CALIBRE		CLARO EN MTS.														
		1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.00
CLARO SIMPLE	30	356	261	199	157	126	104	87	63							
	28	463	339	259	203	164	135	113	82	62						
	26	577	423	322	254	204	168	140	102	77	60					
	24	699	507	463	365	294	242	202	147	111	87	69	52			
	22	821	607	563	441	370	327	260	196	149	115	92	68	50		
20	1021	968	739	582	469	386	323	234	177	138	110	81	60			
CLARO DOBLE	30	356	261	199	157	126	104	87	63							
	28	463	339	259	203	164	135	113	82	62						
	26	577	423	322	254	204	168	140	102	77	60					
	24	699	507	463	365	294	242	202	147	111	87	69	56			
	22	821	607	563	441	370	327	260	196	148	115	92	75	61	51	
20	1021	968	739	582	469	386	323	234	177	138	110	89	73	61	51	
CLARO TRIPLE	30	445	327	250	197	159	131	109	79	60						
	28	579	425	324	255	206	170	142	103	78	61					
	26	722	529	464	319	257	211	177	129	97	76	60				
	24	870	709	583	457	363	304	255	185	141	110	89	72	59	50	
	22	1029	1011	772	608	491	405	339	247	187	148	117	85	79	66	56
20	11654	1212	926	729	589	485	406	295	224	175	140	114	84	73	66	

Tenemos que para la lámina en posición horizontal, la carga va a ser negativa por lo tanto a dicha carga la va a contrarrestar el peso de la lámina que en este caso es de -7.08 k/m^2 .

La carga más crítica que tenemos es -87.65 , si lo sumamos el peso de la lámina de seguridad de 1.6 quedándonos -128.9 k/m^2 .

Para este valor de carga y la lámina que vamos a usar que es calibre 24, el claro máximo que podemos dar entre polines es de 3.59 mts. Ahora buscamos la distancia entre polines más económica, para esto revisamos el penalte aproximado del polín requerido y vemos el peso total del grupo de poli-

nes. Vamos a procurar que los polines sean de canal mon-ten.

Elaboramos la siguiente tabla:

Tabla 3.2

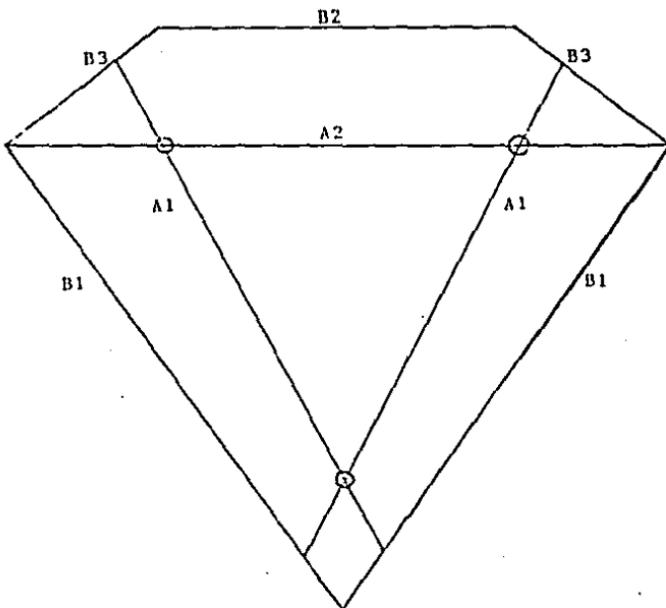
Distancia entre polines	número de polines	longitud del polín.	sección	peso c/u	Peso Total.
3.50	4	2.0	4 MT 14	6.0	
		3.5	4 MT 14	11.0	
		8.5	*		
3.00	5	2.0	4 MT 14	6.0	
		3.5	4 MT 14	11.0	
		8.0	*		
2.50	5	2.0	4 MT 14	6.0	
		3.5	4 MT 14	11.0	
		10.0	*		
2.00	6	2.0	4 MT 14	6.0	
		5.5	4 MT 14	11.0	
		6.1	6 MT 12	37.6	
		8.6	8 MT 12	67.0	
		10.2	*		
1.50	7	2.0	4 MT 14	6.0	
		3.5	4 MT 14	11.0	

5.5	4 MT 14	18.1
7.5	4 MT 14	24.7
9.0	6 MT 14	40.1
11.0	6 MT 14	49.0
11.0	8 MT 14	61.8

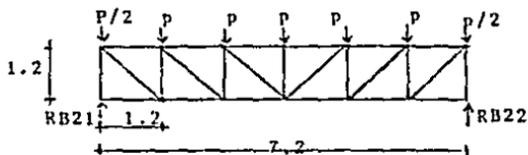
210.70 Km.

De acuerdo con esta tabla la distribución de la polimería será como se indica en el plano # 6.

Analisis de cargas de las armaduras.



Armadura B2



$$p = [7.2 \times 1.2 \times 7.08] / 6 = 40.0 \text{ kg.}$$

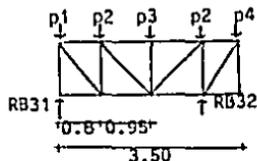
$$RB21 = RB22 = 120 \text{ Kg.}$$

En el sentido perpendicular a la armadura:

$$W \text{ tensión Promedio} = 45.8 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ compresión} = 37.6 \text{ Kg/m}^2 \text{ (igual en todos los casos.)}$$

Armadura B3.



$$W/m^2 = [(1.2 \times 7.08) + 25] = 33.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$p1 = 33.5 \times 0.4 = 13.7 \text{ Kg.}$$

$$p2 = 33.5 \times (0.95 + 0.8) / 2 = 30.0 \text{ kg.}$$

$$p3 = 33.5 \times 0.95 = 32.6 \text{ kg.}$$

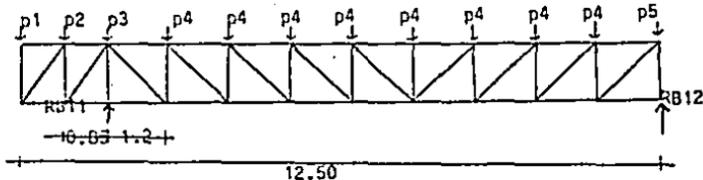
$$p4 = 33.5 \times 0.4 + 120.6 = 134.3 \text{ Kg.}$$

$$RB31 = [(13.7 \times 2.7) + (30 \times 1.9) + (30 \times 0.95) + (134.3 \times (0.8))] / 2.7 = 5.6 \text{ Kg.}$$

$$RB32 = [(30 \times 2) + 13.7 + 32.6 + 134.3] - 5.6 = 235 \text{ Kg.}$$

$$W \text{ tensión promedio} = 58.2 \text{ Kg/m}^2.$$

Armadura B1.



$$W/m^2 = [(1.2 \times 7.08) + 25] = 33.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$p1 = 33.5 \times (0.85 / 2) = 14.24 \text{ kg.}$$

$$p2 = 33.5 \times 0.85 = 28.50 \text{ kg.}$$

$$p3 = 33.5 \times (1.2 + 0.85) / 2 = 34.3 \text{ Kg.}$$

$$p4 = 33.5 \times 1.2 = 40.20 \text{ Kg.}$$

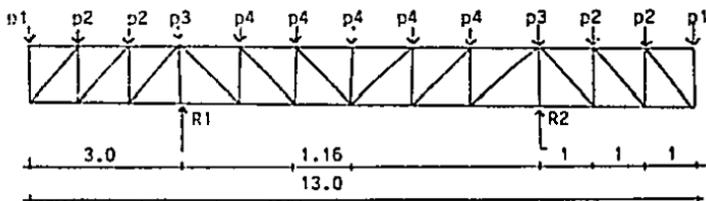
$$p5 = 33.5 \times (1.2 / 2) = 20.10 \text{ Kg.}$$

$$RB12 = [40.20 \times (1.2 + 2.4 + 3.6 + 4.8 + 6.0 + 7.2 + 8.4 + 9.6) + 20.10 \times (10.8) + (28.5 \times 0.85 + 14.24 \times 1.7)] / 10.8 = 176 \text{ kg.}$$

$$RB_{ii} = (33.5 \times 12.5) - 176 = 243 \text{ kg.}$$

$$W \text{ tensi3n promedio} = 40.81 \text{ kg/m}^2.$$

Armadura A2.



$$W = 128.9 \times 1.225 = 157.9$$

$$p1 = 120.6 + 176 + (157.9 \times 0.5) = 276.55 \text{ kg.}$$

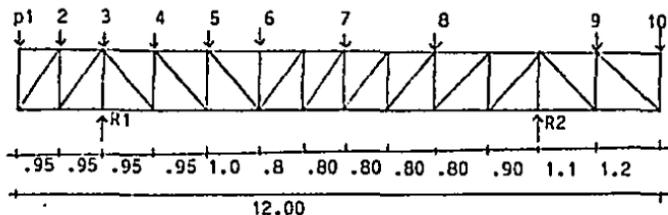
$$p2 = 157.9 \times 1.0 = 157.90$$

$$p3 = 157.9 \times (1 + 1.16) / 2 = 170.96$$

$$p4 = 157.9 \times 1.16 = 184.22$$

$$R1 = R2 = 1,323 \text{ kg.}$$

Armadura A1



$$1 = 248 \text{ kg.}$$

$$2 = 103 \text{ kg.}$$

$$3 = 205 \text{ kg.}$$

$$4 = 403 \text{ kg.}$$

$$5 = 120 \text{ kg.}$$

$$6 = 701 \text{ kg.}$$

$$7 = 841 \text{ kg.}$$

$$8 = 1075 \text{ kg.}$$

$$9 = 1805 \text{ kg.}$$

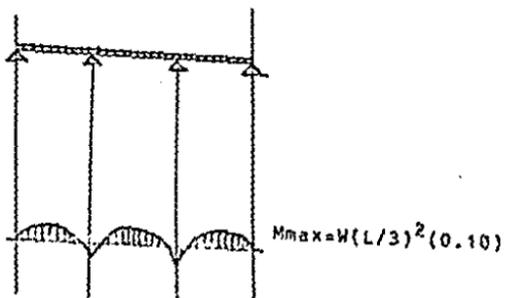
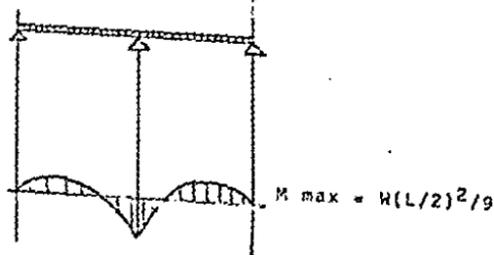
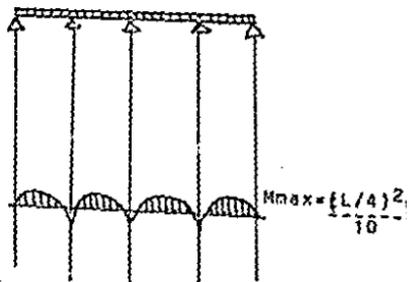
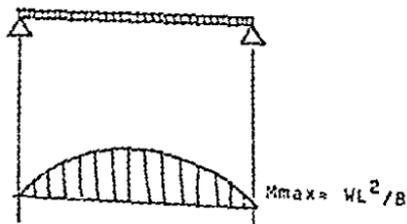
$$10 = 235 \text{ kg.}$$

$$R1 = [1075(1.7) + 841(3.3) + 701(4.9) + 120(5.9) + 403(6.85) + 205(7.8) + 103(8.75) + 248(9.7) - 1805(1.1) - 235(2.3)] / 7.8 = 1780 \text{ kg.}$$

$$R2 = 5736 - 1780 = 3956 \text{ kg.}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

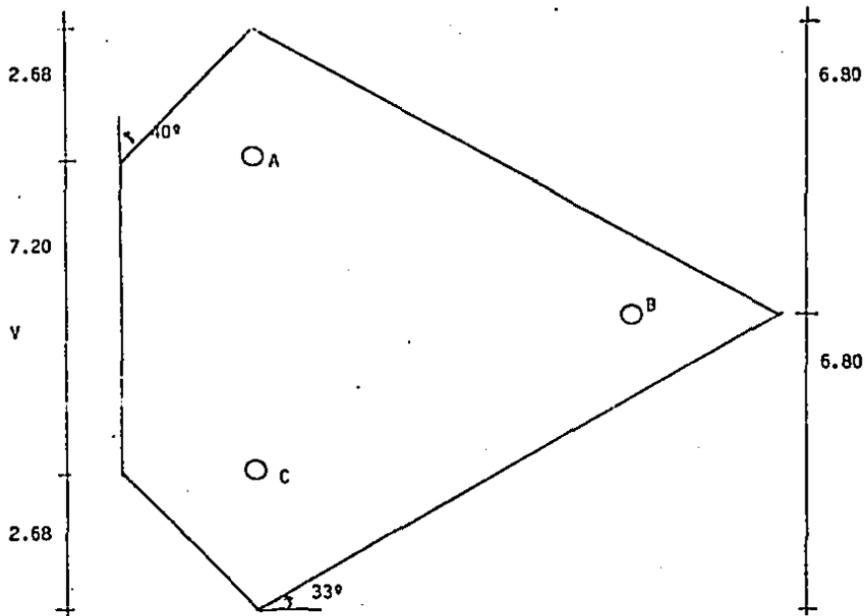
Revisión de las armaduras bajo la acción del viento.
(vistas lateralmente)



Análisis de cargas sobre las columnas.

Vamos a transmitir a las columnas como carga axial el valor de las reacciones de las armaduras aproximado. Y para evaluar el momento al que van a estar sujetas bajo la acción de los vientos dominantes que como ya vimos anteriormente tienen velocidades de hasta 95 km/h y dirección nornoroceste.

Las columnas van a tener una altura aproximada de 5.50 mts, tomaremos una altura de 6.00 mts. y la dirección del viento como dirección norte debido a que es más desfavorable.



Fuerzas ejercidas por el viento:

La fórmula para evaluar la presión del viento como mencionamos antes es: $P = 0.00555CV^2$.

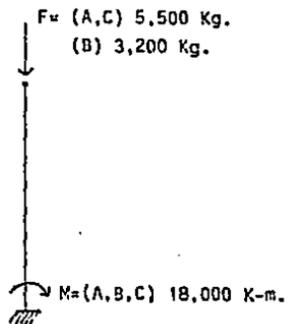
El Único factor que va a variar es el coeficiente C.- En la Tabla 3.4 mostramos las áreas donde van a utilizarse los diferentes valores de C. y los valores finales de la presión.

Valor de C	Valor de P Kg/m ²	Area bajo ese valor de C. m ²	Presión en la zona.
1.75	87.65	$(0.4/\text{Seno } 33^\circ)(2)(1.2)$	154.50 Kg
1.00	50.08	$(1.3/\text{Seno } 33^\circ)(2)(1.2)$	286.90 Kg
0.75	37.56	$[(3.5 \times 2) + 7.2](1.2)$	640.02 Kg
0.68	34.06	$(12.5 - (0.4 + 1.3)/\text{Seno } 33^\circ) \times 1.2 \times 2$	766.65 Kg
FUERZA TOTAL:			1,848 Kg.

Con este valor de la Fuerza y el brazo de palanca que es la altura de 6.00 mts. tenemos un momento actuante factorizado igual a:

$$M = 1848(6.00)(1.6) = 17,740.8 \text{ Kg-m.}$$

La columna quedará:



C) Cálculo estructural de las armaduras de la cubierta.

La palabra estructura tiene varios significados. Por estructura de ingeniería se entiende algo que está construido. Las principales estructuras con que trabaja el ingeniero civil son: puentes, edificios, muros, presas, torres y cáscaras. Tales estructuras se componen de uno o más elementos resistentes dispuestos de tal manera que tanto la estructura total como sus componentes sean capaces de mantenerse sin cambios apreciables en su geometría durante la carga y la descarga. El diseño de una estructura envuelve muchas consideraciones, entre las cuales hay dos objetivos principales que deben siempre lograrse:

- 1.- La estructura debe cumplir los requisitos de funcionalidad.
- 2.- La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

Definiciones de la teoría de estructuras.

El diseño completo de una estructura puede establecerse a través de los siguientes pasos:

1.- Determinación de la forma general. La forma general para una estructura se selecciona entre varias alternativas posibles. Lo primero que se debe tener en cuenta es el requisito de funcionalidad de la estructura, esto es, - si va a servir para vivienda, como puente o para cubrir un espacio. Deberán examinarse varias consideraciones secundarias, entre ellas los aspectos económicos, estéticos, legales y financieros.

2.- Investigación de las cargas. La información general acerca de las cargas a imponer sobre la estructura viene dada generalmente en las especificaciones y en las normas. Básicamente es parte de la responsabilidad del diseñador especificar las condiciones de carga tener cuidado en los casos especiales. Las cargas basadas en consideraciones estáticas pueden clasificarse en la siguiente forma:

a). Carga muerta. La carga muerta es el peso de la estructura en sí misma y se considera constante en magnitud y localización. Como la carga muerta debe suponerse antes de diseñar la estructura, los datos originales serán solamente estimativos. Se revisarán los cálculos si el valor estimado inicialmente no es satisfactorio.

b). Sobrecargas. Las sobrecargas pueden clasificarse en cargas movibles y cargas en movimiento. Las cargas movibles son aquellas que pueden ser transportadas de un lugar a otro de la estructura, por ejemplo las personas y muebles en un piso de un edificio. Las cargas en movimiento son aquellas que se mueven continuamente sobre la estructura, tales como los trenes y camiones sobre un puente.

c). Cargas de impacto. Los efectos del impacto generalmente se asocian con las cargas móviles. En el diseño estructural la carga de impacto se considera como un incremento de la sobrecarga, si ésta se ha tomado como una carga estática aplicada gradualmente.

3.- Análisis de esfuerzos. Una vez definidas las cargas externas, debe hacerse un análisis de esfuerzos con el fin de determinar las fuerzas internas, que se producirán en los diferentes elementos. Cuando intervienen sobrecargas, deben analizarse con todo cuidado los esfuerzos máximos posibles en cada uno de los elementos de la estructura. Para obtener lo anterior, no solamente debe conocerse la magnitud de la carga, sino el lugar de aplicación.

4.- Selección de los distintos elementos. La elección de los materiales y dimensiones de los elementos de una es

estructura se basa en los resultados del paso 3 junto con -- las condiciones dadas por las especificaciones y normas.

5.- Dibujo y detalles. El paso final es el dibujo y - los detalles que proporcionan la información necesaria para la construcción. El objeto de la teoría de estructuras es el análisis de esfuerzos con referencia ocasional a las cargas. Lo más importante de la teoría estructural radica en los fundamentos y no en los detalles de diseño.

Clasificación de las teorías estructurales.

Las teorías estructurales pueden clasificarse desde - diferentes puntos de vista. Por conveniencia, se caracterizarán por los siguientes aspectos:

1. Cálculo estático y dinámico. Las estructuras nor- malmente se calculan con cargas estáticas. Las cargas muertas y las producidas por la nieve son cargas estáticas que no producen ningún efecto dinámico sobre las estructuras. - Algunas sobrecargas tales como camiones y locomotoras cuando se mueven sobre puentes, se suponen como sistemas de -- cargas concentradas estáticas. Estas cargas producen impacto sobre las estructuras; sin embargo, los efectos dinámicos se consideran como una fracción de las cargas en movimiento con el fin de simplificar el cálculo.

Los efectos dinámicos causados por las cargas en movimiento, los sismos, el viento, explosiones de bombas, se estudian en el análisis dinámico de estructuras, que es un campo especializado.

2.- En el plano y en el espacio. No existe realmente ninguna estructura en el plano. Sin embargo, el análisis estructural de vigas, armaduras o cerchas para puentes, y marcos rígidos de edificios, generalmente los considera como estructuras en el plano, aunque nunca son bidimensionales. En otras ocasiones, en algunas estructuras, tales como torres y entramados para cúpulas, los esfuerzos se distribuyen entre elementos que no están en un plano, en tal forma que el análisis no puede simplificarse sobre la base de componentes en el plano. Tales estructuras deben considerarse como entramados en el espacio sometidos a un sistema de fuerzas no coplanarias.

3.- Estructuras de comportamiento lineal y no lineal. En una estructura lineal se supone que existe una relación lineal entre las cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes. Esta hipótesis se basa en las condiciones siguientes:

a.- El material de la estructura es elástico y obede-

ce a la ley de Hooke en todos los puntos y en el intervalo de carga considerado.

b.- Los cambios de la geometría de la estructura son tan pequeños que pueden despreciarse en el cálculo de los esfuerzos.

Es importante anotar que si ha de aplicarse el principio de la superposición, debe existir, o suponerse que --- existe, una relación lineal entre las cargas y los desplazamientos.

Una relación no lineal entre las cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes existe bajo cualquiera de las condiciones siguientes:

a.- Cuando el material de la estructura no sigue la ley de Hooke.

b.- Cuando el material se encuentra dentro del intervalo elástico, pero la geometría de la estructura cambia significativamente durante la aplicación de las cargas.

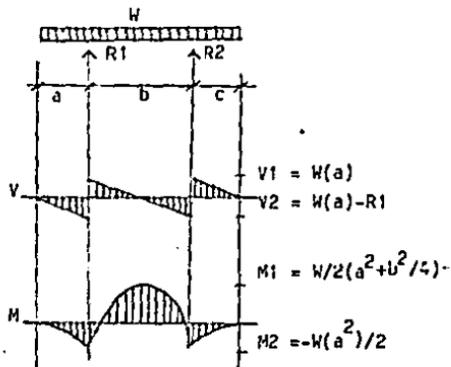
El estudio del comportamiento no lineal de las estructuras incluye el cálculo plástico y el pandeo de estructuras.

4.- Estructuras estáticamente determinadas y estáticamente indeterminadas. Se entiende por estructura estáticamente determinada aquella que puede ser analizada mediante la aplicación de las ecuaciones de la estática únicamente. En caso contrario, la estructura es estáticamente indeterminada.

Una estructura estáticamente indeterminada se resuelve mediante las ecuaciones de la estática junto con las proporcionadas por la geometría de la curva elástica, con un comportamiento lineal de la estructura. Debe anotarse que sus deformaciones elásticas, no solamente dependen de las cargas aplicadas, sino que también son afectadas por las propiedades de los materiales (por ejemplo, el módulo de elasticidad E) y por las propiedades geométricas de la sección (por ejemplo, el área de la sección A o el momento de inercia I). Así, pues, las cargas, las propiedades de los materiales y las propiedades geométricas intervienen en la solución de las estructuras estáticamente indeterminadas, mientras que solamente el factor de carga es el predominante en el caso de estructuras estáticamente determinadas.

Polinerfa.

Primeramente vamos a calcular las dimensiones requeri-
das de los diversos miembros de la polinerfa como se pre-
sentan en el plano # 6. Vamos a considerar las cargas ac-
tuantes bajo la acción de el viento por que es la condi-
ción más crítica. Los resultados se muestran en la tabla -
3.5.



T A B L A 3.5

Polín	a	b	w	V1	V2	M1	M2	R	S	On	Cv*
1	0	2	210.2	0	210.3	105.1	0	105.1	5	4Mt	14
2	1.3	0.7	186.9	243	65.4	169.4	157.9	308.4	8	4Mt	14
3	2.2	1.2	186.9	411.2	112.2	485.9	452.3	523.3	23	4Mt	12
4	2.5	2.5	186.9	467.3	233.7	730.0	584.0	700.9	35	6Mt	12
5	2.5	4.0	186.9	467.3	373.7	957.9	584.0	841.0	46	6Mt	10
6	3.0	5.5	186.9	560.7	514.0	1548.	841.0	1075.	74	8Mt	10
7	1.6	8.0	322.3	515.6	1263.	2931.	404.2	1805.	140	12Mt	10

* La columna marcada como Cv muestra el resultado de una -
revisión de los elementos elegidos en su resistencia al-
cortante.

Todos los polines van a llevar dos perforaciones de -
9/16" en sus puntos de apoyo y a una altura igual a la mi-
tad de la altura del polín. Van a ir sujetos con tornillos
de 1/2". Los clips para la sujeción de los polines vien-
detallados en la tabla 3.6

TABLA 3.6

Pólin	Clip	Gramil
1	3 x 1/4	51 mm
2	3 x 1/4	51
3	4 x 1/4	76
4	4 x 1/4	76
5	4 x 3/8	76
6	cps 8"	102
7	cps 8"	151

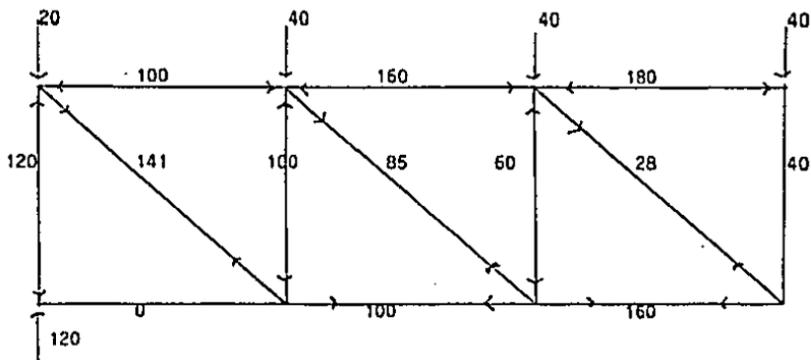
Para el diseño de los Sag-Rods, tomamos el 10% de la carga más desfavorable, es decir 322.3 Kg.

El valor para el diseño es pues de 32 Kg. usaremos -- entonces redonde de 3/8". Los Sag-Rods no tendrán una distancia entre centros mayor de 4.0 mts.

Las longitudes de las varillas se muestran a continuación en la tabla 3.7

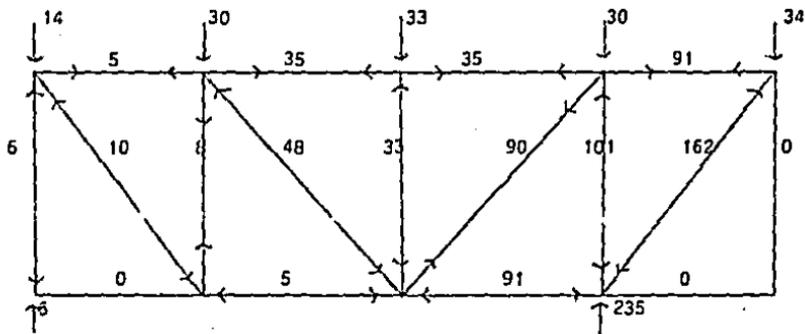
TABLA # 3.7

Polines	Cantidad.	Longitud
1-2	1	1.45
2-3	1	1.70
3-4	2	1.45
4-5	2	1.45
5-6	3	1.45
6-7	3	2.50



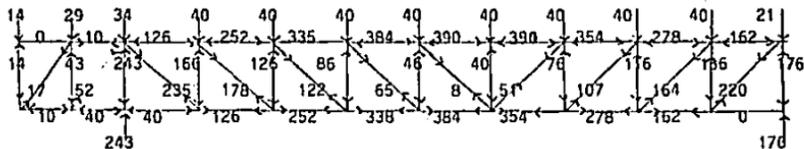
El miembro en compresión más largo mide 120 cms. por lo que de acuerdo a la relación de esbeltez y a la carga que tiene que soportar, vamos a emplear ángulo de lados iguales de $1\frac{1}{4}'' \times 1\frac{1}{8}''$. Para Estandarizar usaremos ese material en toda la armadura.

Armadura B3.



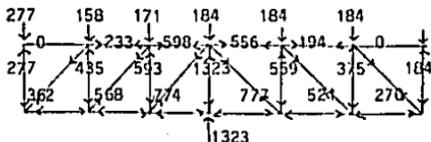
Esta armadura se va a fabricar con el mismo material que la armadura B2, es decir ángulo de $1\frac{1}{4}'' \times 1\frac{1}{8}''$.

Armadura B1



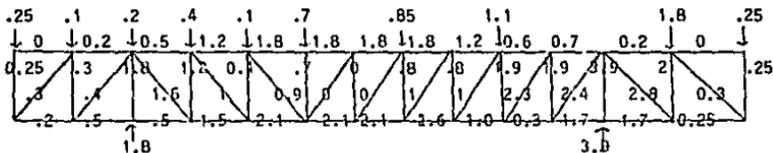
Con el material que hemos determinado anteriormente se pueden soportar las cargas dadas en esta armadura, también se fabricará con ángulo de 1 1/4" x 1/8".

Armadura A2



Esta armadura va a ser fabricada igual que las anteriores excepto por que el poste -- principal va a ser con el mismo ángulo pero formando caja.

Armadura A1



Para esta armadura vamos a usar ángulo de $1\ 1/2'' \times 1/4''$ y en el caso del poste principal irán dos ángulos formando caja.

El espesor que van a tener todas las armaduras va a ser de $1.2/5\ m. = 0.24m.$

Cálculo de las armaduras en su resistencia a la flexión lateral (determinación del contraventeo).

Armadura B1.

S propuesto : 0.80 cm³

Longitud: 10.50 m.

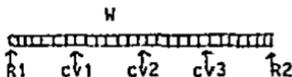
W tensión: 40.8 k/m²

W compresión: 37.6 k/m²

Apoyos	Mom. máximo	S requerida.
2	562 k-m	26.76
3	125	5.95
4	55.5	2.65
5	30.1	1.43

Cambiamos la sección del ángulo que habíamos propuesto por un ángulo de 1 1/2" x 1/4".

Revisamos los sistemas de contraventeo, que serán 3.



$$R1 = 0.393 WL = R2$$

$$CV1 = 1.143 WL = CV3$$

$$CV2 = 0.928 WL$$

Tensión:

$CV1 = CV3 = 1.143(40.8)(12.5/4) = 145.73 \text{ Kg. Redondo - de } 3/8''$

$CV2 = 0.928(40.8)(12.5/4) = 118.32 \text{ Kg.}$

Compresión:

$CV1 = CV3 = 1.143(37.6)(12.5/4) = 134.30 \text{ Kg.}$

Armadura B2

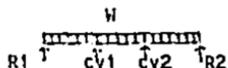
Longitud: 7.20 m.

W tensión: 45.8 k/m^2

Apoyos	Mom. máximo	S requerida.
2	297 k-m	14.14
3	65.9	3.15
4	26.4	1.3

Cambiamos el espesor de los ángulos propuestos quedando de $11/4'' \times 1/4''$.

El sistema de contraventeo consistirá de dos piezas.



$$P1 = P2 = 0.40WL$$

$$CV1 = CV2 = 1.1 \text{ WL}$$

Tensión:

$$CV1 = CV2 = 1.1(45.8)(7.2/3) = 121 \text{ Kg.}$$

Redondo de 3/8".

Compresión:

Armadura B3

Longitud: 2.7

W tensión: 58.2 k/m²

Apoyos	Mom. máximo	S requerida
2	53.035	2.52

También cambiamos el espesor de los ángulos al igual que en la armadura A2 para estandarizar quedando ambas de ángulo de 1 1/4" x 1/4". No llevará contraventeos.

Para la compresión colocamos struts hechos con canalmon-ten tipo 4 MT 14 formando caja.

D) Cálculo estructural de las columnas de soporte.

Tipos de estructura.

Se permiten los tres tipos básicos de estructura de acero que se enumeran más adelante. En cada caso, el análisis, diseño, fabricación y montaje de la estructura deberán estar de acuerdo con el tipo elegido.

El tipo 1 es aquel cuyas conexiones son suficientemente rígidas para asegurar que no se modificarán los ángulos que forman los ejes de los miembros. Para que una estructura pueda considerarse dentro de este tipo, es necesario -- que las conexiones extremas de los elementos que la forman sean capaces de transmitir, como mínimo, el momento resistente de dichos elementos.

El tipo 2 es aquel cuyas conexiones no tienen capacidad para desarrollar momento, sino únicamente fuerza cortante y que permiten las rotaciones relativas entre los -- extremos de los distintos miembros. Las conexiones de elementos estructurales diseñadas dentro del tipo 2 deberán ser flexibles, y no serán capaces de desarrollar más del 20% del momento resistente del elemento.

El tipo 3 es aquél cuyas conexiones poseen una capacidad conocida para desarrollar momento, y cuya rigidez es intermedia entre las del tipo 1 y 2.

Al dimensionar una estructura del tipo 1 se podrán -- utilizar cualquiera de los procedimientos que siguen:

a) Los esfuerzos calculados partiendo de los elementos mecánicos obtenidos mediante métodos adecuados de análisis elástico de la estructura deberán estar, en todos -- los miembros y sus conexiones, dentro de los límites fijados en el reglamento.

b) El factor de carga, obtenido utilizando métodos -- aceptados de análisis y diseño plásticos, no será menor en la estructura considerada en conjunto ni en ninguna de sus partes, que los valores especificados en el reglamento.

La construcción tipo 2 se permitirá para vigas secundarias, y se aceptará en los marcos principales que la rigidez de la estructura en conjunto y de cada uno de los -- marcos que la constituyen, considerado por separado, suministrada por muros, contravientos, juntas rígidas o una -- combinación de los tres elementos sea suficiente para soportar las fuerzas horizontales que le correspondan.

La construcción tipo 3 se permitirá únicamente cuando las conexiones sean capaces de soportar momentos de intensidad conocida sin que se sobrepasen los esfuerzos admisibles en remaches, pernos o soldaduras.

El análisis y diseño de construcciones de los tipos 2 y 3 se hará elásticamente, aunque las del tipo tres pueden requerir deformaciones inelásticas, pero controladas de algunos elementos de las juntas.

Relación de esbeltez.

En general, en el cálculo de la relación L/r se tomará L igual a la longitud libre de la pieza medida entre centros de conexiones excento cuando se trate de un elemento empotrado en un extremo y libre tanto angular como linealmente en el otro, cuyo caso se tomará igual al doble de la longitud de dicho elemento.

Se permitirán otros valores de la longitud libre L cuando se efectúe un estudio que lo justifique.

En el caso de estructuras esbeltas, cuya estabilidad lateral dependa de su propia rigidez, será necesario determinar la longitud efectiva de pandeo L utilizando un procedimiento racional.

En piezas sometidas a compresión, la relación L/r no será mayor de 250. En piezas que trabajen a tensión podrán tener cualquier valor.

Cuando se trate de elementos que estén sometidos a vibraciones la relación L/r no será mayor de 200 para piezas de compresión.

Grueso mínimo del material.

El grueso mínimo de los elementos de acero estructural utilizados para construcciones exteriores sometidas a la acción directa de la lluvia será de 6 mm. En estructuras protegidas contra la acción de los agentes atmosféricos no existirá limitación referente al grueso del material, excepto en los casos en que estén expuestas a humos o vapores industriales; en estos casos se tomarán precauciones especiales. Se tomará como grueso de perfiles laminados el espesor medio de sus patines, independientemente del grueso del alma.

La relación del ancho al grueso de cualquier elemento sometido a esfuerzos de compresión, ya sean directos o debidos a flexión no excederá $2100/f_y$ en elementos apoyados en los brotes, ni $800/f_y$ en elementos apoyados en un solo borde libre no atiesado.

Para el cálculo de las relaciones anteriores se tomarán los anchos siguientes:

En placas, la distancia entre dos líneas de remaches o de soldaduras o entre una de ellas y el borde libre.

En el alma de perfiles laminados, la distancia entre bordes interiores de los patines.

En ángulos, canales o zetas, la dimensión nominal total.

En patines de vigas y tes, la mitad de la dimensión nominal.

En elementos de grueso variable, se tomará el valor medio del mismo.

Se aceptarán elementos sometidos a esfuerzos de compresión con relaciones ancho a grueso mayores que las especificadas anteriormente si la porción que satisface dichas relaciones cumple los requisitos de esfuerzo suponiendo que el resto de la zona de compresión no trabaja. En todos los casos se permitirán relaciones ancho grueso mayores que las dadas en los párrafos anteriores si se efectúa

un estudio que las justifique, y siempre que los esfuerzos críticos de pandeo de los elementos planos que componen un miembro estructural no serán menores que el del miembro en conjunto.

Dimensionamiento de la columna.

La carga axial que vamos a tomar será de 6.0 Ton. y -
el momento actuante de 20 T-M.

Primeramente vamos a determinar la longitud efectiva -
buscando el valor de el factor K para las condiciones de -
apoyo que tenemos:



Encontramos que el factor K es igual a 2.

En la tabla 3.8 buscamos una sección apropiada para -
resistir esas condiciones de carga y la longitud que será -
de 2x6.00 12.0 mts.

TABLA 3.8

	Peso total = 31.23 kg/m Area total = 43.36 cm ²		Peso total = 40.92 kg/m Area total = 51.84 cm ²		Peso total = 55.80 kg/m Area total = 70.84 cm ²					
	CARGA TOTAL EN TONELADAS									
ICFB	100	127	64.2	97.3	132	76.7	116.1	140	204.9	304.1
	150	191	63.1	94.1	158	75.3	113.6	209	327.5	334.2
	200	254	61.9	92.8	204	73.8	110.3	279	400.2	369.5
8	250	318	60.9	91.6	250	72.1	107.8	349	472.7	344.0
	300	381	59.1	89.8	305	70.3	105.0	419	595.0	318.7
MLJ	350	445	57.5	87.6	401	68.1	102.9	489	721.1	293.4
	400	508	55.8	85.1	507	66.2	99.5	559	848.9	268.0
	450	572	54.1	82.4	593	63.9	95.8	628	956.6	242.6
5-20LJ	500	635	52.2	79.4	659	61.8	91.9	698	1044.2	217.1
	550	698	50.2	76.5	725	59.1	87.6	768	1131.8	191.6
	600	762	48.2	73.6	791	56.5	83.1	838	1219.4	166.1
	650	826	46.0	70.5	856	53.8	78.5	908	1296.9	140.6
	700	890	43.8	67.5	922	50.9	73.8	978	1374.4	115.1
	750	953	41.4	64.4	988	48.0	69.1	1047	1451.9	89.6
	800	1017	39.0	61.1	1054	44.9	64.5	1117	1529.4	64.1
	850	1080	36.5	57.9	1120	41.7	60.0	1187	1606.9	38.6
	900	1144	33.8	54.8	1186	38.5	55.5	1257	1684.4	13.1
	950	1207	31.1	51.7	1252	34.8	51.0	1327	1761.9	-12.4
	1000	1271	28.2	48.6	1318	31.0	46.5	1397	1839.4	-37.9
	1050	1334	25.6	45.4	1384	27.3	42.0	1467	1916.9	-63.4
	1100	1398	23.3	42.3	1450	23.5	37.5	1537	1994.4	-88.9
	1150	1462	21.3	39.3	1515	21.7	33.0	1607	2071.9	-114.4
	1200	1525	19.6	36.6	1581	21.8	28.5	1677	2149.4	-139.9

Encontramos una sección formada por dos canales de 8" y 17.11 kg de peso por metro lineal, con placas interrumpidas (colosía).

Ahora revisamos esta sección.

Resistencia al momento.

El momento que necesitamos resistir es el de 2'000,000 K-cm, El esfuerzo que podremos tomar en cuenta para el acero será de $[0.6 \times 4200]$ 2,520. Con estos datos obtenemos el módulo de sección "S" que vamos a requerir:

$$S = M/\sigma = 2'000,000/2,520 = 793.65 \text{ cm}^3$$

La sección antes propuesta no resiste este momento actuante. Cambiamos la sección por dos canales de 10" de - - 22.76 Kg/m.1. de peso con dos placas corridas de 1/2" de espesor y 241 mm de ancho.

Esta sección tiene una $S_x = 1179 \text{ cm}^3$ y $S_y = 849 \text{ cm}^3$.

Resistencia al Cortante.

El cortante actuante que tenemos es igual a 3,000 kg. y la resistencia que tomaremos del acero al esfuerzo cortante será:

$$\sigma = 0.4F_y = 0.4(4200) = 1680 \text{ kg/cm}^2.$$

El área de la sección propuesta es 119.24 cm^2 la cual va a resistir $[119.24 \times 1680]$ 200,000 Kg.

El peso de la columna será $93.58 \times 6.0 = 561.48$ Kg.

Cálculo de bases de columnas.

Vamos a colocar una placa de acero sobre el dado de la cimentación. Siendo igual el área de la placa y la del lado.

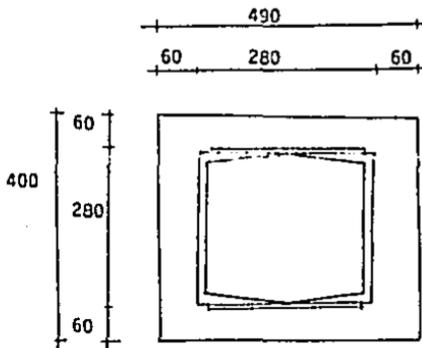
El valor que vamos a utilizar de F_p (Presión de contacto admisible en el concreto) será $0.25(f_c) = 0.25(185) = 46.25$ Kg/cm².

El área requerida para absorber P que ahora es igual a 7 ton. va a ser: $A = P/F_p = 7000/46.25 = 151.35$ cm².

Como la placa va a ser cuadrada requerimos una placa de 13x13 cm. como mínimo. Colocamos una de 40 x 40 sobre el dado de 40x40.

La presión de contacto en el concreto es igual a: $7000/(25^2)$ o sea 11.20 kg/cm². Y el esfuerzo admisible en flexión para la placa base es $0.4(4200) = 1680$ kg./cm².

Buscamos los valores de m y n.



* Cotas en milímetros.

$$m = n = 60 \text{ mm.}$$

El espesor de la placa será:

$$t = 3(Fp)m^2/Fb = 3(11,20)(6^2)/1680 = 0,84 \text{ cm.}$$

Colocamos una placa de 3/8" x 250mmx250mm.

E) Cálculo de la cimentación.

El objeto de una cimentación es el de proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas - en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

En toda estructura es necesario distinguir dos partes principales: la super-estructura y la sub-estructura.

La super-estructura, en el caso de edificios, es aquella parte de la estructura que está formada por losas, trabes, muros, columnas, etc. La sub-estructura es la parte - de la estructura que sirve para transmitir las cargas de - ésta al suelo de cimentación.

En una forma general, las cimentaciones pueden ser -- clasificadas en dos grupos: cimentaciones directa y cimentaciones indirectas.

Una cimentación directa es aquella en la cual los elementos verticales de la super-estructura se prolongan hasta el terreno de cimentación descansando directamente so--

bro él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo. De este tipo son las zapatas aisladas, las zapatas conectadas, las zapatas ligadas, las cimentaciones por traves y las losas de cimentación. Una cimentación indirecta es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como los pilotes, cilindros y cajones de cimentación, ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad.

Para poder elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación, es necesario seguir la secuela que a continuación se indica: a) Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo (según tipo de estructura), llevando a cabo análisis cuidadosos y lo más apegados posible a la realidad. -- b) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los asentamientos probables. c) Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación. d) Selección del tipo de cimentación más adecuado atendiendo a:

- A) Tipo de subsuelo.
- B) Rapidez en la construcción.
- C) Adaptabilidad
- D) Economía.

Un somero estudio de cada uno de los factores antes -
indicados se hará a continuación.

Estudio de las cargas.

Las cargas que gravitan sobre una estructura se divi-
den en: cargas muertas, cargas vivas permanentes y cargas-
vivas accidentales.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte inte-
grante de la estructura. Las cargas vivas son aquellas que
gravitan sobre la estructura sin ser parte de la misma. --
Las cargas vivas permanentes son las que actúan de modo --
continúo o casi continuo, como muebles y personas, y las -
cargas vivas accidentales son aquellas que actúan en forma
irregular como la acción del viento y de los sismos.

Cargas muertas.

La determinación del peso muerto de cada elemento de-
la super-estructura, tales como losas, trabes, vigas, esca-
leras y columnas, no presenta ninguna dificultad ya que na-
da más involucra el conocimiento del volumen de cada ele-
mento y su multiplicación por el peso volumétrico del mate-
rial con el cual está hecho.

Cargas vivas permanentes.

En cuanto a las cargas vivas permanentes, los valores anotados en los Reglamentos de las Oficinas de Obras Públicas Municipales, generalmente están en función del tipo de edificación.

Cargas vivas accidentales.

1) Viento. La presión del viento se supone que actúa horizontalmente (P_H) con la intensidad que fije el reglamento del lugar. Usualmente se toman entre 70 y 100 Kg/m². Para determinar la presión normal (P_N) en Kg/m² sobre techos inclinados. Se aplica la fórmula de Duchemin:

$$P_N = P_H * \frac{2 \cdot \text{sen} \alpha}{1 + \text{sen}^2 \alpha}$$

α = ángulo que la superficie de cubierta forma con la horizontal.

$P_H = 0.0062 V^2$, Donde V=Velocidad del viento en Km/hr. y P_H es la presión horizontal en Kg/m².

El valor mínimo que se admitirá para P_N será de 40 Kg/m². Si es menor que 5°, la fuerza del viento se toma como si ella fuera horizontal. En ningún caso el momento de volteo ocasionado por el viento excederá del 70% del momento--

de estabilidad de una estructura tomando en cuenta únicamente las cargas muertas.

2) Sismos. Para prevenir en lo que sea posible, los daños que causan los sismos, se seguirán las siguientes reglas:

A) Las uniones entre los diferentes elementos de una estructura deben calcularse de manera que resistan tanto como los elementos que ligan.

B) Cada estructura deberá construirse de tal manera que, durante un temblor, oscile como una sola unidad.

Para los efectos de sismo, una estructura es clasificada de la manera siguiente:

Tipo I. Lo constituyen las construcciones que son indispensables que permanezcan intactas cuando todas las ---- otras hubieran sido destruidas por el temblor.

Tipo II. Pertenecen a este tipo las construcciones para lugares de reunión, o de cualquier otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de -- personas.

Tipo III. Se agrupan en este tipo las construcciones de -- edificios destinados al público pero en los cuales se congrega un gran número de personas, así como otras - construcciones, que al fallar pueden poner en peligro a las primeras.

Tipo IV. Lo forman las construcciones para guardar materiales o equipos costosos o necesarios.

Tipo V. Pertenecen a este grupo las construcciones que son de valor, y cuya falla sólo puede poner en peligro la vida de pocas personas.

Tipo VI. Cualquier construcción usada como habitación por pocas personas.

Tipo VII. Cualquier otra construcción que se use ocasionalmente por pocas personas.

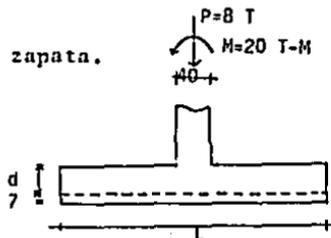
Tipo VIII. Cualquier otra construcción aislada, cuya falla por un temblor no pueda ocasionar normalmente daños a otras estructuras ni a seres humanos.

Ahora bien, de acuerdo con la segunda ley de Newton - se tiene:

más desfavorables, satisfagan los siguientes requisitos:

- a) La estructura no deberá deslizarse sobre el suelo.
- b) La estructura no deberá volcarse.
- c) La unión entre vigas de cimentación o losas de cimentación y los pilotes no deberán romperse.
- d) Ningún pilote soportará una carga mayor que la de trabajo especificada aumentada en un 33%.
- e) El esfuerzo unitario sobre el suelo de cimentación en ningún punto excederá al esfuerzo admisible de trabajo más un 33%.
- f) Los elementos de la cimentación, las uniones entre dichos elementos y la super-estructura, no deberán soportar esfuerzos más allá de los especificados - en el reglamento aumentados en un 33%.

Cálculo de la zapata.

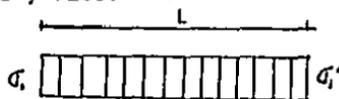


El cálculo de las presiones se determina por la fórmula:

$$\sigma = \frac{Pt}{A} + \frac{Mc}{I}$$

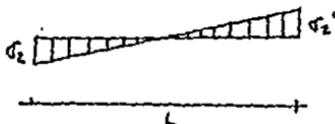
Primero tomamos los esfuerzos separados y luego los combinamos.

El diagrama de esfuerzos debido a la carga axial Total es uniforme y Vale:



$$\sigma_i = \sigma_i' = Pt/A = Pt/L^2$$

El diagrama de esfuerzos debido al momento es del tipo que sigue y vale:



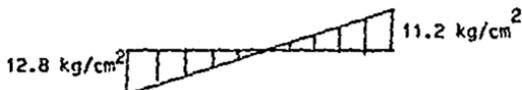
$$\sigma_2 = \frac{M_c}{I} \quad \sigma_2' = \frac{-Mc}{I}$$

* Esta carga incluye el peso de la columna y el cemento.

Vamos a considerar una zapata cuadrada de 1.0 m. de lado.

$$\sigma_3 = \frac{P_t}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{8000}{10000} + \frac{2'000,000(50)(12)}{100(100^3)} = 0.8 \pm 12 \text{ Kg/cm}^2$$

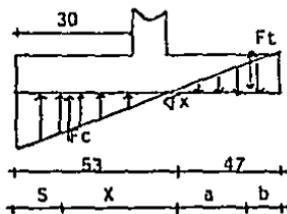
De acuerdo con este resultado, en el terreno van a existir esfuerzos de compresión mientras en el otro extremo, como el terreno no toma la tensión, tendremos que lastrar.



Este es el diagrama de esfuerzos que se va a presentar. En él se observa que el máximo valor de esfuerzo a -- compresión es menor que el esfuerzo admisible para el terreno, por lo que en cuanto al terreno se refiere, las dimensiones de la zapata son adecuadas.

Hay que determinar primero el valor de los empujes totales y su punto de aplicación.

Hay que calcular también el valor de σ_x .



Los valores de los empujes son los siguientes:

$$F_t = [(11.2)(47)/2] (100) = 26,320 \text{ kg.}$$

$$C_x = [(12.8)(23)/53] = 5.56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_c = [12.8+5.56]/2 [30 \times 100] = 27,540 \text{ Kg.}$$

Primero hay que solucionar el problema de lastrar la zapata. Necesitamos colocar 27.000 Kg. en un área de 0.47-m². Si consideramos un metro de profundidad hasta la parte superior de la zapata, necesitaríamos un material con un peso volumétrico de 58,000 kg/m³. Por lo tanto necesitamos aumentar el área de la zapata.

El material producto de la excavación de los fosos para los depósitos de combustible tiene un peso volumétrico de 2,800 Kg/m³. Tomando en cuenta una profundidad de 1.5 - mts. Consideraremos un área de 4.0 m². Es decir, una zapata de 2.0 metro de lado.

$$C_3 = \frac{P_t}{A} + \frac{M_c}{l} = \frac{8000}{40,000} + \frac{2'000,000(80)(12)}{(200)(200^3)} = 0.2 \pm 1.2$$

$$X = 80 - 32.9 = 47 \text{ cm.}$$

El momento en el empotramiento vale:

$$M = Fcx = 14640(47) = 689,067 \text{ kg-cm.}$$

El peralte necesario será:

$$d = \sqrt{M/kb}. \text{ Donde } k=42.12 \text{ (ver página 36)}$$

$$d = \sqrt{689067 / (42.12)(200)} = 9.0 \text{ cm.}$$

El peralte necesario para resistir el punzonamiento será:

$$\text{Carga} = 8,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Area resistente al punzonamiento} = 4(40)d$$

$$\text{Esfuerzo resistente} = 7.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{8000 / 4(40)(7.9)} = 0.7 \text{ cm.}$$

El peralte necesario para resistir el cortante será:

$$d = \sqrt{14000 / 200(7.9)} = 9.0 \text{ cm.}$$

Tomamos un peralte efectivo de 13 cms. y un peralte-real de 20 cms.

Area de acero resistente al momento.

$$A_s = 689067 / 0.9(4000) \left[\frac{(20-2)}{2} \right] = 21.26 \text{ cm}^2$$

Colocamos 11 varillas de 5/8" @ 19 cms.

Area de acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.0018 (200)(20) = 7.2 \text{ cm}^2*$$

Colocamos 10 varillas de $3/8" @ 21$ cms.

* A.C.I. Sección 7.12

CAPITULO IV

CONCLUSIONES.

Como resultado de este trabajo llegué a las siguientes conclusiones:

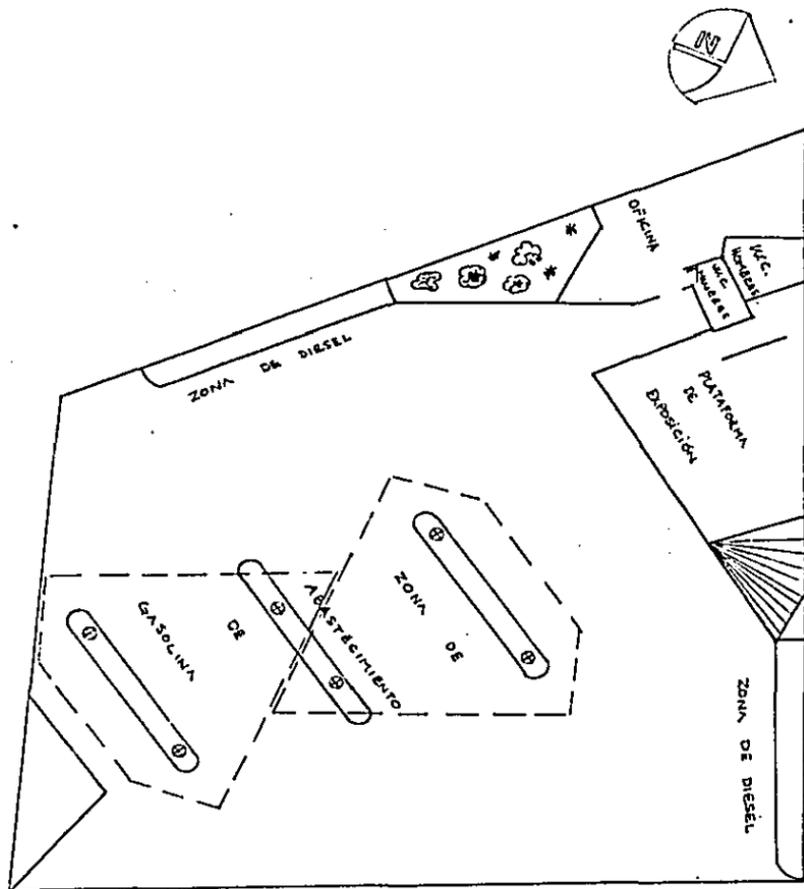
1. En el caso de el tipo de terreno con el que trabajamos, los análisis y las pruebas de laboratorio de mecánica de suelos salen sobrando ya que la resistencia del terreno es considerablemente mayor que el esfuerzo que sobre él podamos causar con -- alguna combinación de cargas. Es decir que difícilmente encontraremos un caso en el que exijamos al terreno siquiera un 50% de su capacidad.
2. Sobre el análisis de cargas observé que no tiene caso el ser muy meticoloso, pues casi siempre los valores que obteníamos en los cálculos de los miembros estructurales valores menores que los especificados como mínimos en el reglamento de construcciones.
- 3.- Sobre las columnas que sostendrán la cubierta, aunque se fabricaron en acero viene especificado, fué en contra de la economía ya que el principal

factor que determinó la sección transversal de la columna a usar fué la relación de esbeltez y este factor aumentó mucho la sección de la columna y -- consecuentemente el peso y el precio. Con una columna de concreto con la sección debida para soportar la carga axial y el momento. Hubieramos tenido suficiente para pasar la relación de esbeltez. Hubiera resultado más económico.

4. Como último punto y quizá el más importante resulta el de la importancia del control de calidad en todo el proceso de construcción pero muy especialmente en la fabricación de la estructura de acero, -- donde la tolerancia de errores en la geometría se debe reducir al mínimo, ya que los errores admitidos en la revisión de los elementos estructurales antes de colocar, pueden representar grandes problemas en la etapa de montaje de la estructura, reduciendo esto en una pérdida de tiempo y de dinero.

I N D I C E D E P L A N O S .

Planta arquitectónica.	131
Ubicación de los depósitos de combustible	132
Losas y guarnición	133
Vigas y dalas	134
Soportes de los tanques	135
Plano de montaje (A)	136
Plano de montaje (B)	137
Armaduras	138
Armaduras	139
Polines	140
Clips y Sag-rods	141
Corte de las armaduras	142
Sistema de contraventeo	143
Struts y redondos	144
Columns	145
Zapata y anclaje	146



PLANTA ARQUITECTONICA

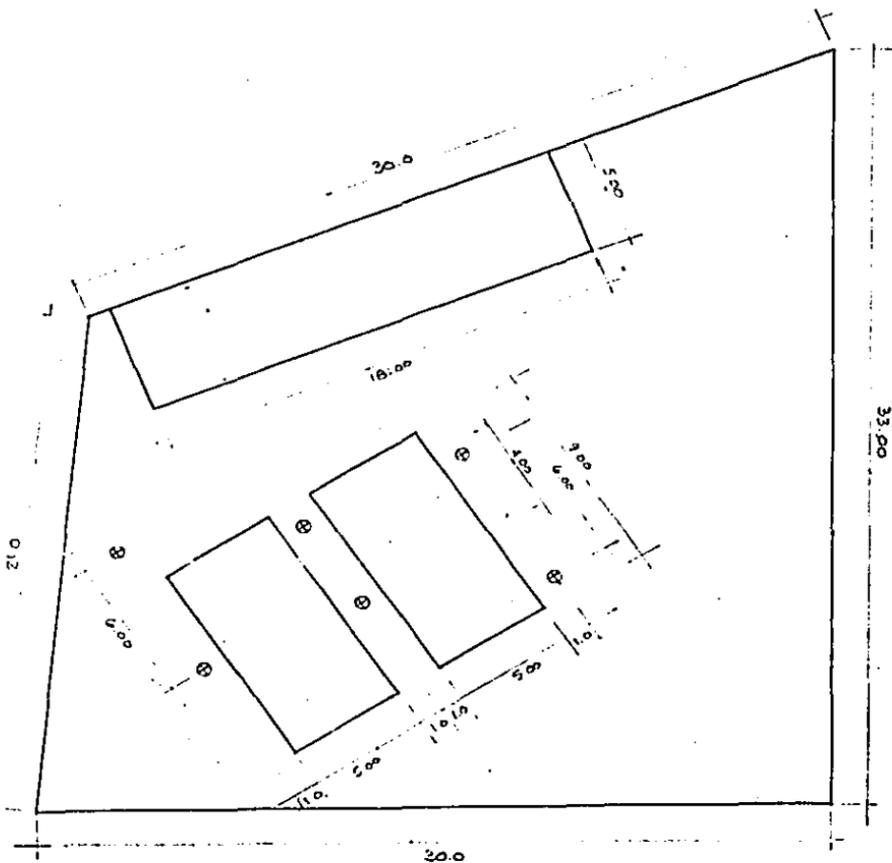
1

ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

uag

ESCALA 1:100
COTAS SIN

S



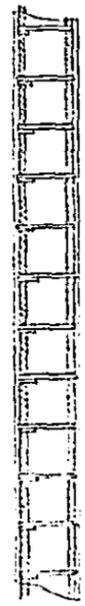
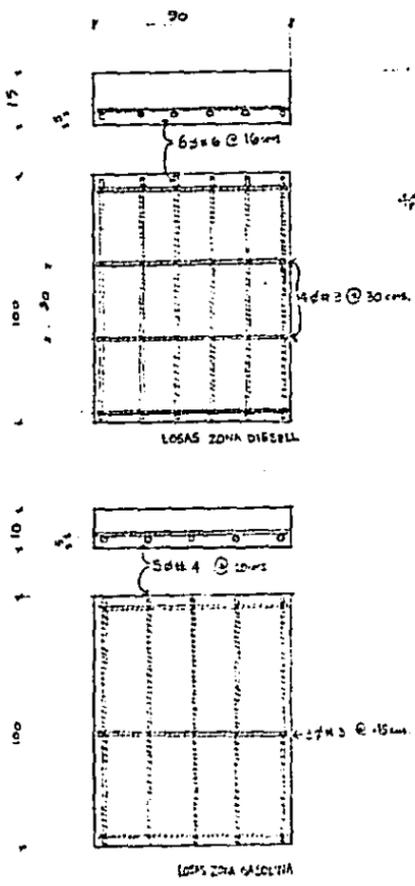
2

UBICACION DEPOSITOS DE COMBUSTIBLE

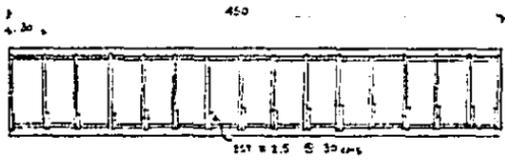
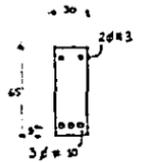
ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

uag

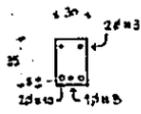
ESCALA: 1:100
COTAS: METROS



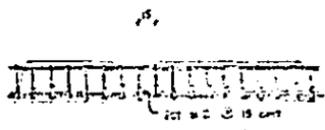
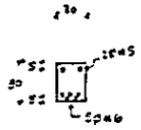
3	LOSAS Y GUARNICION	ESCALA: 1:20 COTAS: cm.
	ALEJANDRO ARNOLDO PADILLA REYNOSO	uag



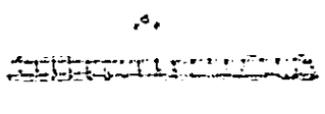
Vigas en la Zona de Dorsal



Vigas en la Zona de Costado



Dala en la Zona de Dorsal



TRABES Y DALAS

ALEJANDRO ARNOLDO

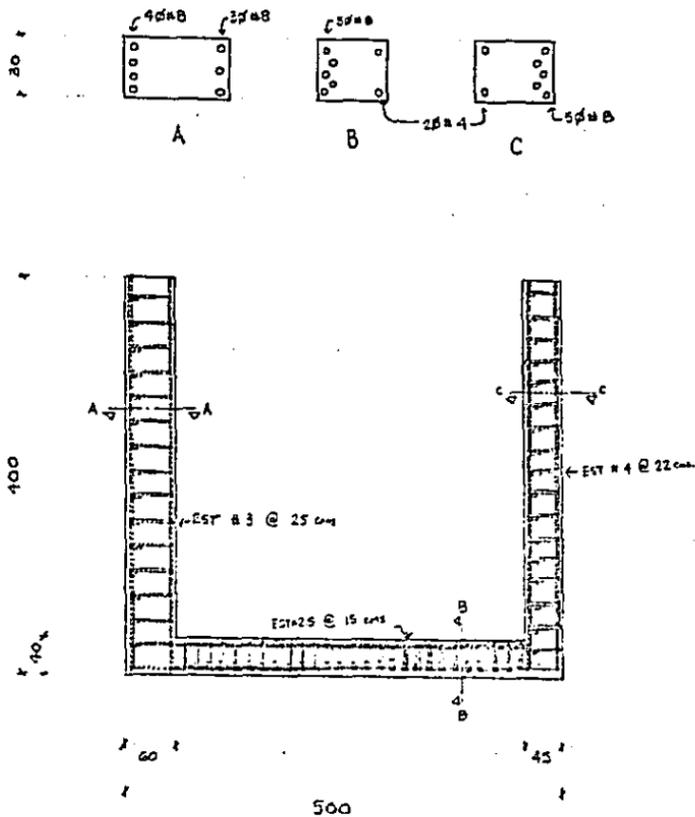
PADILLA REYOSO

ESCALA: 1:40

COTAS 1.16m, 1.10m, 1.00m

uag

4



SOPORTE DE TANQUES

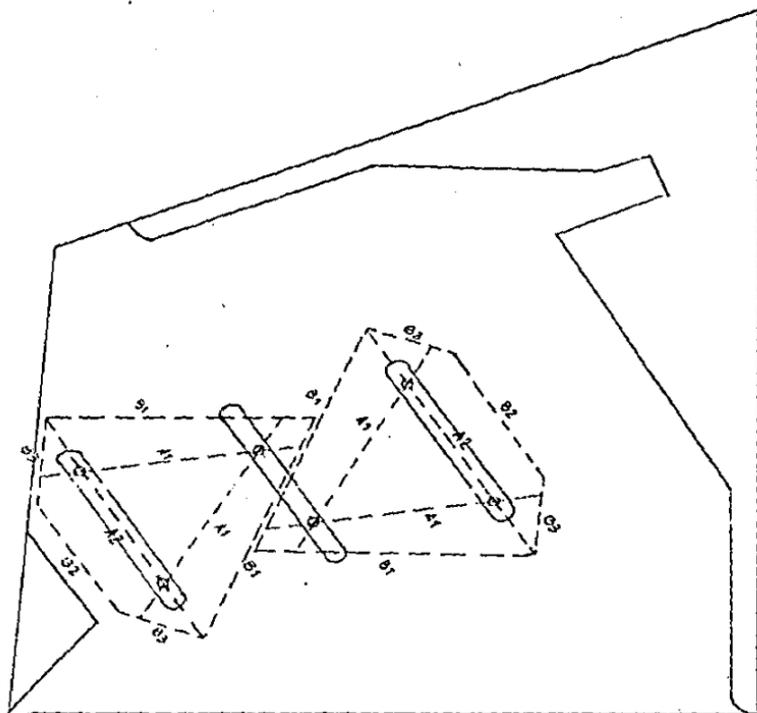
ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

ESCALA: 1/150

COTAS INTERNAS EN CM

uag

5



6

PLANO DE MONTAJE

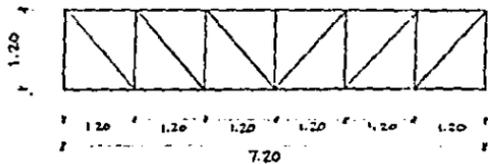
ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

u a g

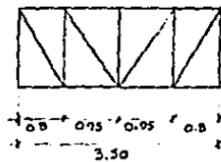
ESCALA : 1:100

COTAS : SIN

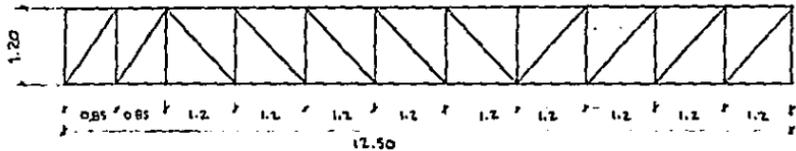
ARMADURA B2



ARMADURA B3



ARMADURA B1



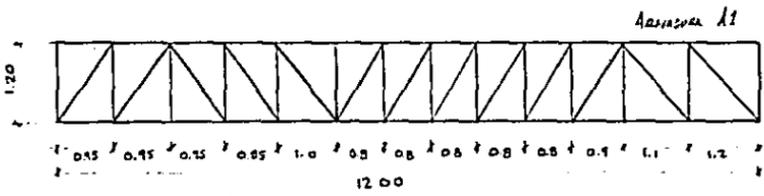
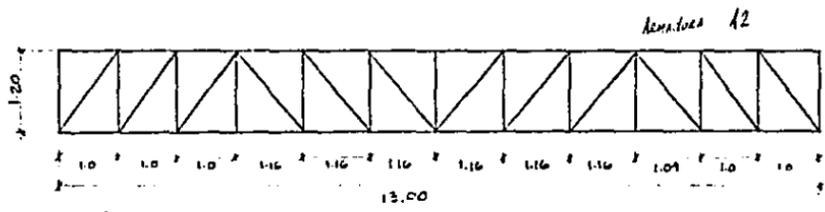
ARMADURAS "B"

ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

ESCALA: 1:75

COTAS EN METROS

uag



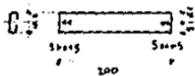
ARMADURAS "A"

ALEJANDRO ARRIOLDO
PADILLA REYNOSO

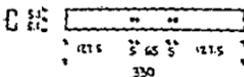
ESCALA: 1:75

CUTRAS EN METROS

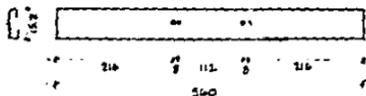
uag



POLIN 1 4 MT 14

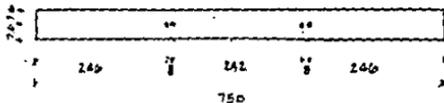


POLIN 2 4 MT 14



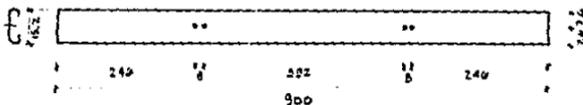
POLIN 3

GNT 12



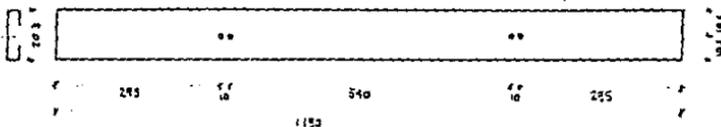
POLIN 4

GNT 12



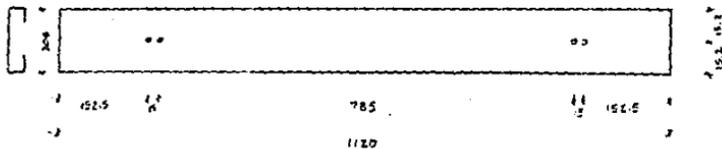
POLIN 5

GNT 10



POLIN 6

GNT 10



POLIN 7

12 MT 10

ESCALA: 1:75
DOTAS EN CENTIMETROS

u a g

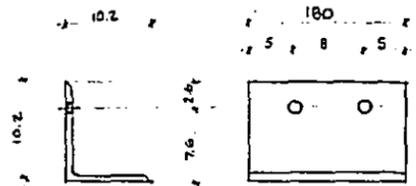
POLINES

ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSO

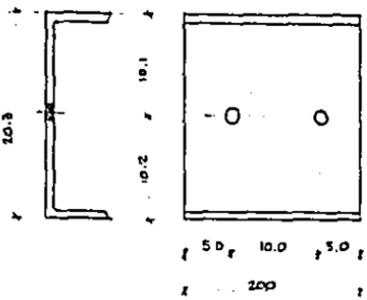
9



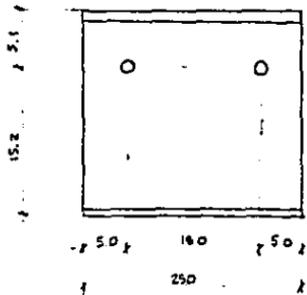
clip 1 y 2



clips 3, 4 y 5



clip 6



clip 7



SAG-RODS: TIPOS

TIPO 2, 4, 5, 6	145
TIPO 3	170
TIPO 7	250

ESCALA 1:10
COTAS EN CENTIMETROS

CLIPS Y SAG-RODS

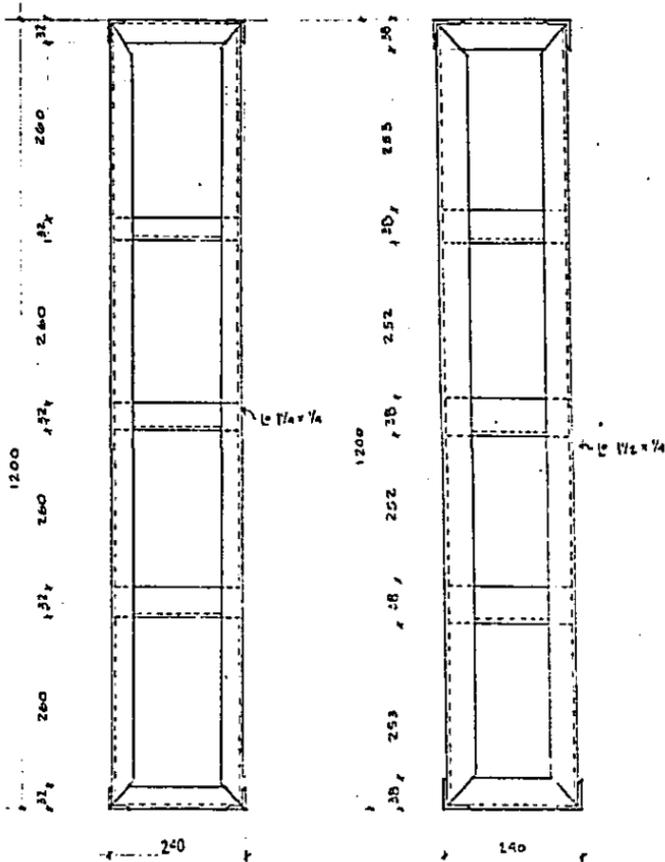
ALEJANDRO ARNOLDO REYNOSO
PADILLA

uag

10

Armaduras: A2, B2, B3

Armaduras: A1, B1

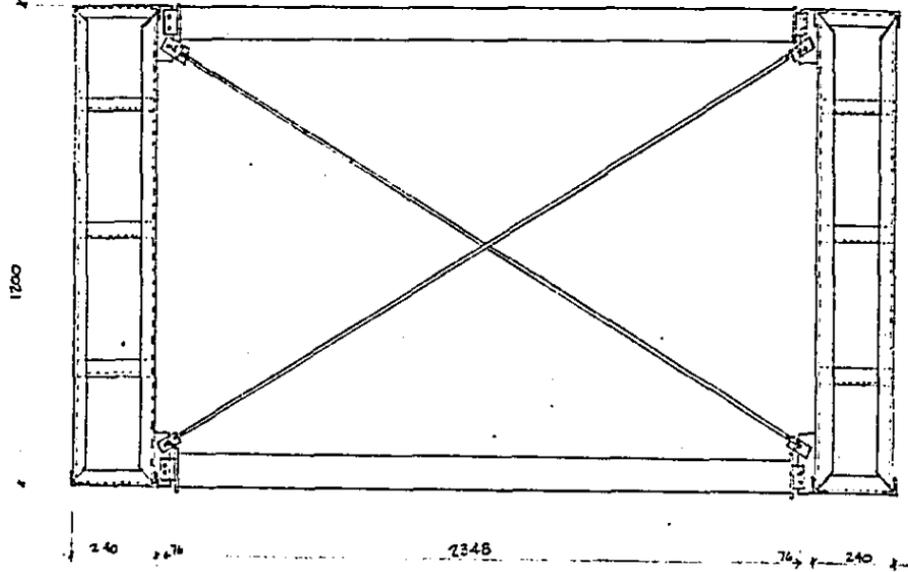


CORTE DE ARMADURAS

ALEJANDRO
PADILLAARNOLDO
REYNOSO

uag

ESCALA: 1:75
COTAS EN MILIMETROS



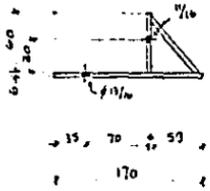
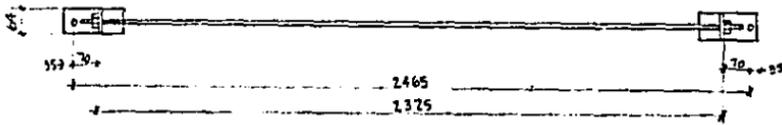
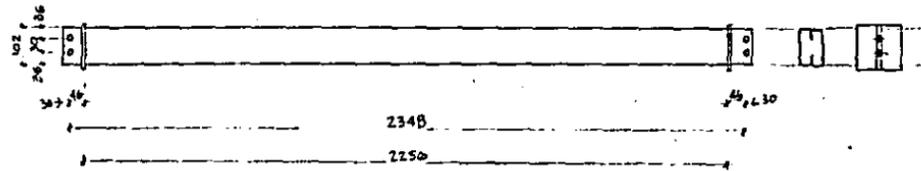
SISTEMA DE CONTRA VENTEO

ALEJANDRO
PADILLA
ARNOLDO
REYNOSO

ESCALA SIN
COTAS EN MILIMETROS

u a g

12



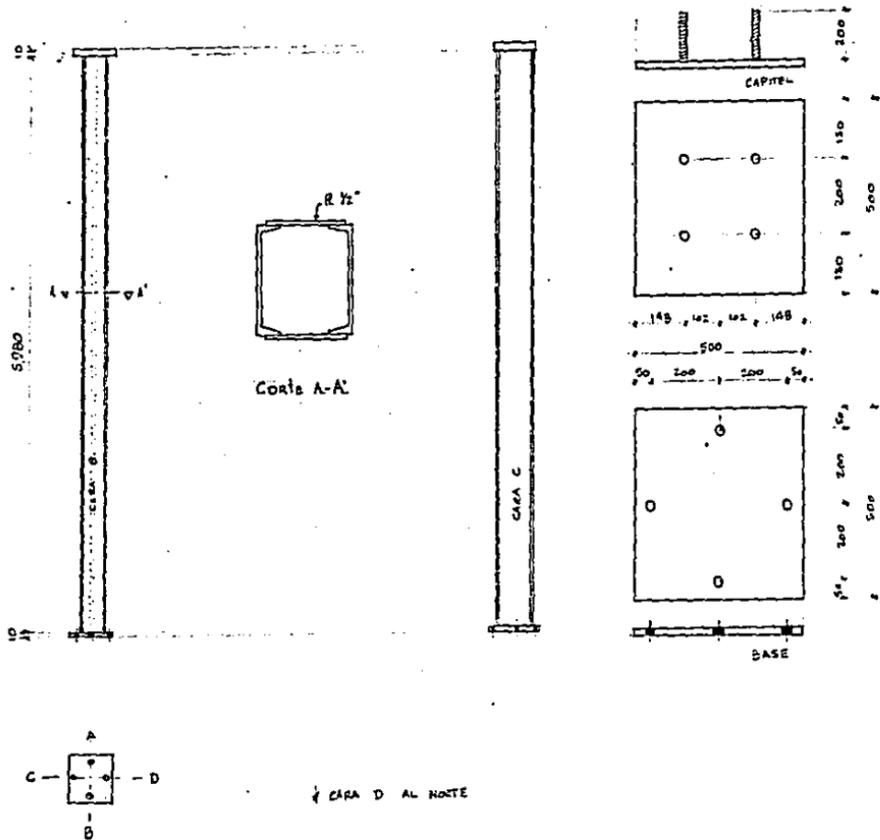
STRUTS Y REDÓNDOOS

ALEJANDRO ARNOLDO -
PADILLA REYNOSO

ESCALA SIN
COTAS EN MILIMETROS

uag

13



COLUMNAS

ALEJANDRO ARNOLDO
PADILLA REYNOSOESCALA VARAS
COTAS EN MILIMETROS

u a g

14

B I B L I O G R A F I A .

*"Mecánica de suelos"

Tomos 1 y 2

Juárez Badillo - Rico Rodríguez.

Editorial Limusa.

*"Manual del Ingeniero Civil."

Volúmenes 1, 2 y 3

Frederick S. Merritt.

Editorial Mc Graw Hill.

*"Diseño de estructuras de concreto conforme al reglamento
ACI 318-83."

Tomos 1 y 2.

"I.M.C.Y.C."

*"Reglamento de las construcciones de concreto reforzado-
(ACI 318-83) y comentarios."

"I.M.C.Y.C."

*"Aspectos fundamentales del concreto reforzado."

Oscar M. González Cuevas - Francisco Robles F.V. - Juan
Casillas G. de L. - Roger Díaz de Cosío.

Editorial Limusa.

*"Propiedades, elementos y resistencias de perfiles estructurales."

Fundidora de Monterrey.

*"Diseño de estructuras metálicas."

Jack C. McCormac.

"Representaciones y servicios de ingeniería. S.A.-México."

*"Mecánica vectorial para ingenieros, Estática"

Tomo 1

Ferdinand P. Beer; E. Russell Johnston, Jr.

Mc Graw Hill.

*"Resistencia de materiales"

Ferdinand L. Singer/Andrew Pytel.

Editorial "Harla".

*"Teoría elemental de estructuras".

Yuan-yu Hsich

Editorial "Prentice/Hall Internacional".

*"Mecánica de suelos y cimentaciones".

Carlos Crespo Villalaz.

Editorial "Limusa".

*"Reglamento de construcciones".

Ayuntamiento Constitucional de Guadalajara.

*"Manual AHMSA de construcciones de acero."

Altos hornos de México, S.A.