



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

267
178

**CONSIDERACIONES GENERALES DE
DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA MUELLES**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a :
GERMAN SANCHEZ GONZALEZ

MEXICO, D. F.

1984.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Página
I.- Introducción	1
II.- Alternativas de estructuración	5
Estructura de contención de rellenos	7
III.- Evaluación de cargas verticales	18
Losa de la cubierta del muelle	23
Trabes transversales	31
Trabes longitudinales	48
IV.- Evaluación de cargas horizontales	58
Análisis sísmico	58
Atraque	67
Análisis eólico	72
V.- Dimensionamiento	74
Losa	74
Trabes transversales	78
Trabes longitudinales	84
Pantalla de contención de rellenos	89
Pantalla de atraque	91
Dados	93
Subestructura	94
VI.- Conclusiones	107
Referencias	111

I.- INTRODUCCION

Los muelles son las estructuras fundamentales de un puerto, el cual está formado entre otros elementos por: Edificio de oficinas, bodegas, canales de acceso, dársena de ciaboga, etc.

La construcción de un puerto, que implica necesariamente la de un muelle, es un proceso bastante largo, ya que intervienen en ella aspectos de tipo económico, social, político e incluso militar.

Se inicia con el complicado análisis para determinar la necesidad de un puerto, su localización, capacidad, y un gran número de conceptos que al final de cuentas determinan las características principales - para las cuales se deben desarrollar sus instalaciones.

El presente escrito no tiene como objetivo determinar todas las condiciones anteriores, si no que se limita al análisis y diseño del muelle una vez que se han definido las características principales del mismo, como son las siguientes:

- 1.- Cargas vivas y accidentales sobre la estructura.
- 2.- Características de la zona en la que se construirá el muelle
(Estudio de mecánica de suelos).
- 3.- Condiciones de funcionamiento del muelle.

La finalidad principal de este trabajo es dar idea del criterio general para el análisis y diseño de un muelle; para darle una mayor claridad se procederá al estudio de uno en especial. Durante el desarrollo del pre-

sente trabajo, se supondrán los datos necesarios, así como los requisitos que debe cumplir la estructura. Estos datos son reales y en su mayoría corresponden a las especificaciones de diseño para un muelle puesto en concurso por la Secretaria de Marina. Debido a la diversidad de los datos, estos se irán incluyendo o mencionando a medida que el estudio avance, así mismo, es importante señalar que muchos de ellos son resultado o deben ser resultado de estudios muy profundos y especiales, tal es el caso del Estudio de Mecánica de Suelos del lugar elegido para la construcción del muelle.

En primer termino se plantean alternativas de estructuración para el muelle, no siendo las citadas la totalidad de las que pudiera haber, pero si las más económicas, frecuentemente usadas y estructuralmente más adecuadas.

Para ser más explicitos se analizará y diseñará un muelle que puede ser tan largo como se quiera, pero esta longitud está dada por tramos que se han llamado "Tramos tipo", y cuyo propósito fundamental es el de no tener una estructura muy larga, con el fin de evitar grandes deformaciones por cambios de temperatura y por otra parte permitir construir el muelle por etapas según la disponibilidad económica. Generalmente se procura que la longitud de estos tramos tipo sea un submultiplo de la dimensión total del muelle, sin embargo es recomendable que su longitud quede entre los 40 y 70 metros.

El ancho del muelle está en función de diversas variables y es practica común dejar la elección de esta dimensión hasta el momento de dise_

ñar, ya que en los primeros análisis se debió haber determinado un ancho mínimo que debería tener el muelle para cumplir sus necesidades; el factor de mayor relevancia en esta última elección es el costo del muelle por metro de ancho.

Para nuestro ejemplo el tramo tipo que se analizará corresponde a un muelle cuyas principales características son:

Tipo = Marginal, de altura

Longitud del tramo tipo = 50 metros

Ancho del tramo tipo = 25 metros

Nivel de la superficie de rodamiento = + 4.000 m.s.n.m. (Referidos al nivel de baja mar media inferior, en el paramento de atraque)

Nivel de dragado en el paramento de atraque = - 12.000 m.s.n.m.

En el paramento interno se tendrá una zona que deberá dragarse hasta el nivel - 2.000 m.s.n.m. y rellenarse con material compactado. Esta zona soportará una sobrecarga de 4 ton/m^2 , por considerar que puede ser destinada a bodegas o almacenamiento de carga.

Coefficiente sísmico = 0.15

Una vez presentadas las alternativas de estructuración se elige una de ellas para desarrollarla completamente, sin que esto signifique que sea la estructura más óptima. Para elegir la estructura más adecuada habría que hacer un estudio mucho más profundo de las alternativas.

En el análisis se emplearon los criterios más usuales para este tipo de obras. Se cumplen las disposiciones del reglamento ACI-318-77 en el diseño final de la estructura.

No se elaboran planos que contengan la información total del diseño por considerar que esto está fuera del objetivo del presente trabajo. Sin embargo se realizan diversos croquis para aclarar conceptos y detalles de armado.

II.- ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACION

Normalmente existen diversas soluciones para resolver el problema de estructuración y diseño de un muelle; estas se deben plantear y analizar cuidadosamente con el fin de elegir la más económica, la que ofrezca mayores facilidades constructivas y sobre todo la que estructuralmente sea más adecuada.

La estructura de un muelle se puede dividir en dos partes fundamentales: la superestructura formada por la plataforma del muelle y todos los elementos estructurales que se integran a ella; y la subestructura compuesta básicamente por la cimentación del muelle. Se podría citar un componente más que sería el sistema de contención de rellenos (en caso de ser necesario).

Las estructuraciones propuestas son las siguientes:

1.- Superestructura

- 1.a.- Cubierta del muelle a base de traveses y losas de concreto coladas en el lugar.
- 1.b.- Cubierta a base de losa plana colada en el lugar.
- 1.c.- Cubierta a base de elementos precolados y caballetes.

2.- Subestructura

- 2.a.- Pilotes precolados de concreto reforzado.
- 2.b.- Pilas de concreto coladas en el lugar.
- 2.c.- Pilas de acero

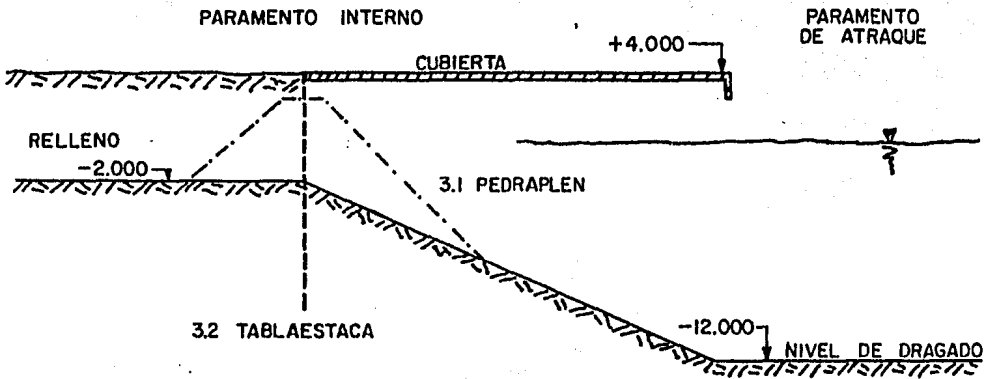
3.- Estructura de contención de rellenos

- 3.a.- Pedraplen

3.b.- Tablaestacado

El primer paso es elegir el sistema de contención de rellenos en base fundamentalmente a el costo de los materiales y a la disponibilidad de los mismos en la zona.

De las características generales dadas para el muelle, tendríamos el siguiente croquis:



La inclinación del talud de dragado se define en base a los Estudios de Mecánica de Suelos y debe ser tal que se garantice con un coeficiente de seguridad de 3, su estabilidad.

Se supone en este caso que la pendiente que garantiza la estabilidad del talud natural es de 2.5 a 1 . Así mismo se considerará que hasta el nivel - 2.000 m.s.n.m. debe dragarse como mínimo para evitar los materiales de arrastre o materiales inadecuados.

Se deben analizar ambas alternativas del sistema de contención de rellenos y determinar cuál de las dos es más económica y presenta mayores facilidades para su construcción.

A continuación se presenta un ligero bosquejo del análisis que requiere cada alternativa, mencionando los factores que influyen directamente en el costo de las mismas y que deben ser evaluados y comparados.

ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE RELLENOS

3.a.- Pedraplen .- El análisis se reduce básicamente a la determinación de la pendiente que deberán tener los taludes con el fin de que sean estables. Estas inclinaciones del talud están fundamentadas en el estudio de mecánica de suelos y características ya definidas, como es la inclinación de un talud estable para un enrocamiento.

En caso de elegir la alternativa de pedraplen, este pudiera ser como el que se muestra en la figura II-1.

Se deberán obtener para elegir el tipo de contención de rellenos las siguientes cantidades de obra y su valor:

- a.- Volumen de concreto pantalla posterior
- b.- Cantidad de refuerzo pantalla posterior
- c.- Volumen de dragado
- d.- Volumen de relleno
- e.- Volumen de pedraplen
 - e.1.- Filtro
 - e.2.- Corazón del pedraplen
 - e.3.- Roca de 250 a 300 kg.

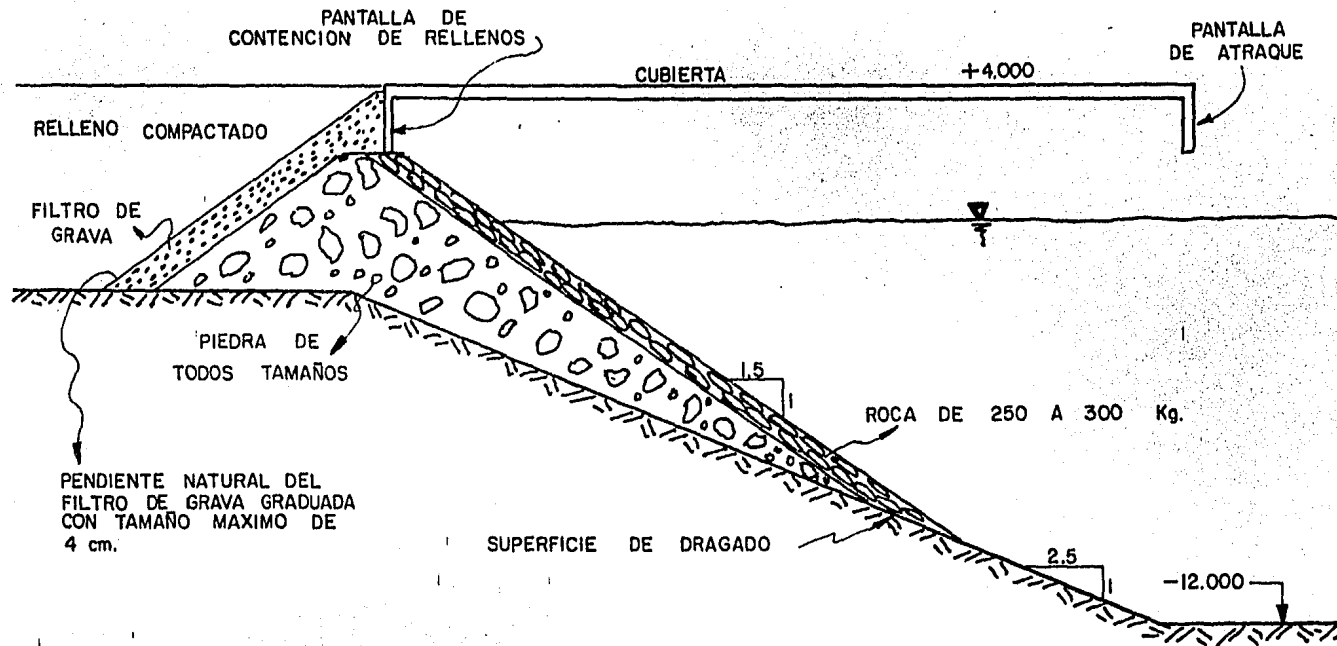


FIG II-1.- ESTRUCTURA DE CONTENCION DE RELLENOS. ALTERNATIVA PEDRAPLEN

3.b.- Tablaestaca .- Es un sistema de contención de rellenos muy recurrido en el diseño de diques y muelles, ya que debido a la existencia generalmente de terrenos blandos en las zonas que sirven de cimentación a estas estructuras costeras, no es recomendable el uso de muros de gravedad macisos y es por ello que el empleo de tablaestacados suele ser más económico que el cimentar un muro de gravedad sobre pilotes. Existen diversos sistemas de tablaestacas en función del tipo de apoyo que presenten, esencialmente se pueden dividir en:

A.- Tablaestacas en cantiliver.- Debe su estabilidad unicamente a la profundidad de incado dentro del terreno de cimentación, es de gran importancia la rigidez que debe tener para evitar las deformaciones excesivas que se presentan en la parte superior, no es muy frecuente su empleo debido a lo último.

B.- Tablaestacas ancladas.- Se emplean normalmente como elemento de contención de rellenos en fronteras con agua. Este sistema resiste lateralmente por penetración en el terreno de cimentación y en forma importante por el sistema de anclaje próximo a su parte superior.

El dimensionamiento de las tablaestacas ancladas es un problema bastante complicado, ya que la distribución de presiones ejercidas por el relleno depende en gran forma de dos factores muy importantes;

- i.- Profundidad de incado para un determinado tipo de suelo.- En base a este factor se agrupan en tablaestacas de apoyo libre y de apoyo fijo. En el segundo caso la tablaestaca se inca lo suficiente para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje, pero se excluye la posibilidad de falla por desplazamiento de su extremo incado, al ser ----

superada la resistencia pasiva del terreno; obviamente son de apoyo libre las que no cumplen estas condiciones.

En una tablaestaca anclada de apoyo inferior libre se supone que toda la superficie interior está sujeta a presión activa y que en la superficie exterior de la parte incada actúa una presión pasiva. En cambio para una de apoyo inferior fijo se considera que existe una inflexión en la curva elástica de la tablaestaca en su parte incada, lo que origina que abajo del punto de inflexión las presiones se inviertan, teniendo la activa por el lado exterior y la pasiva en el interior.

ii.- Características de construcción de la pared anclada.- Se pueden distinguir los siguientes tres casos:

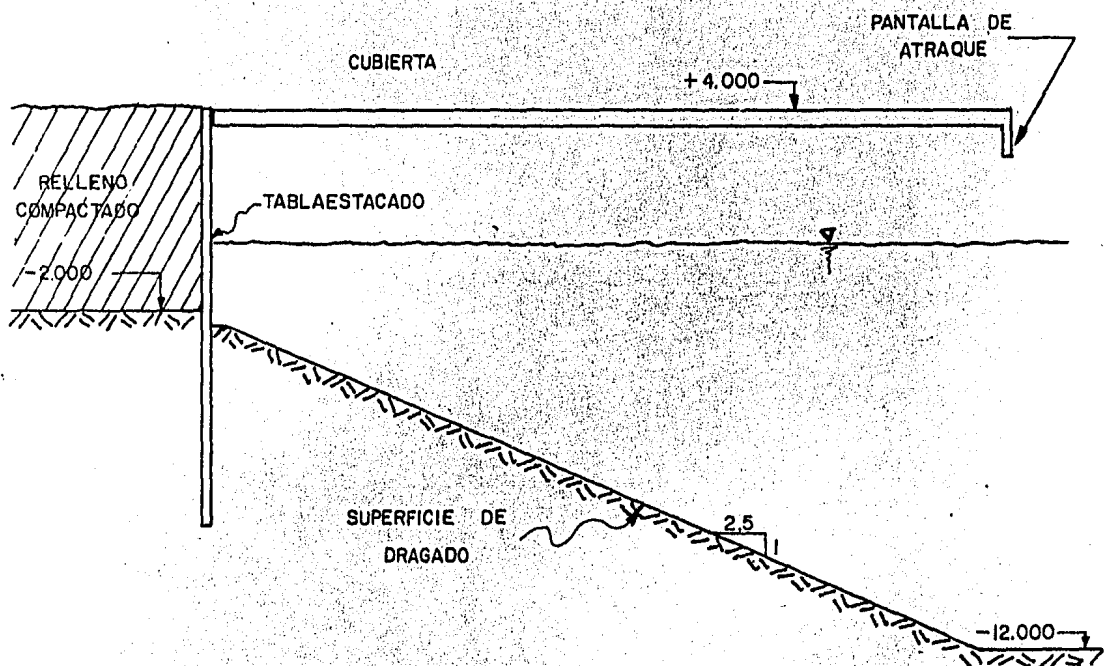
1.- Si el relleno se coloca después de construir el tablaestacado, las presiones sobre el mismo aumentarán linealmente con la profundidad hasta el punto de empotramiento, de acuerdo con las teorías clásicas de empuje activo.

2.- Si el tablaestacado se inca en un terreno horizontal, y a continuación se excava a un lado del mismo, las presiones serán más o menos uniformes con la profundidad, a no ser que el anclaje sea extraordinariamente rígido.

3.- Si el anclaje es muy rígido, la distribución de presiones será semejante a la que existe sobre una pared apuntalada. Este caso puede producirse si se emplea un tirante de anclaje muy rígido o si un cable corto se une a un bloque de anclaje muy pesado.

Para nuestro ejemplo se pueden proponer distintos tablaestacados en función de los tipos de apoyo ya mencionados, entre ellos podríamos destacar los que a continuación mencionamos y de los cuales para aclarar se analiza someramente uno de ellos.

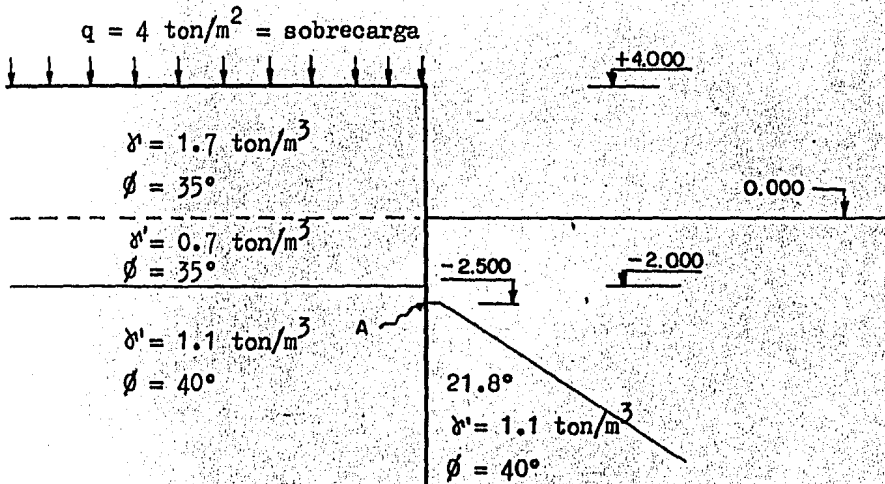
3.b.1.- Tablaestaca en cantiliver .- Este sistema de contención de rellenos quedaría esquemáticamente como se muestra a continuación:



Para el diseño de la tablaestaca se deben seguir los siguientes pasos;

- 1.- Valuación de las fuerzas actuantes en la superficie interior
- 2.- Determinación de la profundidad de penetración en el terreno de cimentación de la tablaestaca.
- 3.- Calculo del momento máximo flexionante.

Análisis de la tablaestaca.- El primer paso sería una evaluación preliminar de la profundidad requerida de incado y sus dimensiones.



Calculo de empujes.- De acuerdo a la teoría de Rankine se tendrá lo siguiente

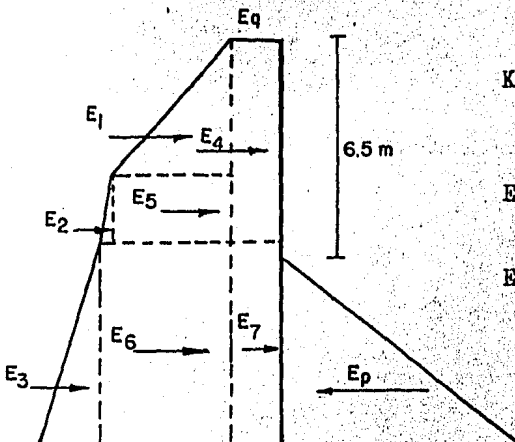
$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_P = \left(\frac{\cos \phi}{1 - \sqrt{\sin \phi (\sin \phi - \cos \phi \tan \beta)}} \right)^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma' H^2$$

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma' H^2$$

$\beta = \text{angulo de inclinación del talud}$



$$\text{para } \phi = 35^\circ \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$\text{para } \phi = 40^\circ \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{40}{2} \right) = 0.217$$

$$K_P = \left(\frac{\cos 40}{1 - \sqrt{\sin 40 (\sin 40 - \cos 40 \tan 21.8)}} \right)^2$$

$$K_P = 2.05$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (0.271) 1.7 (4)^2 = 14.74$$

$$E_2 = \frac{1}{2} (0.271) 0.7 (2)^2 = 0.38$$

$$E_3 = \frac{1}{2} (0.2174) 1.1 (H + 0.5)^2 = 0.12 H^2 + 0.12 H + 0.03$$

$$E_5 = 0.271 \times 1.7 \times 2 \times 4 = 3.69$$

$$E_6 = (0.271 \times 1.7 \times 4 + 0.271 \times 0.7 \times 2)(H + 0.5) = 2.22 H + 1.11$$

Los empujes debidos a la sobrecarga estarán dados por

$$E_q = K'_A q H$$

$$E_{4-} = 0.271 \times 4 \times 6 = 6.50$$

$$E_7 = 0.2174 \times 4 (H + 0.5) = 0.87 H + 0.43$$

$$E_P = \frac{1}{2} (2.05) 1.1 H^2 = 1.13 H^2$$

El empuje pasivo se debe afectar por un factor de seguridad, el cual consideraremos igual a 2, por lo tanto

$$E_P = 0.565 H^2$$

Obtengamos la profundidad de incado, de la suma de fuerzas horizontales :

$$E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 + E_7 = E_p$$

$$0.445 H^2 - 3.21 H - 26.88 = 0$$

de donde :

$$H = 12.18 \text{ m}$$

como la profundidad de incado resulta más abajo del nivel -12.000 , el empuje pasivo es mayor a partir de ese nivel por no ser inclinado ya el talud.

Para profundidad mayor o igual a -12.000 m

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{40}{2} \right) = 4.599$$

por lo que el empuje pasivo sería;

$$E_p = \frac{1}{2} (2.05) 1.1 (9.5)^2 + 2.05 \times 1.1 \times 9.5 (H - 9.5) + \frac{1}{2} (4.599) 1.1 (H-9.5)^2$$

$$E_p = 101.76 + 21.42 H - 203.51 + 2.53 H^2 - 48.06 H + 228.28$$

y aplicando un factor de seguridad de 2 ,

$$E_p = 1.265 H^2 - 13.32 H + 63.265$$

de suma de fuerzas horizontales :

$$1.145 H^2 - 16.53 H + 36.385 = 0$$

de donde

$$H = 11.73 \text{ m} \quad \text{Profundidad minima de incado del tablaestacado}$$

Obtención del momento máximo en la tablaestaca.- Se considera que la tablaestaca es bastante rígida y por lo tanto que esta perfectamente empotrada en el nivel -2.500 m. De la suma de momentos respecto al punto A ,

$$14.74 \times 3.833 + 6.5 \times 3.5 + 3.69 \times 1.5 + 0.38 \times 1.167 + 1.11 \times 0.25 + 0.03 \times 0.167 - M_A = 0$$

de donde $M_A = 85.5 \text{ ton-m/m}$

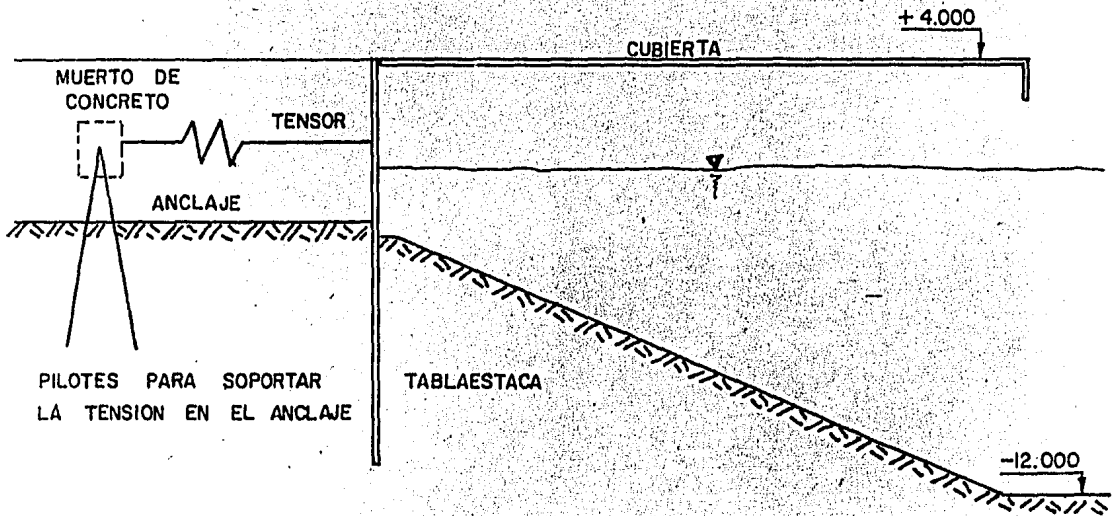
Se obtendrían para comparar y elegir el tipo de contención de rellenos, los siguientes factores:

- a.- Volumen de dragado
- b.- Volumen de rellenos
- c.- Cuantificación del volumen de concreto de las tablaestacas y de su acero de refuerzo, si estas fueran de concreto armado o pilotes.
- d.- Cantidad o peso del acero, si las tablaestacas fueran de dicho material.

3.b.2.- Tablaestaca apoyada en el muelle .- Quedaría en la misma forma que la de tipo cantiliver, pero apoyaría su parte superior en el muelle, con lo que reduciría su profundidad de incado y el momento máximo actuante. A cambio de estos beneficios el muelle debe soportar una carga lateral debida al relleno que podría ser muy importante.

3.b.3.- Tablaestaca con anclaje intermedio .- Esquemáticamente

quedaría como se muestra en la siguiente figura :



Se deberían estudiar estas dos alternativas en la misma forma que la primera, con el fin de determinar la más económica, practica y factible.

Para nuestro ejemplo de diseño que se desarrollará más adelante, se eligió la alternativa de contención de rellenos por medio de un pedraplen.

Una vez definido el sistema de contención de rellenos, se procede a analizar las alternativas para la superestructura y subestructura del muelle. Estos análisis son de carácter preliminar y su fin es obtener aproximadamente las secciones y los porcentajes de acero de refuerzo requeridos, sin llegar al detalle del mismo.

Se deben estudiar las siguientes combinaciones de superestructura y subestructura:

- 1.- Trabes y losas con pilotes
- 2.- Losa plana con pilotes
- 3.- Precolados en caballetes con pilotes
- 4.- Trabes y losas con pilas
- 5 - Losa plana con pilas
- 6.- Precolados en caballetes con pilas

Para cada una de las alternativas anteriores se debe estimar la cantidad de materiales y realizar una comparación entre el consumo de ellos. Así mismo, se debe determinar cual es la de mayor facilidad constructiva y de mejor comportamiento estructural. En esta etapa los análisis no se llevan a cabo con gran precisión, ya que no es práctico, ni económico.

Para ejemplificar el diseño del muelle, se eligió una de estas alternativas, sin que esto implique que era la óptima, pero con toda seguridad es una de las mejores. La alternativa elegida fué la de trabes y losas coladas en el lugar, apoyadas en pilotes de concreto prefabricado.

III.- EVALUACION DE CARGAS VERTICALES

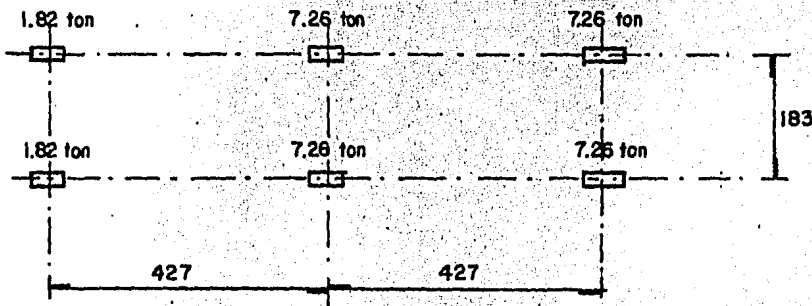
Como se recordará, la superestructura del muelle (cubierta) será a base de traveses y losas coladas en el lugar, y la subestructura (cimentación) será de pilotes prefabricados.

Las cargas verticales que se deben considerar en el análisis y diseño del muelle son:

- 1.- Peso propio (peso volumétrico del concreto = 2.4 ton/m^3)
- 2.- Carga viva
 - a.- Uniformemente repartida (4 ton/m^2)
 - b.- Grúa PH 6250
 - c.- Camión H20-S16
 - d.- Ferrocarril diesel-eléctrico (2 líneas)

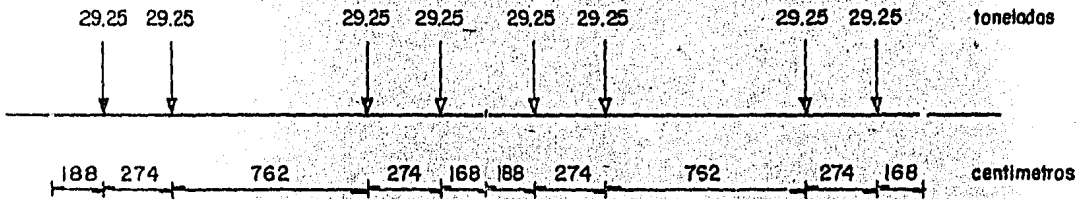
Los arreglos o distribución de descarga de la carga viva móvil, son los siguientes.

Camión H20-S16



MAQUINA DIESEL-ELECTRICA

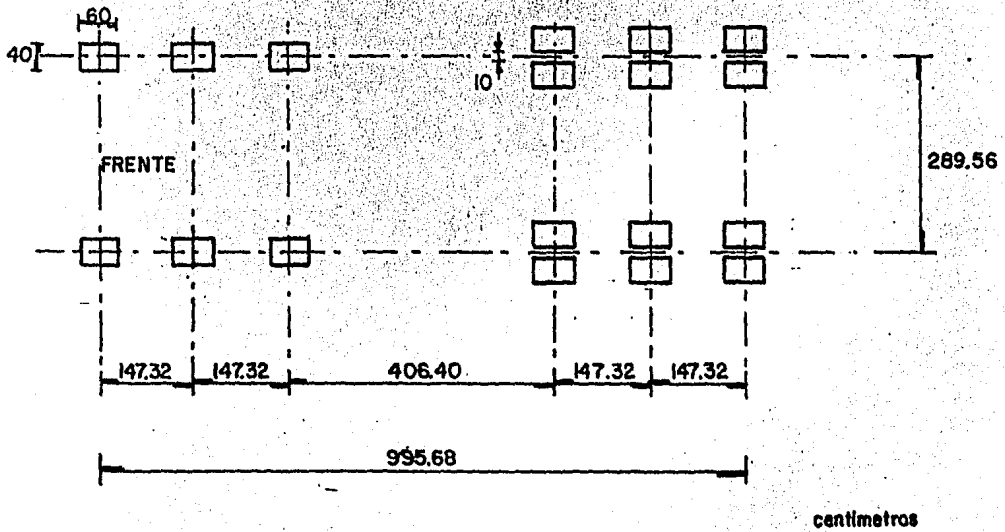
DESCARGAS TOTALES POR EJE



GRUA PH 6250

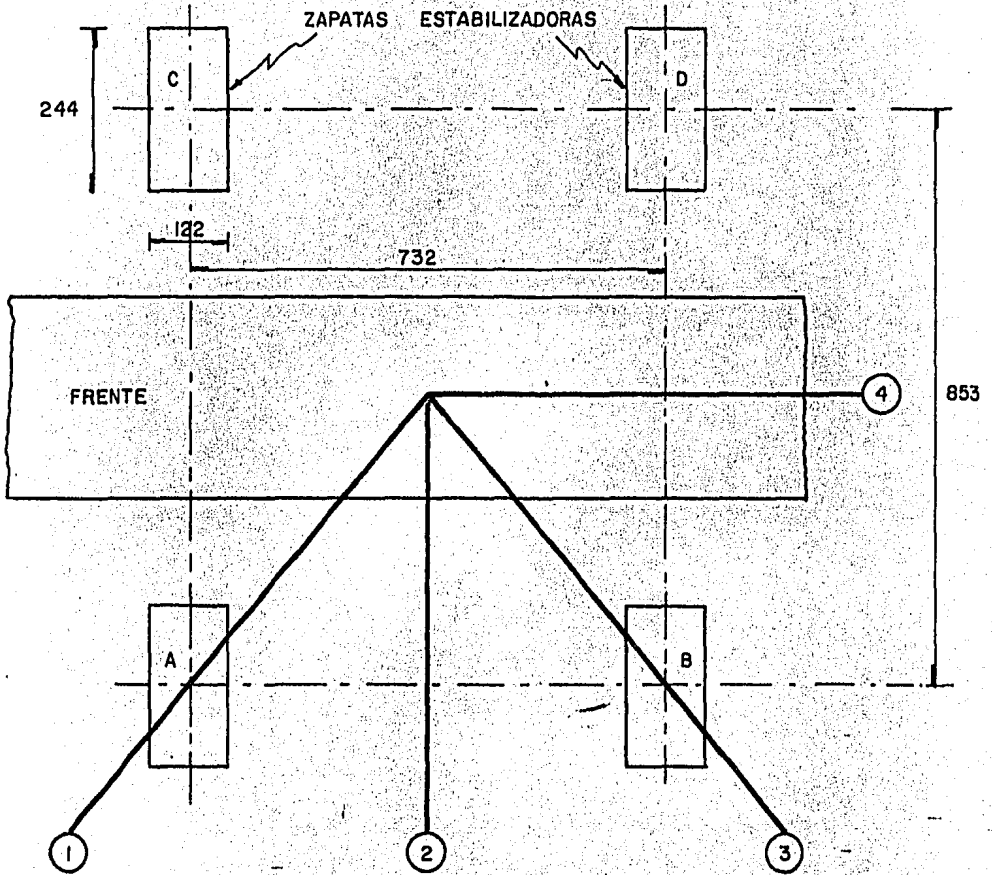
1.- En tránsito :

$W_{total} = 186 \text{ ton}$



$P_{rueda} = 10.33 \text{ ton}$

2.- En operación :



La grúa PH 6250 con pluma de 170 pies y un contrapeso de 41 toneladas, levanta 97 toneladas con un radio de 10.7 metros, como carga máxima.

Las cuatro posiciones mostradas en el croquis anterior, dan los valores más altos de reacción en los estabilizadores (zapatas de 1.22 m por 2.44 m).

Según los datos del fabricante, las reacciones máximas serían:

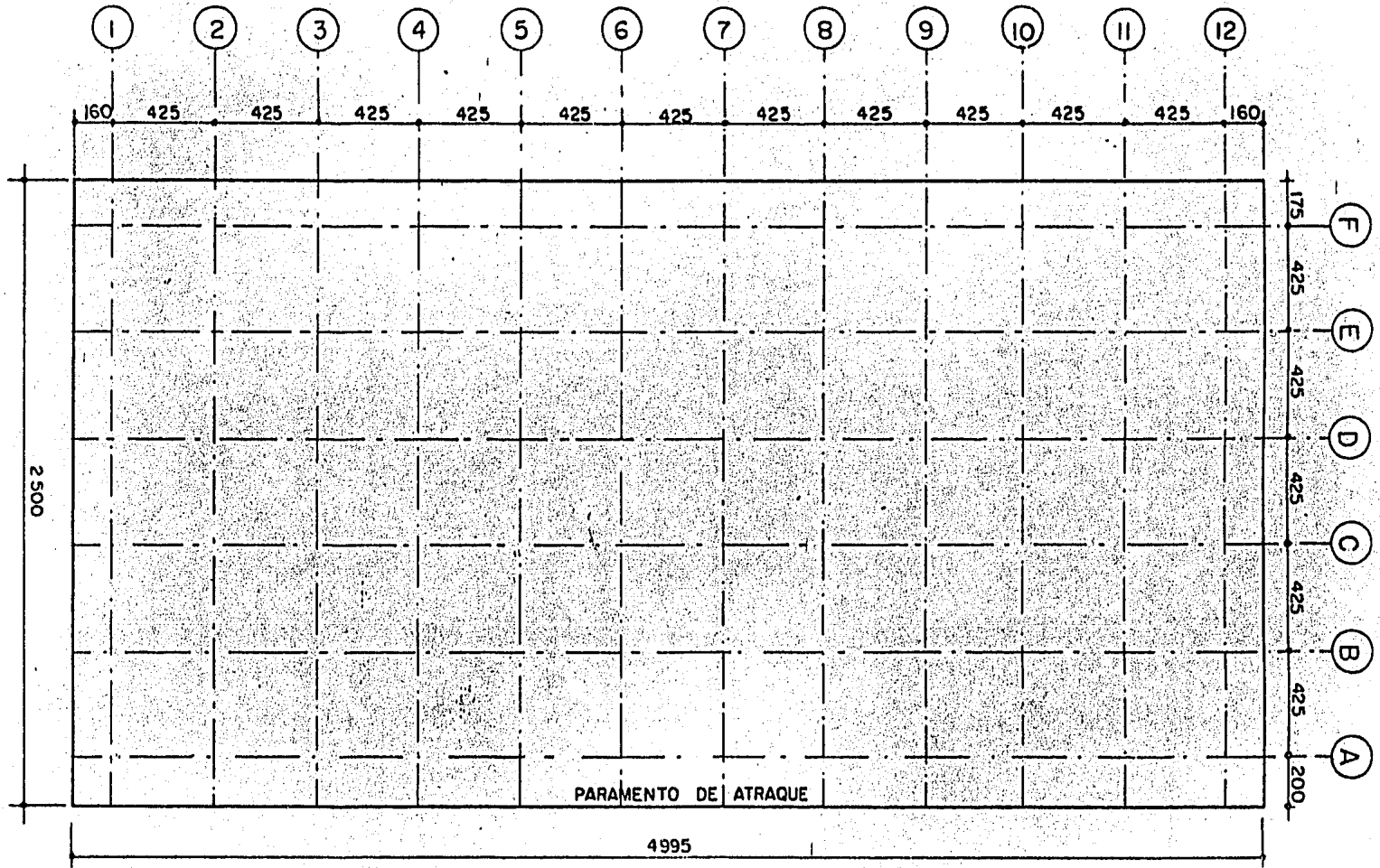
Posición de la pluma	ESTABILIZADORES			
	A	B	C	D
1	174.29	40.12	42.24	0.00
2	138.22	95.96	11.85	10.62
3	68.02	135.07	0.00	56.54
4	20.52	107.80	12.45	115.87

Por recomendaciones del fabricante estas reacciones no deben ser amplificadas por el factor de impacto. Por lo tanto, la descarga máxima probable será:

$$P = 174.29 \text{ ton}$$

Estas características de la grúa son datos obtenidos directamente del fabricante.

Para iniciar el análisis se debe proponer una distribución de ejes de trabes. Para nuestro ejemplo se propone la siguiente estructuración.



LOSA DE LA CUBIERTA DEL MUELLE

La losa que forma la cubierta del muelle deberá ser diseñada para los elementos mecánicos más desfavorables, generados por las siguientes combinaciones de carga :

- a.- Peso propio + carga viva uniformemente repartida (4 ton/m^2)
- b.- Peso propio + carga viva de la grúa en tránsito
- c.- Peso propio + carga viva de camión H20-S16
- d.- Peso propio + carga viva de la grúa en operación.

Para los tableros comprendidos entre los ejes A y C , se debe considerar como posible la siguiente combinación de carga :

- e.- Peso propio + carga viva de ferrocarril diesel-eléctrico

Los momentos flexionantes de diseño se obtendrán empleando las recomendaciones citadas en las páginas 218 a 232 de la referencia 1*.

Los factores de carga empleados son :

Carga Muerta	1.4
Carga Viva	1.7

Análisis

Se supone una losa de 40 cm de espesor, con una superficie de rodamiento de 10 cm de espesor.

$$w_{P.P.} = 2.4 (0.4 + 0.1) = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

$$w_{PPu} = 1.4 \times 1.2 = 1.68 \text{ ton/m}^2$$

* Reinforced Concrete Designer's Handbook. Ch. E. Reynolds and J.C. Steedman, sexta y octava edición. A Viewpoint Publication.

$$k = \frac{\text{Lado corto}}{\text{Lado largo}} = 1$$

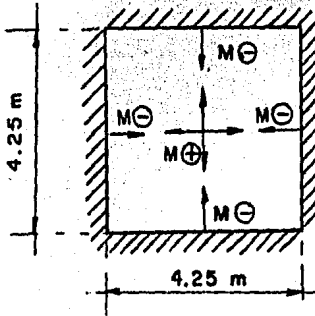
de donde de tablas:

$$Bx_1 = 0.024$$

$$Bx_2 = 0.033$$

$$M(+)= Bx_1 \cdot W \cdot L^2 = 0.728 \text{ ton-m/m}$$

$$M(-)= Bx_2 \cdot W \cdot L^2 = 1.001 \text{ ton-m/m}$$



1.- Carga viva uniformemente repartida

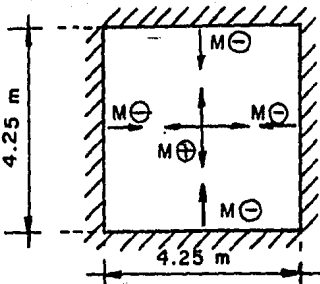
$$W_a = 4 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.7 (4) = 6.8 \text{ ton/m}^2$$

en forma análoga que para peso propio:

$$M(+)= 2.95 \text{ ton-m/m}$$

$$M(-)= 4.05 \text{ ton-m/m}$$



2.- Carga viva de la grúa PH6250 en tránsito

De los datos técnicos del fabricante, se obtiene que cada una de las ruedas de la grúa descarga 10.342 ton cuando se haya en tránsito. Se considerará un factor de impacto del 15 % .

Para evaluar el efecto de la carga viva rodante, se emplea el criterio presentado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, sección H capítulo 5.4.3c.

$$P_u/\text{rueda} = 1.4 \times 10.342 \times 1.15 = 20.22 \text{ ton.}$$

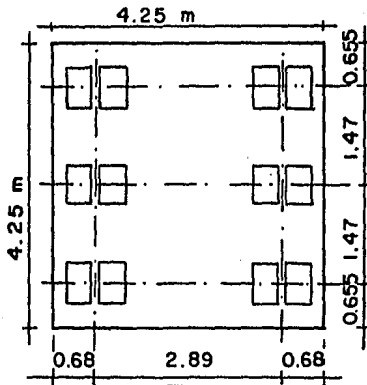
$$M = \sum_{i=1}^6 \frac{P_i}{2\pi} \left(1 - \frac{2 r_i}{3 R_i} \right)$$

donde:

R_i = Radio del máximo círculo que se puede inscribir en el tablero con centro en la carga i .

r_i = Radio del área circular equivalente a la de la aplicación de la carga.

De la distribución de los ejes de la grúa, determinaremos la condición de carga más desfavorable.



Para una descarga de 2 ruedas podemos considerar:

$$P = 2 \times 20.22 = 40.44 \text{ ton.}$$

Aplicada en una área:

$$A = 0.6 (0.4 + 0.1 + 0.4) = 0.54 \text{ m}^2$$

obtenemos r :

$$A = \pi r^2$$

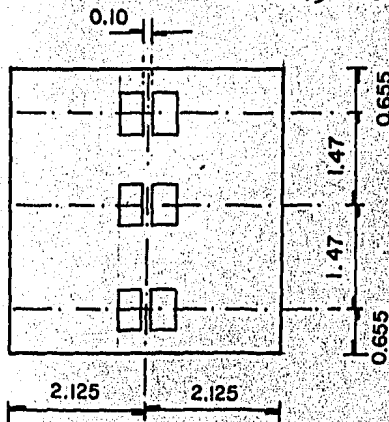
$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$r = \sqrt{\frac{0.54}{\pi}} = 0.415 \text{ m}$$

$$R_{1,3,4,6} = 0.655 \text{ m} \quad R_{2,5} = 0.68 \text{ m}$$

$$M = 4 \frac{40.44}{2\pi} \left(1 - \frac{2 \times 0.413}{3 \times 0.655} \right) + 2 \frac{40.44}{2\pi} \left(1 - \frac{2 \times 0.415}{3 \times 0.680} \right)$$

$$M = 22.51 \text{ ton-m / m}$$



$$R_{1,3} = 0.655 \text{ m}$$

$$R_2 = 2.125 \text{ m}$$

de donde, en forma análoga:

$$M = 13.03 \text{ ton-m/m}$$

Rige el momento producido por la primera distribución de cargas;

$$M_{\max} = 22.51 \text{ ton-m/m}$$

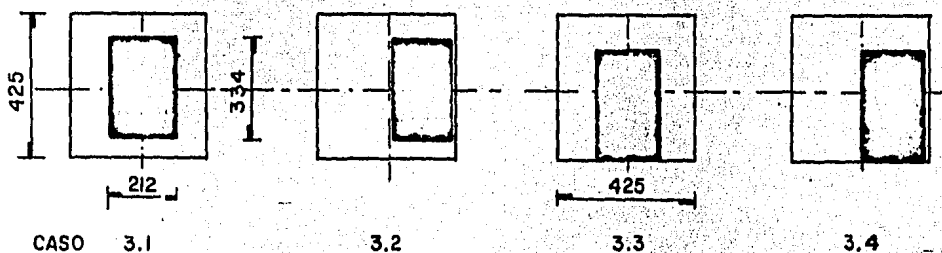
3.- Carga viva de la grúa PH6250 en operación.

Con estabilizadores de 4' x 8' (1.22 m x 2.44 m)

$$P_{\max} = 174.29 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.7 \times 174.29 = 296.293 \text{ ton}$$

Se analizan las siguientes posiciones del estabilizador en el tablero ;



Se consideró una losa de 40 cm de espesor, un recubrimiento de 5 cm y una superficie de desgaste de 10 cm.

$$d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

El área de dispersión de la carga será :

$$\text{ancho} \text{ --- } 1.22 + 2 (0.35 + 0.1) = 2.12 \text{ m}$$

$$\text{largo} \text{ --- } 2.44 + 2 (0.35 + 0.1) = 3.34 \text{ m}$$

Por continuidad de los tableros se pueden aceptar los siguientes factores de reducción de momentos.

Momento	Tablero interior	Tablero extremo
+	0.70	0.85
-	0.90 (apoyo interior)	0.95 (penultimo apoyo) 0.25 (último soporte discontinuo)

Caso 3.1

$$k = 1$$

$$\frac{a_x}{L_x} = \frac{2.12}{4.25} = 0.499$$

$$\frac{a_y}{L_y} = \frac{3.34}{4.25} = 0.786$$

$$\alpha_x = 0.079$$

$$\alpha_y = 0.072$$

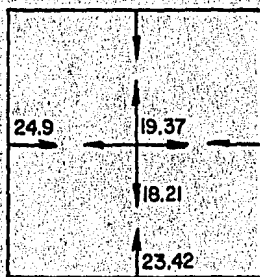
Momentos positivos:

$$M_x = P_u (0.079 + 0.2 \times 0.072) = 27.67 \text{ ton-m/m}$$

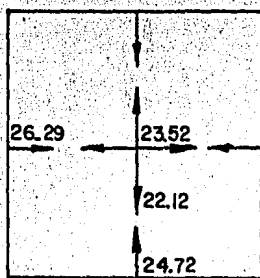
$$M_y = P_u (0.072 + 0.2 \times 0.079) = 26.02 \text{ ton-m/m}$$

Los momentos encontrados en la condición 3.1, son mayores que los de las otras posiciones de carga. Por lo tanto, se tendrá:

Para tableros extremos;



Para tableros interiores;



Nota: Los momentos están en ton-m.

4.- Carga viva de ferrocarril diesel-eléctrico

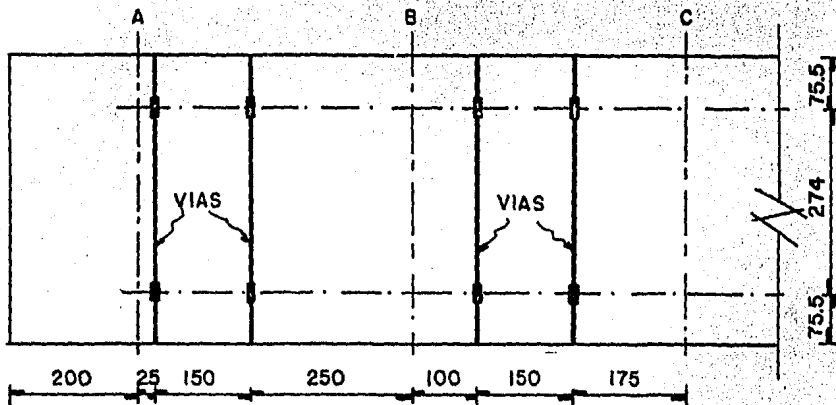
De las características del ferrocarril se sabe que cada eje tiene una descarga de 29.25 ton. Aplicando el factor de impacto (15 %) y el factor de carga (1.7) obtenemos lo siguiente :

$$P_{u/eje} = 1.7 \times 1.15 \times 29.25 = 57.18 \text{ ton/eje}$$

$$P_{u/rueda} = \frac{57.18}{2} = 28.59 \text{ ton/rueda}$$

La ubicación propuesta de los ejes de vía y las propiedades geométricas del ferrocarril determinan la condición de descarga que origina los elementos mecánicos críticos.

La ubicación propuesta de las vías es la siguiente :



Suponiendo que el área de contacto para la transmisión de carga es de 0.1 m x 0.25 m tenemos :

$$A = 0.025 \text{ m}^2 \quad r = \sqrt{\frac{0.025}{\pi}} = 0.0892 \text{ m}$$

$$M = 2 \frac{28.59}{2\pi} \left(1 - \frac{2 \times 0.0892}{3 \times 0.25}\right) + 2 \frac{28.59}{2\pi} \left(1 - \frac{2 \times 0.0892}{3 \times 0.755}\right)$$

$$M = 15.32 \text{ ton-m/m}$$

ó bien :

$$M = \frac{28.59}{2 \pi} \left(1 - \frac{2 \times 0.0892}{3 \times 0.755} \right) \times 4 = 16.77 \text{ ton-m/m}$$

Por lo tanto :

$$M_{\max} = 16.77 \text{ ton-m/m}$$

5.- Carga viva de camión H20-S16

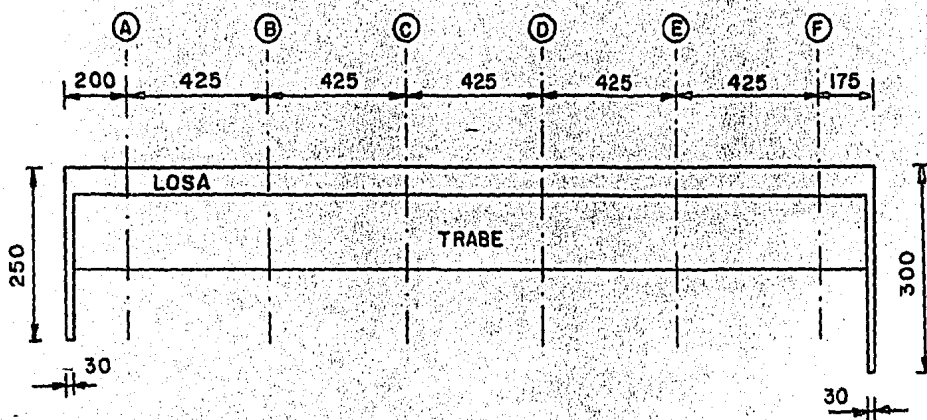
$$P_u = 1.7 \times 1.15 \times 7.26 = 14.19 \text{ ton}$$

La carga viva del camión es menor que la de la grúa PH6250 en tránsito, por lo tanto no es necesario calcular los elementos mecánicos que produce.

TRABES TRANSVERSALES

En forma semejante que para la losa, las trabes se diseñarán para los elementos mecánicos más desfavorables resultantes de las combinaciones de carga siguientes :

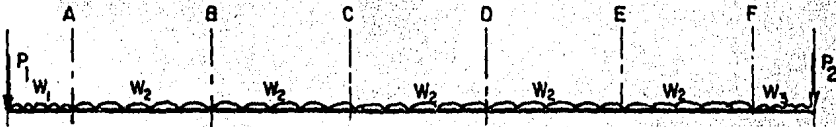
- a.- Peso propio + carga viva uniformemente repartida en su posición más desfavorable.
- b.- Peso propio + carga viva de la grúa en tránsito
- c.- Peso propio + carga viva de la grúa en operación
- d.- Peso propio + carga viva de ferrocarril diesel-eléctrico
- e.- Peso propio + carga viva de camión H20-S16.

Sección Transversal

ACOTACIONES EN CM

Análisis

1.- Peso propio.



P_1 = Carga debida al peso propio de la pantalla de atraque

P_2 = Carga debida al peso propio de la pantalla de contención de rellenos.

$$P_1 = 0.3 \times 2.1 \times 4.25 \times 2.4 = 6.426 \text{ ton}$$

$$P_2 = 0.3 \times 2.6 \times 4.25 \times 2.4 = 7.956 \text{ ton}$$

w = Peso propio de la losa + superficie de desgaste

$$w = (0.4 + 0.1) \times 2.4 = 1.2 \text{ ton/m}^2$$

Supondremos una sección de trabe de 40 x 150 cm., con el fin de tomar en cuenta su peso propio.

$$w_T = 0.4 (1.5 - 0.4) \times 2.4 = 1.056 \text{ ton/m}$$

Obtención de w_1 , w_2 , w_3 :

Para w_1 la reacción de la trabe está dada por :

$$R = 2 \left(\frac{1}{2} K \left(1 - \frac{K}{4} \right) w L_c^2 \right)$$

Por tener dos áreas tributarias, una a cada lado de la trabe.

$$L_c = \text{Longitud del lado corto} = 2 \text{ m}$$

$$K = \frac{\text{lado largo}}{\text{lado corto}} = \frac{4.25}{2} = 2.125 \text{ m}$$

de donde, sustituyendo valores :

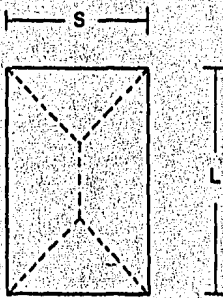
$$R = 4.781 \text{ ton}$$

$$w_1' = \frac{R}{L_t} = \frac{4.781}{2} = 2.391 \text{ ton/m}$$

finalmente

$$w_1 = 2.391 + 1.056 = 3.447 \text{ ton/m}$$

Para w_2 se tiene lo siguiente :



$$m = \frac{s}{L}$$

$$w_{e_L} = \frac{w \cdot s}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

$$w_{e_S} = \frac{w \cdot s}{3}$$

s = lado corto

L = lado largo

w = peso del tablero por m^2

w_e = peso que le corresponde a la trabe por metro lineal

Para este caso :

$$m = \frac{4.25}{4.25} = 1$$

$$w_2' = \frac{w \cdot s}{3} = \frac{1.2 \times 4.25}{3} = 1.7$$

finalmente

$$w_2 = 2 \times 1.7 + 1.056 = 4.456 \text{ ton/m}$$

Para w_3 en forma similar que en w_1 :

$$K = \frac{4.25}{1.75} = 2.429$$

$$L_c = 1.75 \text{ m}$$

$$R = 3.507 \text{ ton} \quad w_3' = \frac{3.507}{1.75} = 2.004$$

finalmente

$$w_3 = 2.004 + 1.056 = 3.06 \text{ ton/m}$$

Con la finalidad de facilitar su construcción, se acostumbra que las trabes sean de sección constante.

Se emplea el método de Cross para el análisis de las trabes.

Momentos de empotramiento

$$M_{A_{Izq}} = \frac{w_1 L^2}{2} + P_1 L = \frac{3.447}{2} (2)^2 + 6.426 \times 1.85 = 18.78 \text{ ton-m}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = M_{BC} = -M_{CB} = M_{CD} = -M_{DC} = M_{DE} = -M_{ED} = M_{EF} = -M_{FE}$$

$$M_{AB} = -\frac{w_2 L^2}{12} = -\frac{4.456}{12} (4.25)^2 = -6.71 \text{ ton-m}$$

$$M_{F_{Der}} = -\frac{w_3 L^2}{2} - P_2 L = -\frac{3.06}{2} (1.75)^2 - 7.956 \times 1.6 = -17.42 \text{ ton-m}$$

Factores de distribución : Como todos los claros son iguales, será el mismo para todos los apoyos.

$$FD = 0.5$$

Factores de transporte:

$$FT = 0.5 \quad \text{en todos los apoyos.}$$

	A		B		C		D		E		F	
FD	0.	1.0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.0	0
FT	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0
ME	18.78	- 6.71	6.71	- 6.71	6.71	- 6.71	6.71	- 6.71	6.71	- 6.71	6.71	-17.42
Md	12.07	0		0		0		0		-10.71		
MD	-12.07										10.71	
MT		- 6.04							5.36			
MD		3.02	3.02					- 2.68		- 2.68		
MT	1.51			1.51			- 1.34				- 1.34	
MD	- 1.51			- 0.76	- 0.76	0.67	0.67				1.34	
MT		- 0.76	- 0.38			0.34	- 0.38	0.34		0.67		
MD		0.57	0.57	- 0.17	- 0.17	0.19	0.19	- 0.51	- 0.51			
MT	0.29			- 0.09	0.29	0.10	- 0.09	- 0.25	0.10	- 0.25		
MD	- 0.29	0.05	0.05	- 0.20	- 0.20	0.17	0.17	- 0.05	- 0.05	0.25		
MT	0.02	- 0.15	- 0.10	0.02	0.09	- 0.10	- 0.03	0.09	0.13	- 0.03		
MD	- 0.02	0.13	0.13	- 0.06	- 0.06	0.07	0.07	- 0.11	- 0.11	0.03		
MT	0.06	- 0.01	- 0.03	0.06	0.03	- 0.03	- 0.06	0.03	0.01	- 0.06		
MD	- 0.06	0.02	0.02	- 0.04	- 0.04	0.04	0.04	- 0.02	- 0.02	0.03		
FT	0.01	- 0.03	- 0.02	0.01	0.02	- 0.02	- 0.02	0.02	0.03	- 0.01		
MD	- 0.01	0.03	0.03	- 0.02	- 0.02	0.02	0.02	- 0.03	- 0.03	0.01		
MF	18.87	-18.78	3.54	- 3.54	7.35	- 7.35	7.25	- 7.25	3.90	- 3.90	17.42	-17.42
Vm		↑ 3.59	↓ ↓	0.90	↑ ↑	0.03	↓ ↑	0.97	↓ ↓	3.18	↑	
Vw	13.32	↑ 9.47	↑ ↑	9.47	↑ ↑	9.47	↑ ↑	9.47	↑ ↑	9.47	↑	13.31
V	13.32	13.06	5.88	8.57	10.37	9.50	9.44	10.26	8.68	6.29	12.65	13.31
R	26.38		14.45		19.87		19.70		14.97		25.96	

A continuación se presentan los diagramas de elementos mecánicos por peso propio, sin estar afectados por el factor de carga.

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton)

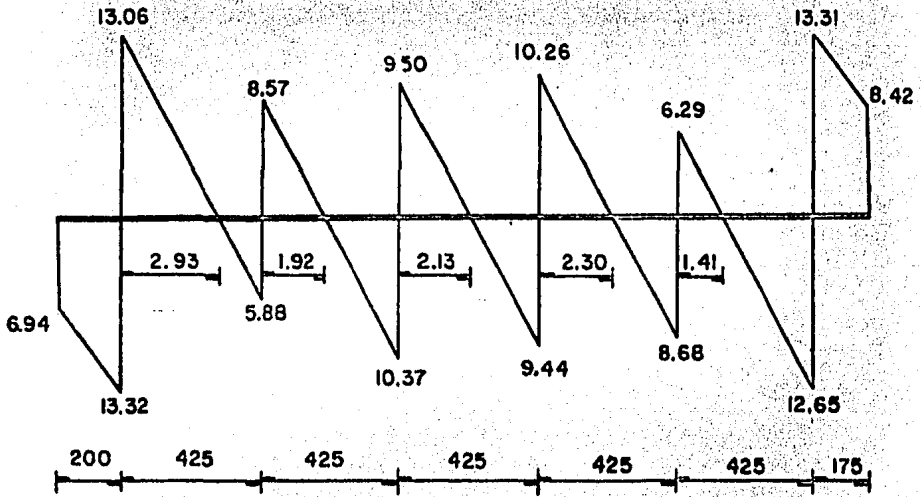
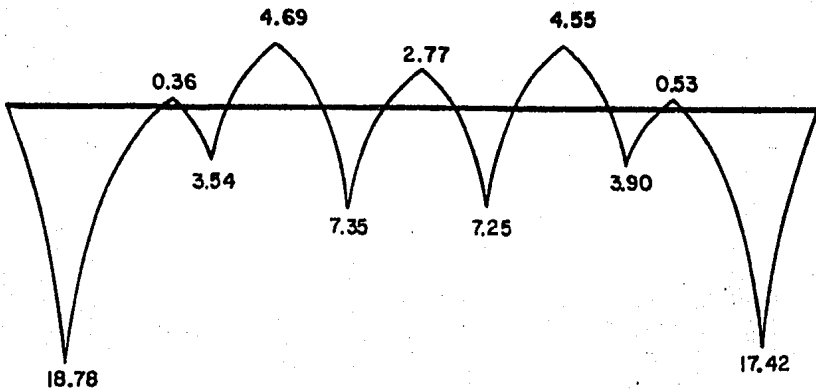
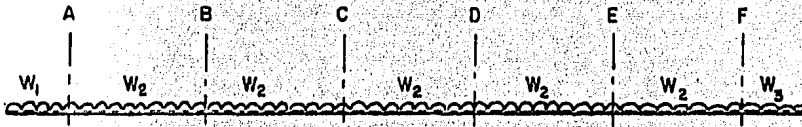


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (ton-m)



2.- Carga viva uniformemente repartida.



En forma analoga que para peso propio :

$$w_1 = \frac{2}{2} \left(\frac{1}{2}\right) 2.125 \left(1 - \frac{2 \cdot 125}{4}\right) 4 (2)^2 = 7.97 \text{ ton/m}$$

$$w_2 = \frac{2}{3} wL = \frac{2}{3} \times 4 \times 4.25 = 11.33 \text{ ton/m}$$

$$w_3 = \frac{2}{2} \left(\frac{1}{2}\right) 2.42 \left(1 - \frac{2 \cdot 42}{4}\right) 4 (1.75)^2 = 5.84 \text{ ton/m}$$

Momentos de empotramiento :

$$M_{A_{Izq}} = \frac{w_1 L^2}{2} = \frac{7.97}{2} (2)^2 = 15.94 \text{ ton-m}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = M_{BC} = -M_{CB} = M_{CD} = -M_{DC} = M_{DE} = -M_{ED} = M_{EF} = -M_{FE}$$

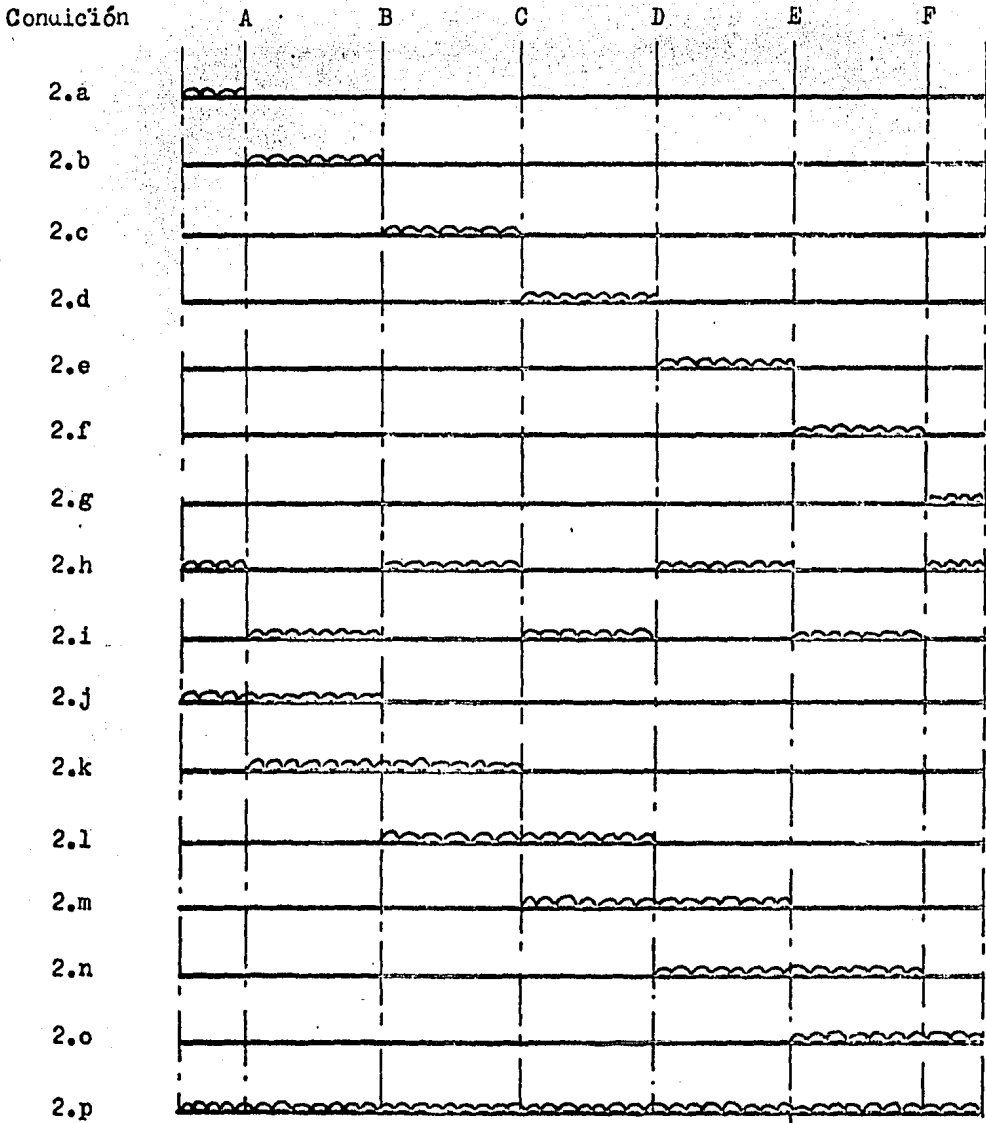
$$M_{AB} = -\frac{w L^2}{12} = -\frac{4 (4.25)^2}{12} = -17.05 \text{ ton-m}$$

$$M_{F_{Der}} = -\frac{w L^2}{2} = -\frac{5.84 (1.75)^2}{2} = -8.94 \text{ ton-m}$$

Los factores de distribución y transporte siguen siendo iguales que para peso propio : $FD = FT = 0.5$

Se debe analizar la posición de carga viva más desfavorable, se suponen diversos arreglos para encontrar los elementos mecánicos críticos.

Se analizaron las siguientes posiciones de carga :



Para cada condición de carga se resuelve la viga por el método de Cross, se obtuvieron los siguientes resultados :

FUERZA CORTANTE (ton)

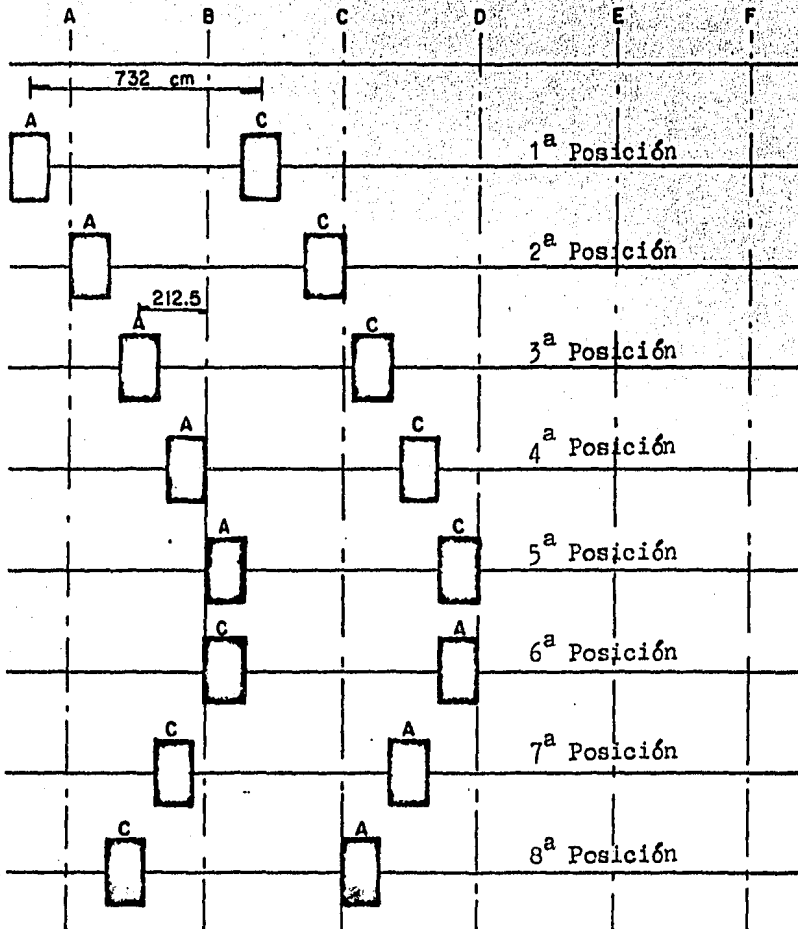
Condición	A	B		C		D		E		F		
2.a	15.94	4.76	- 4.76	- 1.27	1.27	0.34	- 0.34	- 0.09	0.09	0.02	- 0.02	
2.b		20.85	27.30	4.09	4.09	- 1.09	1.09	0.29	- 0.29	- 0.06	0.06	
2.c		- 2.36	2.36	23.85	24.31	3.28	- 3.28	- 0.86	0.86	0.17	- 0.17	
2.d		0.63	- 0.63	- 3.17	3.17	24.08	24.08	3.17	- 3.17	- 0.63	0.63	
2.e		- 0.17	0.17	0.86	- 0.86	- 3.28	3.28	24.31	23.85	2.36	- 2.36	
2.f		0.06	- 0.06	- 0.29	0.29	1.09	- 1.09	- 4.09	4.09	27.30	20.86	
2.g		- 1.01	0.01	0.05	- 0.05	- 0.19	0.19	0.71	- 0.71	- 2.67	2.67	10.22
2.h	15.94	2.21	- 2.21	23.49	24.67	0.15	- 0.15	24.07	24.09	- 0.12	0.12	
2.i		21.55	26.61	0.63	- 0.63	24.08	24.08	- 0.63	0.63	26.61	21.55	
2.j	15.94	25.61	22.55	2.81	- 2.81	- 0.75	0.75	0.20	- 0.20	- 0.04	0.04	
2.k		18.49	29.67	27.94	20.22	2.19	- 2.19	- 0.58	0.58	0.12	- 0.12	
2.l		- 1.75	1.75	20.68	27.48	27.36	20.80	2.30	- 2.30	- 0.46	0.46	
2.m		0.46	- 0.46	- 2.30	2.30	20.80	27.36	27.48	20.68	1.73	- 1.73	
2.n		- 0.12	0.12	0.58	- 0.58	- 2.19	2.19	20.22	27.94	29.67	18.49	
2.o		0.05	- 0.05	- 0.24	0.24	0.90	- 0.90	- 3.37	3.37	24.64	23.52	
2.p	15.94	23.76	24.40	24.12	24.04	24.23	23.93	23.44	24.72	26.50	21.66	10.22
cortante máximo	15.94	25.61	29.67	27.94	27.48	27.36	27.36	27.48	27.94	29.67	23.52	10.22

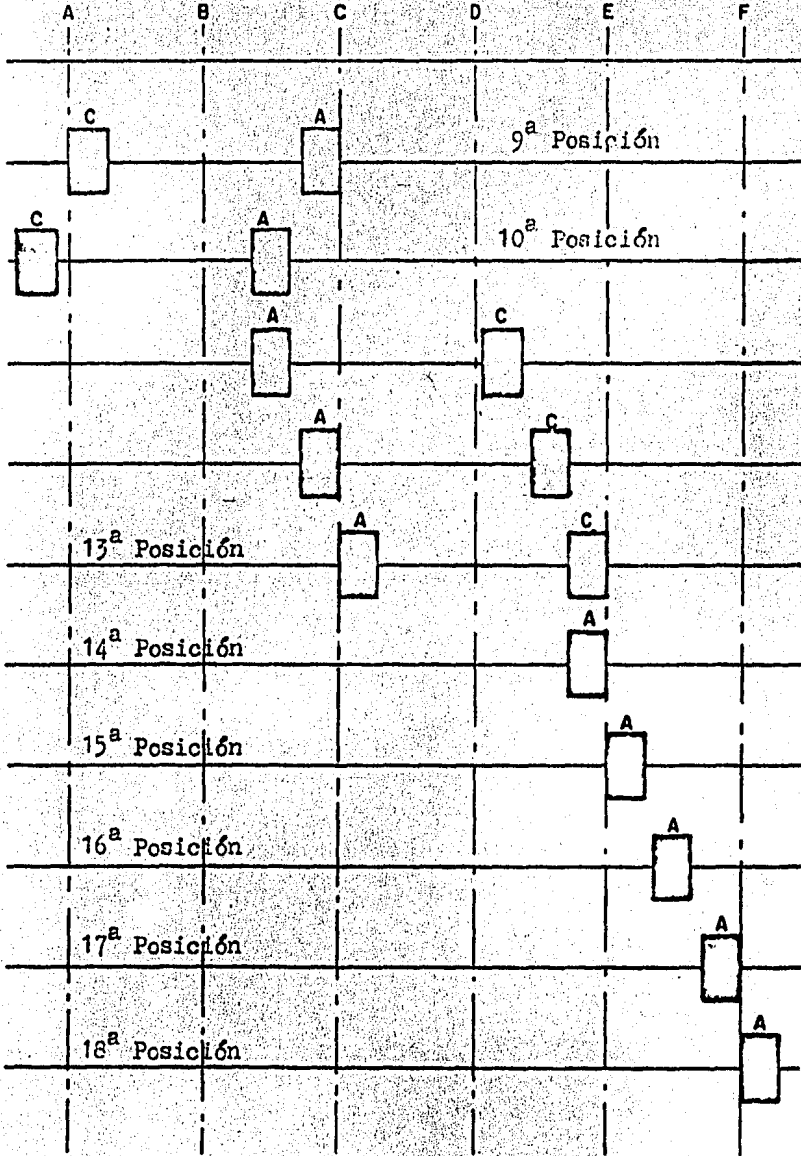
MOMENTOS FLEXIONANTES (ton - m)

Condición	A	B	C	D	E	F	
2.a	15.94	-15.94 - 4.27 19.19	4.27 1.14	-1.14 - 0.31	0.31 0.08	- 0.08 0	0
2.b	0	0 13.71	-13.71 - 3.67 15.07	3.67 0.98	- 0.98 - 0.24	0.24 0	0
2.c	0	0 10.03	-10.03 11.01	-11.01 - 2.94 14.81	2.94 0.73	- 0.73 0	0
2.d	0	0 - 2.69	2.69 10.77	-10.77 10.77	-10.77 - 2.69 15.07	2.69 0	0
2.e	0	0 0.73	- 0.73 - 2.94	2.94 11.01	-11.01 10.03	-10.03 0	0
2.f	0	0 - 0.24	0.24 0.98	- 0.98 - 3.67	3.67 13.71	-13.71 0	0
2.g	0	0 0.04	- 0.04 - 0.17 17.81	0.17 0.64	- 0.64 - 2.40 17.15	2.40 8.94	-8.94
2.h	15.94	-15.94 6.54 20.49	- 6.54 9.05	- 9.05 8.41 17.50	- 8.41 8.54	- 8.45 8.94 20.49	-8.94
2.i	0	0 10.77	-10.77 8.08	- 8.08 8.08	- 8.08 10.77	-10.77 0	0
2.j	15.94	-15.94 9.43 10.26	- 9.43 - 2.53 10.70	2.53 0.67	- 0.67 - 0.17	0.17 0	0
2.k	0	0 23.74	-23.74 7.34 11.53	- 7.34 - 1.96 11.25	1.96 0.49	- 0.49 0	0
2.l	0	0 7.34	- 7.34 21.78	-21.78 7.83 11.26	- 7.83 - 1.96 11.54	1.96 0	0
2.m	0	0 - 1.96	1.96 7.83	- 7.83 21.78	-21.78 7.34 10.70	- 7.34 0 10.28	0
2.n	0	0 0.49	- 0.49 - 1.96	1.96 7.34	- 7.34 23.74	-23.74 0	0
2.o	0	0 - 0.20 8.97	0.20 0.81 8.36	- 0.81 - 3.03 8.77	3.03 11.31 7.75	-11.31 8.94 11.77	-8.94
2.p	15.94	-15.94 17.31	-17.31 17.13	-17.13 16.49	-16.49 19.22	-19.22 8.94	-8.94
Momentos maximos	15.94	20.49 23.74	17.81 21.78	17.50 21.78	17.15 23.74	20.49 8.94	

3.- Carga viva de la grúa PH 6250 en operación.

Normalmente la operación de la grúa PH 6250 a su máxima capacidad, se llevará a cabo en sitios cercanos al paramento de atraque; pero ante la incertidumbre de esta condición se analizarán las siguientes posiciones de las zapatas estabilizadoras y que se estima originan los elementos mecánicos más desfavorables.



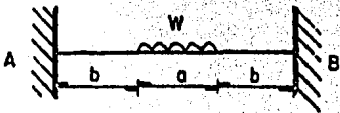


$$R_A = 174.59 \text{ ton}$$

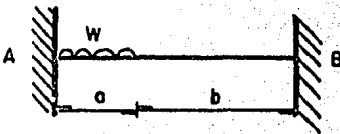
$$R_C = 42.24 \text{ ton}$$

No se analizaron posiciones en las cuales la grúa quede paralela al eje longitudinal del muelle, ya que para estos casos los elementos mecánicos resultantes son inferiores por tener la zapata estabilizadora mayor longitud de contacto en el sentido de las travesas transversales.

Para los análisis, los momentos de empotramiento fueron calculados empleando las siguientes formulas.

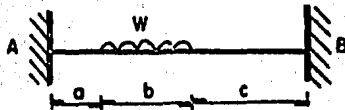


$$M_A = -M_B = -\frac{1}{24} \frac{w a}{L} (3 L^2 - a^2)$$



$$M_A = -\frac{w}{L^2} \left(\frac{L^2 a^2}{2} - \frac{2}{3} L a^3 + \frac{a^4}{4} \right)$$

$$M_B = \frac{w}{L^2} \left(\frac{L a^3}{3} - \frac{a^4}{4} \right)$$



$$a + b = d$$

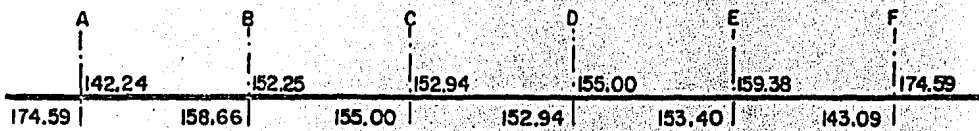
$$M_A = -\frac{w}{12 L^2} (6 L^2 (d^2 - a^2) - 8 L (d^3 - a^3) + 3 (d^4 - a^4))$$

$$M_B = +\frac{w}{12 L^2} (4 L (d^3 - a^3) - 3 (d^4 - a^4))$$

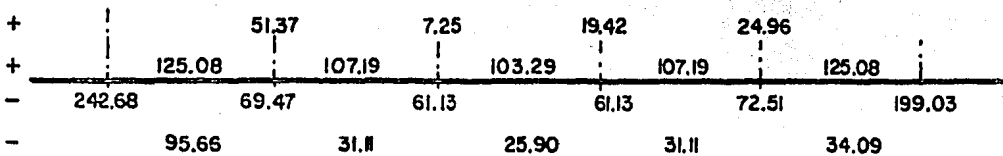
Los factores de transporte y distribución son los mismos que se han manejado para carga muerta y carga viva uniformemente repartida.

Para cada una de las posiciones de las zapatas estabilizadoras de la grúa se hizo un análisis de la viga empleando el método de Cross. Una vez realizados estos análisis se seleccionaron los elementos mecánicos más desfavorables y son los que a continuación se citan.

CONSTANTE (toneladas)



MOMENTO FLEXIONANTE (toneladas-metro)



4.- Carga viva de la grúa PH 6250 en tránsito.

5.- Carga viva de camión H20-S16.

Los elementos mecánicos que producirían estos dos últimos tipos de carga son mucho menores que los de la grúa en operación.

El peso máximo total de la grúa en tránsito es de 186 toneladas que se distribuyen en 18 ruedas y el peso del camión es mucho menor aún, en tanto que a carga máxima una zapata de la grúa en operación transmite a la estructura 174 toneladas.

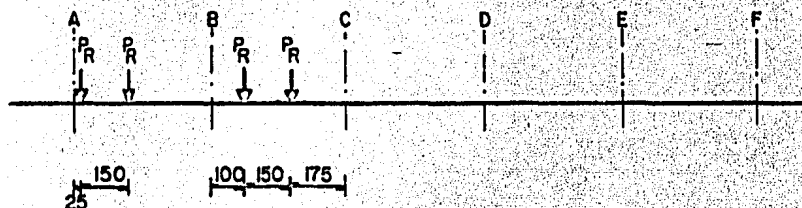
6.- Carga viva de ferrocarril diesel-eléctrico.

La distribución de carga de la máquina de ferrocarril diesel-eléctrico nos indica que la carga máxima por eje es de 29.25 ton y que los ejes más próximos entre si están a 2.74 m, por lo tanto:

$$\text{Factor de concentración} = \text{F.C.} = 1 - \frac{2.74}{4.25} = 0.355$$

$$P_R = \frac{29.25}{2} \times 1.15 \times 1.355 = 22.79$$

Factor de impacto



$$M_{AB} = - \frac{22.79}{4.25^2} (0.25 \times 4^2 + 1.75 \times 2.5^2) = - 18.85 \text{ ton-m}$$

$$M_{BA} = + \frac{22.79}{4.25^2} (0.25^2 \times 4 + 1.75^2 \times 2.5) = + 9.98 \text{ ton-m}$$

$$M_{BC} = - \frac{22.79}{4.25^2} (1 \times 3.25^2 + 2.5 \times 1.75^2) = - 22.99 \text{ ton-m}$$

$$M_{CB} = + \frac{22.79}{4.25^2} (1^2 \times 3.25 + 2.5^2 \times 1.75) = + 17.90 \text{ ton-m}$$

En la tabla siguiente se resume el análisis de la viga hecho por el método de Cross, en dicha tabla se tiene:

ME = Momento de empotramiento

M^f = Momento final (una vez terminado el Cross)

V_m = Cortante debido a la diferencia de momentos en los empotramientos del claro

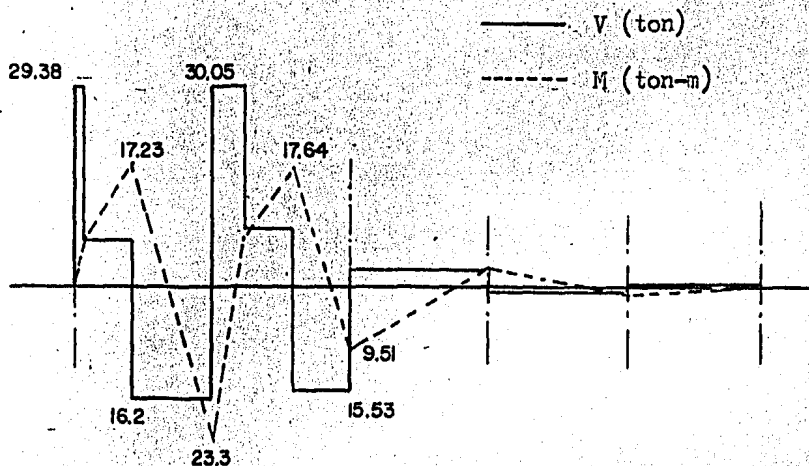
V_w = Cortante en la viga libremente apoyada

V = Cortante efectivo

R = Reacción en el apoyo

	A	B	C	D	E	F					
M^f	-18.85	9.98	-22.99	17.90							
M^i	0	23.30	-23.30	9.51	-9.51	-2.54	2.54	0.63	-0.63	0	0
V_m		5.48		3.24		2.83		0.75		0.15	
V_w	34.86	10.72	26.81	18.77	-						
V	29.38	16.20	30.05	15.53	2.83	-2.83	-0.75	0.75	0.15		
R	29.38	46.25	18.36	-3.58	0.90						

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS



Elementos Mecánicos de Diseño

De acuerdo con el reglamento ACI-318-77 se diseñará por flexión y cortante para la combinación más desfavorable de carga viva y carga muerta incrementadas por su factor de carga correspondiente.

Factores de carga:

1.4 para carga muerta

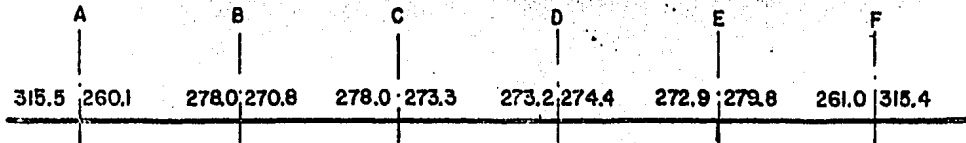
1.7 para carga viva

ó sea:

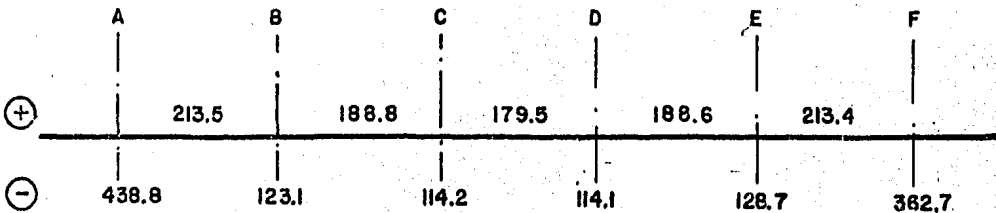
$$R = 1.4 CM + 1.7 CV$$

de donde los elementos mecánicos de diseño para las vigas transversales serán:

FUERZA CONSTANTE (ton)



MOMENTO FLEXIONANTE (ton-m)



TRABES LONGITUDINALES

Estas traves se diseñarán para los elementos mecánicos más desfavorables resultantes de las mismas combinaciones de carga que se aplicaron a las traves transversales.

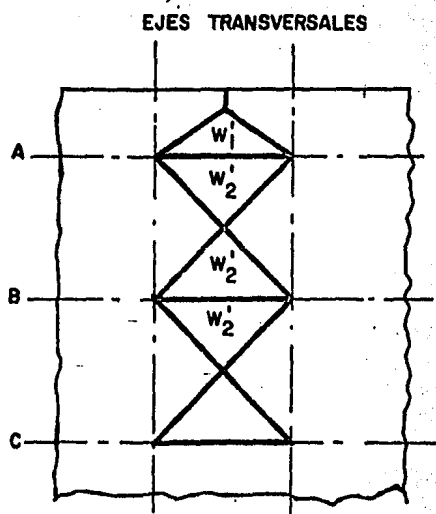
Análisis

En el análisis de las traves transversales se empleó el método de Cross, para las traves longitudinales emplearemos tablas de coeficientes.

1.- Peso propio.

$w_L = 1.2 \text{ ton/m}^2$ Peso propio de la losa + superficie de desgaste

$w_T = 1.056 \text{ ton/m}$ Peso propio trabe preliminar



De la referencia 1,

$$w_1' = \frac{1}{L} \frac{1}{4} k^2 w_L L_c^2$$

$$k = \frac{\text{lado largo}}{\text{lado corto}} = \frac{4.25}{2} = 2.125$$

$$L_c^t = \text{lado corto} = 2$$

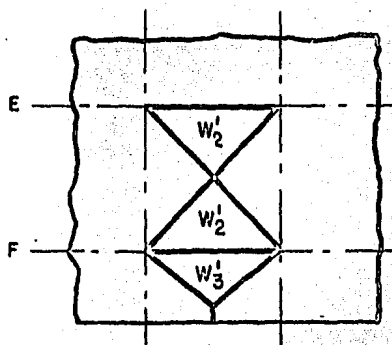
$L =$ longitud de la trabe

$$w_1' = 1.275 \text{ ton/m}$$

$$w_2' = \frac{w_L s}{3}$$

$s =$ lado corto del tablero

$$w_2' = \frac{1.2 \times 4.25}{3} = 1.7 \text{ ton/m}$$



EJES TRANSVERSALES

Para w'_3 tenemos que,

$$k = \frac{4.25}{1.75} = 2.429$$

$$w'_3 = 1.275 \text{ ton/m}$$

Viga de eje

$$w = w'_1 + w_T$$

A

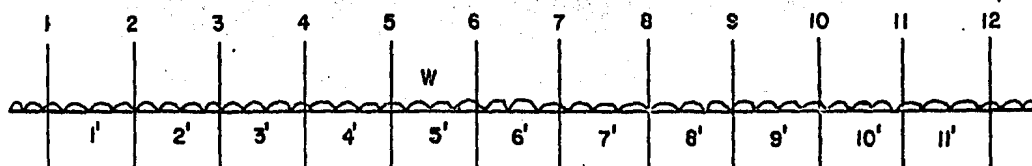
$$4.031 \text{ ton/m}$$

B,C,D,E

$$4.456 \text{ ton/m}$$

F

$$4.031 \text{ ton/m}$$



Para las traves de los ejes A y F, y empleando los coeficientes de la página 177 de la referencia 1, tendremos:

$$w L = 4.031 \times 4.25 = 17.13$$

$$w L^2 = 4.031 \times 4.25^2 = 72.81$$

Por simetría de cargas y claros se cumple que,

$$M_1 (-) = M_{12} (-)$$

$$M_2 (-) = M_{11} (-)$$

$$M_3 (-) = M_{10} (-)$$

$$M_4 (-) = M_5 (-) = M_6 (-) = M_7 (-) = M_8 (-) = M_9 (-)$$

$$M_1^+ (+) = M_{11}^+ (+)$$

$$M_2^+ (+) = M_{10}^+ (+)$$

$$M_3^+ (+) = M_9^+ (+)$$

$$M_4^+ (+) = M_5^+ (+) = M_6^+ (+) = M_7^+ (+) = M_8^+ (+)$$

$$M_1 = -\frac{w \cdot L^2}{2} = -4.031 \times 1.6^2 \times \frac{1}{2} = -5.16 \text{ ton-m}$$

$$M_1^+ = 0.078 \times 72.81 - 0.366 \times 5.16 = 3.79 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = -0.105 \times 72.81 + 0.2679 \times 5.16 = -6.26 \text{ ton-m}$$

$$M_2^+ = 0.033 \times 72.81 + 0.098 \times 5.16 = 2.91 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = -0.079 \times 72.81 - 0.0718 \times 5.16 = -6.12 \text{ ton-m}$$

$$M_3^+ = 0.046 \times 72.81 - 0.0264 \times 5.16 = 3.21 \text{ ton-m}$$

$$M_4 = -0.079 \times 72.81 = -5.75 \text{ ton-m}$$

$$M_4^+ = 0.046 \times 72.81 = 3.35 \text{ ton-m}$$

$$V_{1 \text{ izq}} = 6.45 \text{ ton}$$

$$V_{1 \text{ der}} = 0.395 \times 17.13 = 6.77 \text{ ton}$$

$$V_{2 \text{ izq}} = 0.605 \times 17.13 = 10.36 \text{ ton}$$

$$V_{2 \text{ der}} = 0.526 \times 17.13 = 9.01 \text{ ton}$$

$$V_{3_{\text{izq}}} = 0.474 \times 17.13 = 8.12 \text{ ton}$$

$$V_{3_{\text{der}}} = 0.5 \times 17.13 = 8.57 \text{ ton}$$

Para las traves de los ejes B,C,D,E y empleando los mismos factores que para las traves A y B, obtendremos lo siguiente:

$$w L = 4.456 \times 4.25 = 18.94$$

$$w L^2 = 4.456 \times 4.25^2 = 80.49$$

de donde, al aplicar los factores,

$$M_1 = - 5.7 \text{ ton-m}$$

$$M_1^i = 4.19 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = - 6.92 \text{ ton-m}$$

$$M_2^i = 3.22 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = - 6.77 \text{ ton-m}$$

$$M_3^i = 3.55 \text{ ton-m}$$

$$M_4 = - 6.36 \text{ ton-m}$$

$$M_4^i = 3.70 \text{ ton-m}$$

$$V_{1_{\text{izq}}} = 7.13 \text{ ton}$$

$$V_{1_{\text{der}}} = -7.48 \text{ ton}$$

$$V_{2_{\text{izq}}} = 11.46 \text{ ton}$$

$$V_{2_{\text{der}}} = 9.96 \text{ ton}$$

$$V_{3\text{izq}} = 8.98 \text{ ton}$$

$$V_{3\text{der}} = 9.47 \text{ ton}$$

2.- Carga viva uniformemente repartida.

En forma analoga que para peso propio,

$$w_1' = \frac{1}{L} \cdot \frac{1}{4} k^2 w L_c^2$$

$$w_1' = \frac{1}{4.25} \times \frac{1}{4} \times 2.125^2 \times 4 \times 2^2 = 4.25 \text{ ton/m}$$

$$w_2' = \frac{w_8}{3} = \frac{4 \times 4.25}{3} = 5.67 \text{ ton/m}$$

$$w_3' = \frac{1}{4.25} \times \frac{1}{4} \times 2.429^2 \times 4 \times 1.75^2 = 4.25 \text{ ton/m}$$

Viga de eje	$w = w_1' + w_T$
-------------	------------------

A, F	9.920 ton/m
------	-------------

B, C, D, E	11.340 ton/m
------------	--------------

Para las traves de los ejes A y F,

$$w L = 9.92 \times 4.25 = 42.16$$

$$w L^2 = 9.92 \times 4.25^2 = 179.18$$

$$M_1 = -\frac{w L^2}{2} = -\frac{9.92 \times 4.25^2}{2} = -12.70 \text{ ton-m}$$

Para las traves de los ejes B, C, D, E ;

$$w L = 11.34 \times 4.25 = 48.20$$

$$w L^2 = 11.34 \times 4.25^2 = 204.83$$

$$M_1 = -\frac{wL^2}{2} = -\frac{11.34 \times 4.25^2}{2} = -14.52 \text{ ton-m}$$

En resumen tendremos, para carga viva uniformemente repartida, los siguientes elementos mecánicos.

	Trabes A,F	Trabes B,C,D,E	Factor Usado
M_1	-12.70	-14.52	
M_1'	17.92	20.48	0.100
M_2	-21.50	-24.58	-0.120
M_2'	14.16	16.18	0.079
M_3	-19.89	-22.74	-0.111
M_3'	15.41	17.62	0.086
M_4	-19.89	-22.74	-0.111
M_4'	15.41	17.62	0.086
V_1 izq	15.87	18.14	
V_1 der	18.75	21.55	0.447
V_2 izq	26.14	29.88	0.620
V_2 der	25.21	28.82	0.598
V_3 izq	24.28	27.76	0.576
V_3 der	24.92	28.49	0.591

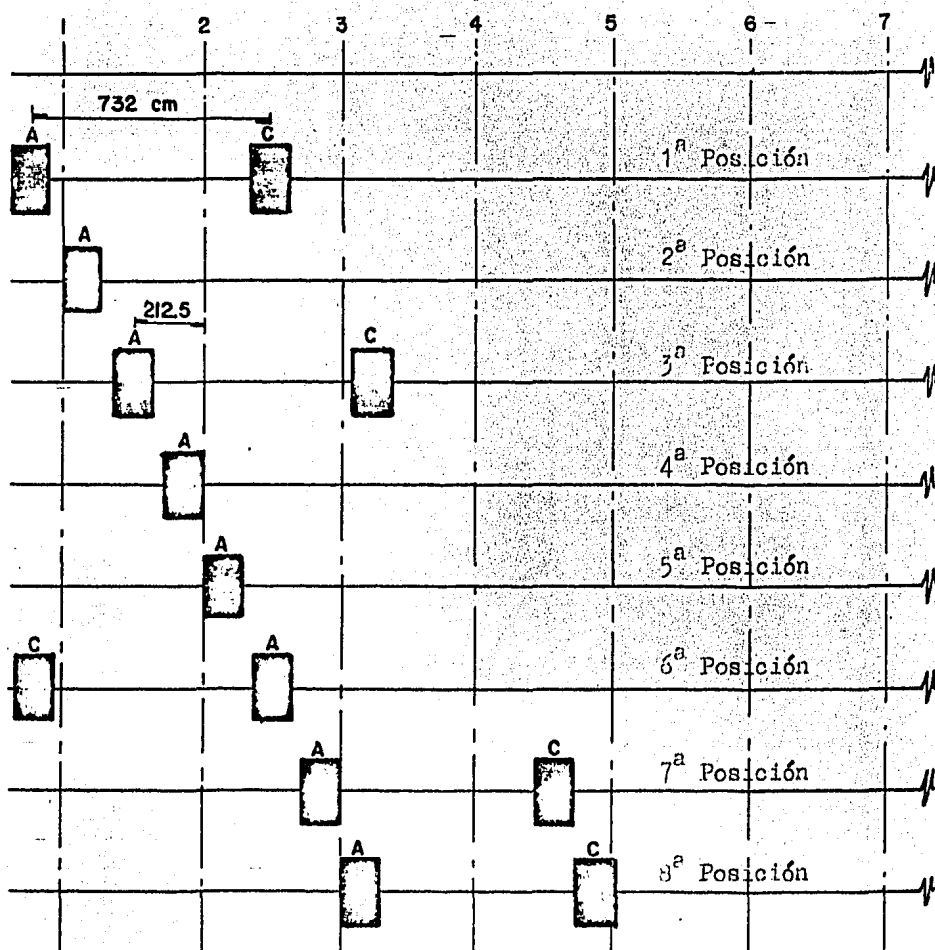
Momentos en ton-m (M)

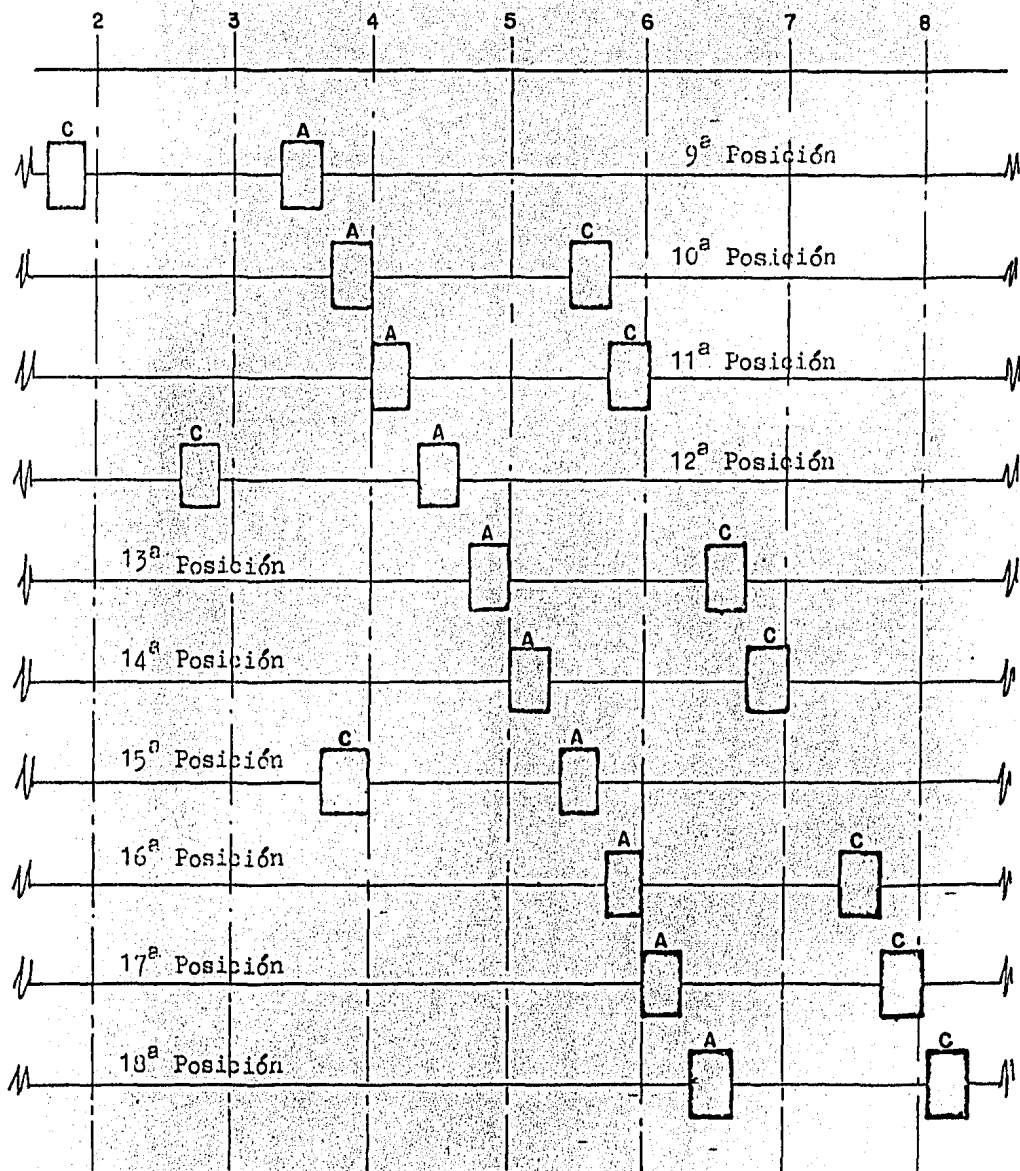
Cortantes en ton (V)

3.- Carga viva de la grúa PH 6250 en operación.

Los elementos mecánicos más desfavorables se originan cuando la grúa en operación se encuentra paralela al eje longitudinal del muelle y su zapata estabilizadora crítica se apoya sobre el eje de la trabe transversal.

Por lo tanto, se analizan las siguientes posiciones de la zapata estabilizadora, señalando que se toma en cuenta condiciones en las cuales el tramo tipo del muelle en estudio es un complemento de un muelle de longitud superior a los 50 metros.



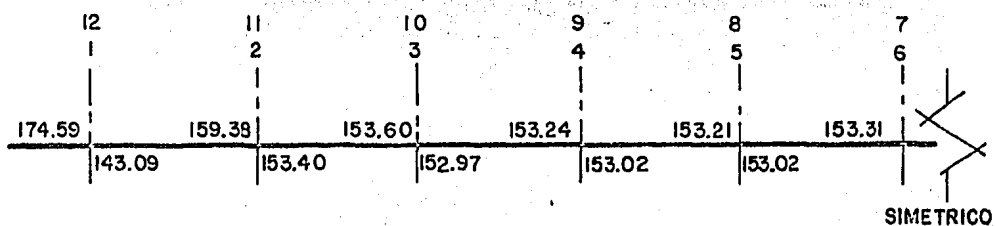


$$R_A = 174.59 \text{ ton}$$

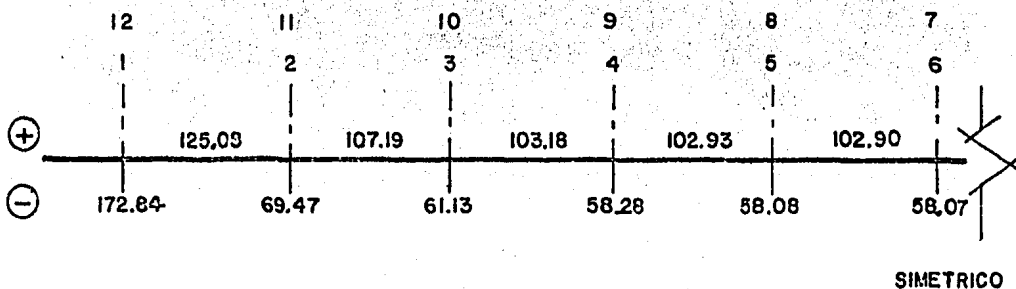
$$R_C = 42.24 \text{ ton}$$

Para cada una de las condiciones anteriores se realizó un análisis por el método de Cross y se obtuvo la envolvente de elementos mecánicos, limitada por los siguientes valores.

CORTANTE (toneladas)



MOMENTO FLEXIONANTE (toneladas-metro)



4.- Carga viva de la grúa PH 6250 en tránsito.

5.- Carga viva de camión H20-S16.

6.- Carga viva de ferrocarril diesel-eléctrico.

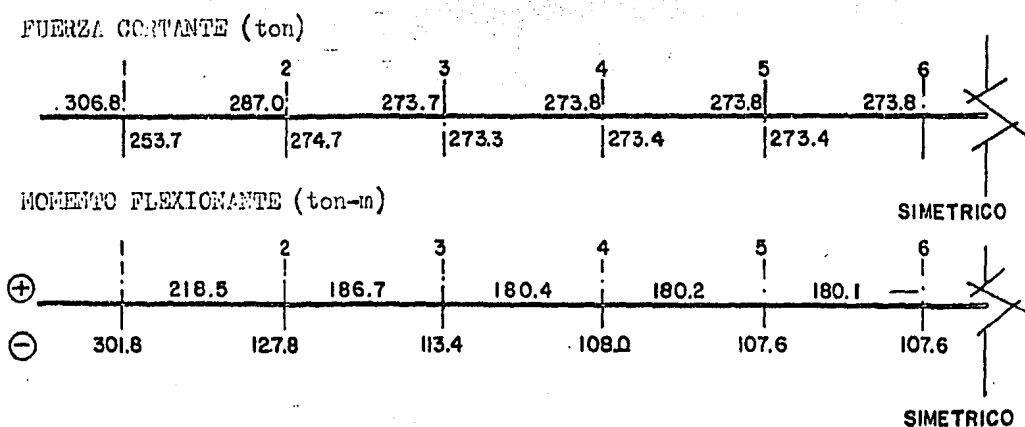
Al igual que para las traveses transversales, los elementos mecánicos que resultan de estas tres condiciones de carga serán muy pequeños comparados con los de la grúa en operación.

Elementos Mecánicos de Diseño

Se diseñará para la combinación más desfavorable de carga viva y carga muerta afectadas por su factor de carga correspondiente (1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva). Esto es, se diseñará para,

$$R = 1.4 CM + 1.7 CV$$

de donde, los elementos mecánicos de diseño para las vigas longitudinales serán:



IV.- EVALUACION DE CARGAS HORIZONTALES

La estructura debe analizarse para las condiciones de carga horizontal posibles de presentarse, estas son:

- 1.- Sismo
- 2.- Atraque
- 3.- Viento
- 4.- Empuje de tierras

ANALISIS SISMICO

Para estimar los efectos sismicos sobre la estructura se lleva a cabo un análisis estático basado en las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RDF-76. Se estudia la combinación de peso propio + fuerza horizontal por sismo. Para evaluar las fuerzas sísmicas actuantes se considera actuando simultaneamente el peso propio + el 50 % de la carga viva uniformemente repartida + el peso de la grúa PH 6250 colocada en una esquina del tramo tipo (esto último implica la condición más desfavorable por torsión).

Según el RDF-76 la excentricidad de diseño será la que origine efectos más desfavorables de las dos siguientes:

$$e_D = \begin{matrix} 1.5 e_c + 0.1 B \\ e_c - 0.1 B \end{matrix}$$

donde:

e_D = excentricidad de diseño

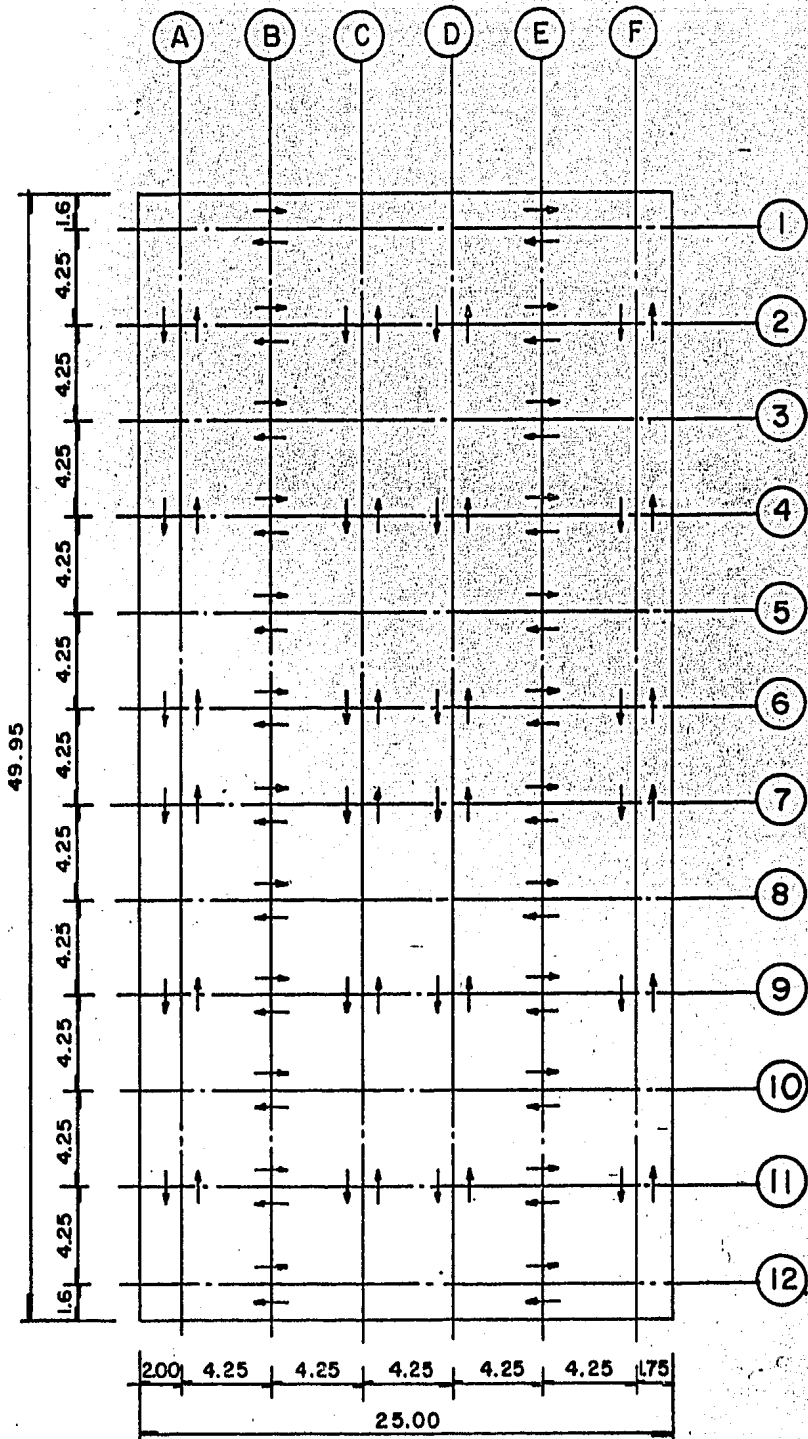
e_c = excentricidad torsional calculada

B = máxima dirección en planta, perpendicular a la dirección del movimiento del terreno.

El método estático estipula que la fuerza sísmica total actuante sobre el muelle esta dada por:

$$V = C W_t$$

Esta fuerza será soportada o disipada por la subestructura mediante pilotes inclinados. Para facilitar el análisis y predecir con mayor seguridad el comportamiento de la estructura, es recomendable hacer una distribución simétrica de los pilotes inclinados. Se propone la distribución de pilotes mostrada a continuación.



En la figura anterior, las flechas indican la inclinación de los pilotes, en las intersecciones donde no se marcan flechas existe un pilote vertical que no se considera como elemento resistente a fuerzas laterales.

Centro de Masas

Elementos	w_i	x_i	y_i	$w_i x_i$	$w_i y_i$
1.- Peso Propio					
- Losa	1498.5	24.975	12.500	37425.0	18731.3
- Pantalla de atraque	46.8	24.975	0.150	1168.8	7.0
- Pantalla de contención de rellenos	94.6	24.975	24.850	2362.6	2350.8
- Trabes transversales	317.1	24.975	12.500	7919.6	3963.8
- Trabes longitudinales	329.0	24.975	12.625	8216.8	4153.6
- Dados	449.3	24.975	12.625	11221.3	5672.4
- Pilotes	561.0	24.975	12.625	14011.0	7082.6
2.- Carga Viva					
- Uniformemente repartida (50 %)	2497.5	24.975	12.500	62375.1	31218.8
- Grúa PH 6250	186.0	1.900	19.700	353.4	3664.2
	5979.8			145053.6	76844.4

$$Y = \frac{\sum w_i y_i}{\sum w_i} = \frac{76844.4}{5979.8} = 12.85 \text{ m}$$

$$X = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i} = \frac{145053.6}{5979.8} = 24.26 \text{ m}$$

El centro geométrico de la plataforma del muelle es,

$$\bar{X} = 24.975 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 12.500 \text{ m}$$

el centro de masas con respecto al centro geométrico será entonces,

$$X_{(m)} = 24.26 - 24.975 = -0.715 \text{ m}$$

$$Y_{(m)} = 12.85 - 12.500 = 0.35 \text{ m}$$

Centro de rigideces

Unicamente se considera la rigidez de los pilotes inclinados, despreciando la de los pilotes verticales.

$$X_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_i x_i}{\sum_{i=1}^n k_i} = 24.975 \text{ m}$$

$$Y_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_i y_i}{\sum_{i=1}^n k_i} = \frac{6 \times 23.25 + 6 \times 14.75 + 6 \times 10.50 + 6 \times 2}{24}$$

$$Y_t = 12.625 \text{ m}$$

Con respecto al centro geométrico:

$$X_{(m)} = 24.975 - 24.975 = 0$$

$$Y_{(m)} = 12.625 - 12.500 = 0.125 \text{ m}$$

La excentricidad calculada es,

$$e_{x_c} = -0.715 - 0 = -0.715 \text{ m}$$

$$e_{y_c} = 0.35 - 0.125 = 0.225 \text{ m}$$

Las excentricidades de diseño son:

$$e_x = \begin{cases} 1.5 \times 0.715 + 0.1 \times 49.95 = 6.07 \text{ m} \\ 0.715 - 0.1 \times 49.95 = -4.28 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_y = \begin{cases} 1.5 \times 0.225 + 0.1 \times 25 = 2.84 \text{ m} \\ 0.225 - 0.1 \times 25 = -2.28 \text{ m} \end{cases}$$

La fuerza sísmica total que actúa en el muelle es,

$$F = C W_t = 0.15 \times 5979.8 = 897 \text{ ton}$$

Cortantes de Diseño por Marco

$$V_{x_i} = V_x \underbrace{\frac{R_{x_i}}{\sum R_{x_i}}}_{\text{cortante directo}} + \underbrace{\frac{M_{T_x} R_{x_i} \bar{Y}_i}{R_o}}_{\text{sismo en X}} + \underbrace{\frac{M_{T_y} R_{x_i} \bar{Y}_i}{R_o}}_{\text{sismo en Y}}$$

cortante indirecto (por torsión)

donde:

$$R_o = \sum R_{x_i} \bar{Y}_i^2 + \sum R_{y_i} \bar{X}_i^2$$

$$\bar{Y}_i = y - y_t$$

$$\bar{X}_i = x - x_t$$

$$V_{y_i} = V_y \frac{R_{y_i}}{\sum R_{y_i}} + \frac{M_{T_y} R_{y_i} \bar{X}_i}{R_o} + \frac{M_{T_x} R_{y_i} \bar{X}_i}{R_o}$$

Momentos Torsionantes de Diseño

$$M_{x_1} = 897 \times 6.07 = 5444.79 \text{ ton-m}$$

$$M_{x_2} = 897 \times (-4.28) = -3839.16 \text{ ton-m}$$

$$M_{y_1} = 897 \times 2.84 = 2547.48 \text{ ton-m}$$

$$M_{y_2} = 897 \times (-2.28) = -2045.16 \text{ ton-m}$$

Sismo en la Dirección X (Longitudinal)

Marco	R_x	y	$\bar{Y} = y - y_t$	$R_x \bar{Y}$	$R_x \bar{Y}^2$	Sismo en X		en Y	$X + 0.3Y$	$Y + 0.3X$	V
						Directo	Torsión	Torsión			Diseño
A	6	2.00	-10.625	-63.75	677.34	224.25	37.23	19.83	267.45	98.27	267.43
C	6	10.50	-2.125	-12.75	27.09	224.25	7.45	3.97	232.89	73.43	252.89
D	6	14.75	2.125	12.75	27.09	224.25	10.56	4.94	236.29	75.38	236.29
F	6	23.25	10.625	63.75	677.34	224.25	52.79	24.70	284.45	107.81	284.45
	24			0	1408.88						

$$x_t = 24.975 \text{ m}$$

$$y_t = 12.625 \text{ m}$$

$$V_x = 897 \text{ ton}$$

$$V_y = 897 \text{ ton}$$

$$R_o = 1408.88 + 5165.88 = 6574.76$$

Sismo en la Dirección Y (Transversal)

Marco	R_y	x	$\bar{X} = x - x_t$	$R_y X$	$R_y \bar{X}^2$	Sismo en Y			$Y + 0.3X$	$X + 0.3Y$	V Diseño
						Directo	Torsión	Torsión			
1	2	1.6	-23.375	-46.75	1092.78	74.75	18.11	38.72	104.78	66.58	104.48
2	2	5.85	-19.125	-38.25	731.53	74.75	14.82	31.68	99.07	58.55	99.07
3	2	10.10	-14.875	-29.75	442.53	74.75	11.53	24.64	93.67	50.52	93.67
4	2	14.35	-10.625	-21.25	225.78	74.75	8.23	17.60	88.26	42.49	88.26
5	2	18.60	-6.375	-12.75	81.28	74.75	4.94	10.56	82.86	34.47	82.86
6	2	22.85	-2.125	-4.25	9.03	74.75	1.65	3.52	77.46	26.44	77.46
7	2	27.10	2.125	4.25	9.03	74.75	1.32	2.48	76.81	25.30	76.81
8	2	31.35	6.375	12.75	81.28	74.75	3.97	7.45	80.96	31.07	80.96
9	2	35.60	10.625	21.25	225.78	74.75	6.61	12.41	85.08	36.82	85.08
10	2	39.85	14.875	29.75	442.53	74.75	9.25	17.37	89.21	42.57	89.21
11	2	44.10	19.125	38.25	731.53	74.75	11.90	22.34	93.35	48.34	93.35
12	2	48.35	23.375	46.75	1092.78	74.75	14.45	27.30	97.39	54.06	97.39
	24			0	5165.88						

ATRAQUE

Como se está considerando un muelle de altura, el barco a estimar tendrá las siguientes características:

Eslora	206.0 m
Manga	29.2 m
Calado	11.0 m
Peso muerto	40000 ton
Desplazamiento en carga	53333 ton
Velocidad de atraque	0.1 m/seg

El peso del agua acarreada por el barco en su movimiento está dado por:

$$W_a = \frac{\pi}{4} D^2 L \gamma^*$$

donde,

D = calado en plena carga

L = eslora

γ^* = Peso volumétrico del agua = 1.03 ton/m³

por lo tanto:

$$W_a = \frac{3.1416}{4} \times 11^2 \times 206 \times 1.03 = 20164 \text{ ton}$$

El peso total de barco-agua en el atraque es,

$$W_t = W_c + W_a = 53333 + 20164 = 73497 \text{ ton}$$

La energía cinética en el atraque es,

$$E_c = \frac{1}{2} m v^2$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{73497}{9.81} = 7492 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

$$E_c = \frac{1}{2} 7492 (0.1)^2 = 37.46 \text{ ton-m}$$

Generalmente se considera que el 50 % de la energía cinética es disipado por el momento cinemático, en estas condiciones, solo la mitad de la energía es soportada por las defensas y transmitida a la estructura.

Empleando defensas tipo V (según manual del fabricante de la Seibu Rubber Chemical Co. LTD), con una V 500 B de 50 cm y longitud $L = 3.5 \text{ m}$, con capacidad de absorción de energía = 6.25 ton-m/m ,

$$E_{\text{absorbida}} = 3.5 \times 6.25 = 21.875$$

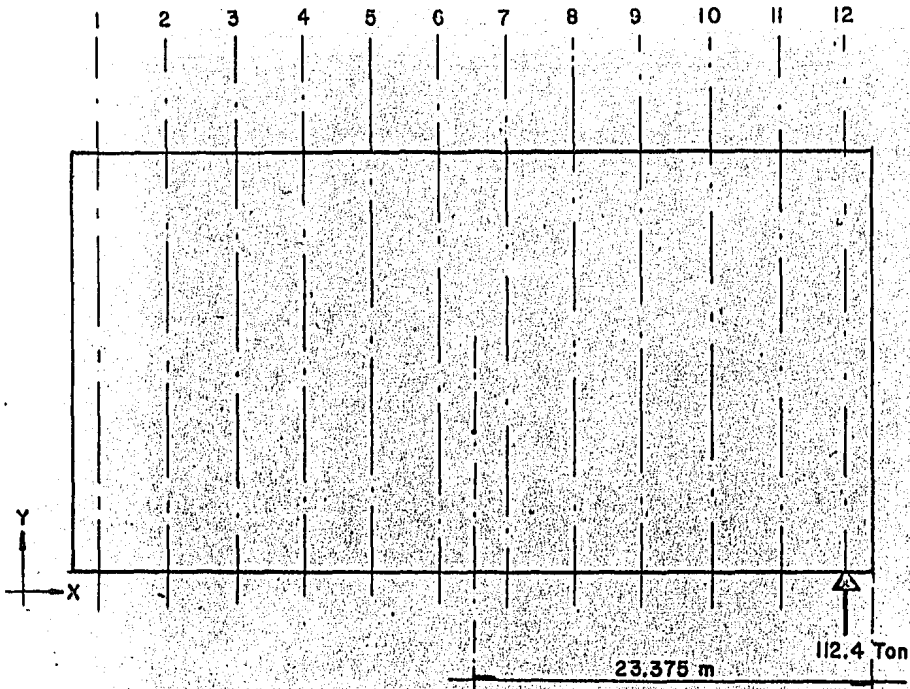
que es mayor que la energía transmitida ($0.5 \times 37.46 = 18.73$)

De datos del fabricante, la fuerza que transmite a la estructura esta dada por:

$$F = 3.5 \times 37.5 \times \frac{18.73}{21.875} = 112.4 \text{ ton}$$

┌──────────┐
└──────────┘ Valor obtenido de nomogramas del fabricante
└──────────┘ Longitud de la defensa

Se empleará una sola defensa para soportar la fuerza de ataque y la condición más desfavorable es que la embarcación se apoye en una defensa colocada en la parte extrema del tramo tipo, bajo estas condiciones se analizarán las fuerzas horizontales por marco.



Cada marco transversal (ó en la dirección Y) tiene dos bancos de pilotes destinados a soportar cargas horizontales en esa dirección. A cada marco le corresponde soportar una fuerza horizontal igual a:

$$V = \frac{F_a k_{y_i}}{\sum_{i=1}^n k_{y_i}} + M_t \frac{k_{y_i} \bar{x}_i}{k_o}$$

Del análisis sísmico se obtuvo que,

$$k_o = 6574.76$$

y como todos los marcos tienen dos bancos de pilotes inclinados,

$$V_{\text{directo}} = \frac{F_a}{\# \text{ marcos}} = \frac{112.4}{12} = 9.37 \text{ ton}$$

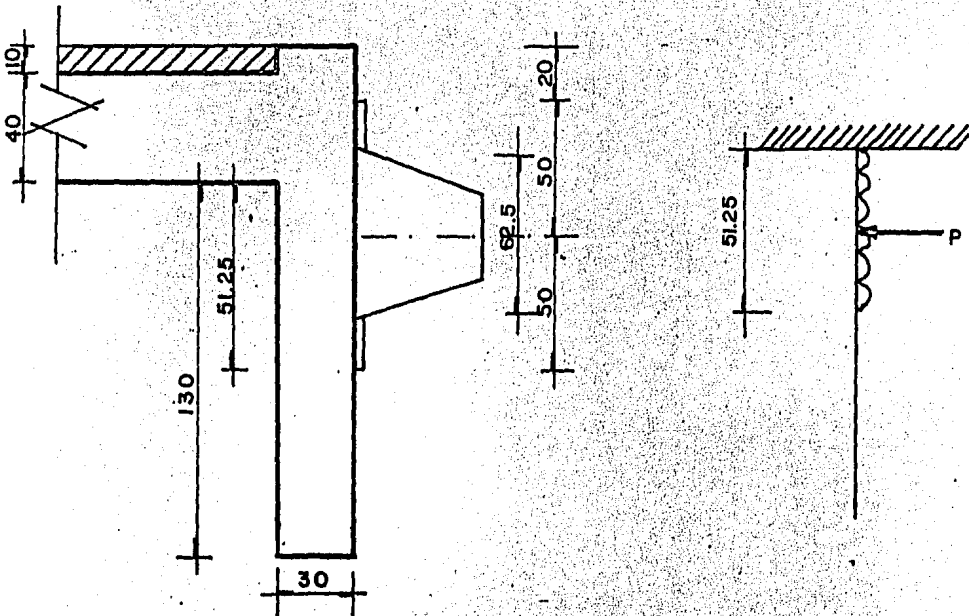
$$M_t = 112.4 \times 23.375 = 2627.35 \text{ ton-m}$$

Marco	$k_{y_i} \bar{X}_i$	V_{directo}	$V_{\text{torsión}}$	V_{total}
1	46.75	9.37	18.68	28.05
2	38.25	9.37	15.29	24.66
3	29.75	9.37	11.89	21.26
4	21.25	9.37	8.49	17.86
5	12.75	9.37	5.10	14.47
6	4.25	9.37	1.70	11.07
7	4.25	9.37	1.70	11.07
8	12.75	9.37	5.10	14.47
9	21.25	9.37	8.49	17.86
10	29.75	9.37	11.89	21.26
11	38.25	9.37	15.29	24.66
12	46.75	9.37	18.68	28.05

Los cortantes para cada marco debidos a atraque son menores que los generados por el sismo, por lo cual rigen los últimos para diseño.

Pantalla de Atraque

La defensa que se emplea se apoya en la pantalla de atraque, como se muestra en la figura:



La defensa transmite una fuerza, $F = 112.4$ ton.

$$P = 112.4 \times \frac{0.5125}{0.625} \times \frac{1}{3.5} = 26.33 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{P L}{2} = 26.33 \times \frac{0.5125}{2} = 6.75 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.7 \times 6.75 = 11.48 \text{ ton-m}$$

ANÁLISIS EOLICO

Los efectos del viento se traducen en cargas laterales originadas por el empuje del barco estando amarrado al muelle y sujeto a la acción del viento.

De acuerdo con las especificaciones de la Comisión Federal de Electricidad, en su Manual de Diseño de Obra Civil, en el capítulo concerniente a viento, tenemos que los empujes y/o succión estáticos están evaluados por la siguiente expresión:

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

donde;

P = presión o succión del viento en kg/m^2

$G = \frac{8+h}{8+2h}$, coeficiente de reducción, por cambio de densidad atmosférica con la altura respecto al nivel del mar. En nuestro caso $G = 1$.

C = coeficiente de succión o de presión, o sea, coeficiente de empuje. Para este caso, existe presión del lado de barlovento y succión del lado de sotavento, por ello;

$C = 0.75$ Presión en barlovento,

+
 $C = 0.68$ Succión en sotavento

$C_t = 1.43$ Coeficiente total de empuje.

V_d = Velocidad de diseño del viento. En este caso, por encontrarnos al nivel del mar y tomando en cuenta la posibilidad de un ciclón tomaremos el valor de 200 km/hr.

Por lo tanto;

$$P = 0.0048 \times 1 \times 1.43 \times (200)^2 = 274.56 \approx 275 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza total que genera el viento sobre el barco será, la presión total obtenida en el párrafo anterior, multiplicada por el área expuesta del barco.

La condición más desfavorable se presentaría cuando el barco estuviese descargado, ya esto dará la superficie expuesta crítica.

El calado en carga del barco es de 11 m., el calado descargado será:

$$\text{calado descargado} = 11 - \frac{53.333 - 40.000}{206 \times 29.2 \times 1.03} = 8.85 \text{ m.}$$

y el bordo expuesto será $= 15.9 - 8.85 = 7.05 \text{ m.}$; de donde el área expuesta es igual a:

$$A = 7.05 \times 206 = 1.452.3 \text{ m}$$

La fuerza total que el barco transmite a la estructura es:

$$F = P A = 275 \times 1.452.3 = 399.382 \text{ kg} \doteq 400 \text{ ton}$$

Por sus dimensiones, el barco se apoya sobre el muelle en 8 defensas, cada una de las cuales tomará una fuerza igual a:

$$F' = \frac{400}{8} = 50 \text{ ton,}$$

menor que la fuerza debida a atraque.

Cuando el viento trata de separar al barco del muelle, la fuerza es transmitida a la estructura por medio de bitas. El barco debe ser amarrado al menos en 6 puntos, de donde la fuerza que transmite a cada bita es de 66.7 ton., esta fuerza provoca efectos menores que los originados por sismo y atraque.

V. - DIMENSIONAMIENTO

Se diseñarán todos los componentes del muelle para los elementos mecánicos más desfavorables obtenidos en la etapa de análisis.

Se diseña de acuerdo al Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI-318-77. Todos los elementos estructurales se diseñarán considerando:

$$\begin{array}{l} \text{Concreto} \quad \text{---} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Acero} \quad \quad \text{---} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

LOSA

Si consideramos el efecto de la fuerza cortante por penetración, según el ACI-318-77, la fuerza cortante que puede soportar la losa sería:

$$V_o = \phi 0.27 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde: ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.85 (cortante)

b_o = Perímetro crítico de la sección del área de carga concentrada

$$B_c = \frac{\text{Lado largo área carga concentrada}}{\text{Lado corto área carga concentrada}}$$

La carga máxima última actuante, es de la grúa en operación sobre una de sus zapatas estabilizadoras, por lo tanto:

$$P_u = 296.293 \text{ ton, será el cortante máximo}$$

$$b_o = 2(x + d) + 2(y + d)$$

si $h = 40 \text{ cm}$ y $r = 6 \text{ cm}$ esto implica $d = 34 \text{ cm}$

$$b_o = 2(122 + 34) + 2(244 + 34) = 868 \text{ cm}$$

$$B_c = \frac{2.44}{1.22} = 2.0$$

$$V_c = 0.85 \times 0.27 \left(2 + \frac{4}{2}\right) \sqrt{250} \times 868 \times 34$$

$$V_c = 428.4 \text{ ton mayor que } V_u$$

Por lo tanto, se empleará una losa de 40 cm de peralte con un recubrimiento de 5 cm. Se adicionará una capa de concreto ($f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$) que será la superficie de desgaste, con un espesor de 10 cm.

Para una sección simplemente armada:

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

$$P_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$P_b = 0.85 \left(\frac{250}{4200} \right) 0.85 \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.025297$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.01897$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c}$$

$$q_{\max} = 0.31875$$

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$

$$q_{\min} = 0.056$$

Para flexión $\phi = 0.9$ y despejando q tendremos:

$$q = 0.84746 - \sqrt{0.718184 - \frac{1.88324 M_{ua}}{f'_c b d^2}}$$

$$P = q \frac{f'_c}{f_y} \quad A_s = P b d \quad S = \frac{100 a_s}{A_s}$$

$M_{C/M}$	M_{CV}	M_{Ua}	q	P	A_s	S $\phi\#6$	S $\phi\#8$
+ 0.728	19.37	20.098	0.0763	0.0045	15.91	17.91	31.87
- 1.001	24.29	25.901	0.0990	0.0059	20.80	13.70	24.38
+ 0.728	23.52	24.248	0.0931	0.0055	19.39	14.70	26.14
- 1.001	23.29	27.291	0.1055	0.0062	22.00	12.95	23.04

Para el armado de la losa se emplearán varillas del # 8.

($\phi = 1''$) en ambos lechos y ambas direcciones, se procurará que las varillas sean en su mayoría corridas, empleando bastones solo donde sea necesario.

En resumen, se emplea una losa con:

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

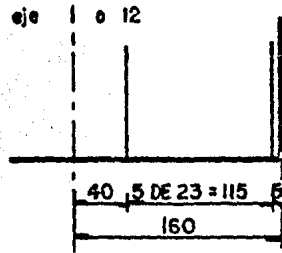
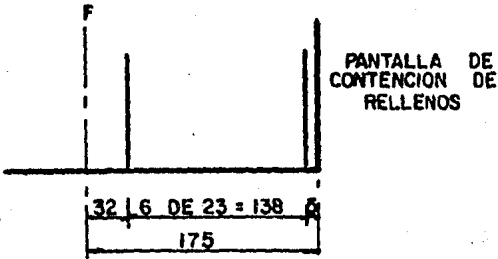
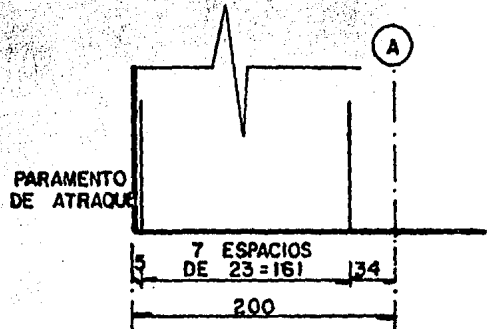
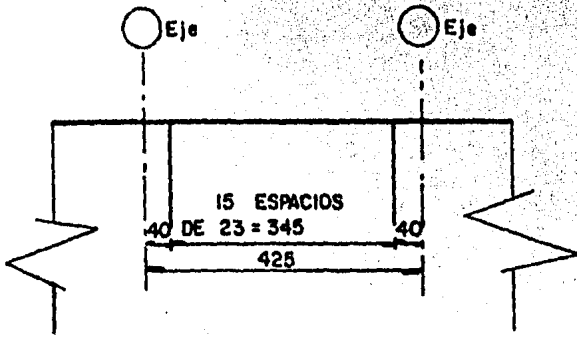
$$d = 35 \text{ cm}$$

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

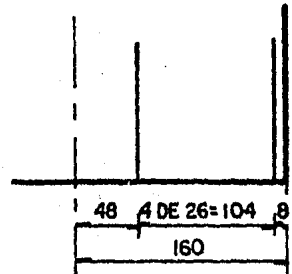
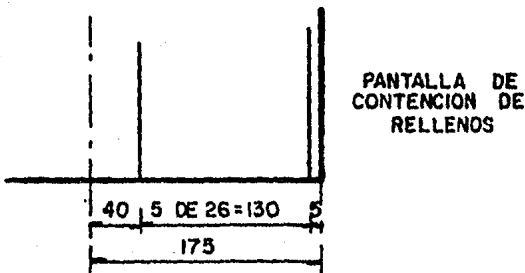
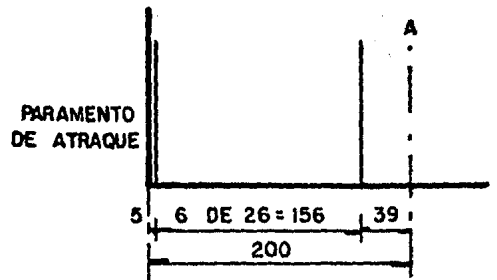
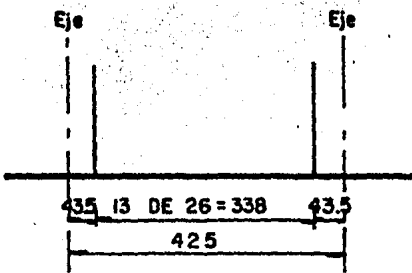
Firme sobre losa de $e = 10 \text{ cm}$, y con $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

La losa será armada como se muestra en los siguientes croquis.

LECHO SUPERIOR



LECHO INFERIOR



PANTALLA DE CONTENCION DE RELLENOS

TRABES TRANSVERSALES

Se diseñan para los elementos mecánicos obtenidos en el análisis y que se resumen en la página 47.

Revisión de la sección propuesta (40 x 150 cm) :

1.- Fuerza cortante.- Según el ACI-318-77, la fuerza cortante última en un elemento de concreto reforzado no debe ser mayor de

$$V_u = \phi 2.63 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_u = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{250} \times 40 (150 - 8) \quad \text{si } r = 8 \text{ cm}$$

$$V_u = 200.8 \text{ ton menor que } V_{ua} = 315.5 \text{ ton.}$$

Se propone una sección mayor:

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 170 \text{ cm} \quad r = 8 \text{ cm} \quad d = 162 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{250} \times 55 \times 162 = 314.9 \approx 315.5 \text{ ton}$$

La diferencia es menor que el 0.2 % y por lo tanto, se considera que la sección propuesta es correcta.

En conclusión, para trabes transversales se empleará una sección rectangular con las siguientes características:

$$\text{Ancho} \quad \text{---} \quad b = 55 \text{ cm} \quad \text{Peralte total} \quad \text{---} \quad h = 170 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} \quad \text{---} \quad r = 8 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo} \quad \text{---} \quad d = 162 \text{ cm}$$

2.- Momento flexionante.-

$$M_{u-\max} = 438.8 \text{ ton-m}$$

Si consideramos la sección como simplemente armada,

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q) \quad \text{---} \quad (1)$$

$$P_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.0252976$$

$$q = P \frac{f}{f'_c}$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.0189732 \quad q_{\max} = 0.31875$$

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333 \quad q_{\min} = 0.056$$

$$M_{u/P_{\max}} = 0.9 \times 55 (162)^2 \times 250 \times 0.31875 (1 - 0.59 \times 0.31875)$$

$$M_{u/P_{\max}} = 840.5 \text{ ton-m mayor que } M_{u-\max} = 438.8 \text{ ton-m}$$

$$M_{u/P_{\min}} = 0.9 \times 55 (162)^2 \times 250 \times 0.056 (1 - 0.59 \times 0.056)$$

$$M_{u/P_{\min}} = 175.8 \text{ ton-m}$$

El armado mínimo que se debe colocar por flexión, es suficiente para soportar los momentos flexionantes negativos en los ejes B,C,D, E; en los ejes A y F se colocará el acero que sea necesario, al igual que para momento positivo.

$$A_{s_{\min}} = P_{\min} b d = 29.7 \text{ cm}^2$$

empleando varillas del # 8 , con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$, se colocarán en el lecho superior 6 var # 8 con $A_s = 30.42 \text{ cm}^2$; con lo cual se tendrá :

$$P = 0.003414 \quad q = 0.057357$$

$$M_u = 0.9 \times 55 (162)^2 \times 250 \times 0.05736 (1 - 0.59 \times 0.05736)$$

$$M_u = 180.0 \text{ ton-m}$$

Despejando q de la ecuación 1 y para $\phi = 0.9$ (flexión)

$$q = 0.84746 - \sqrt{0.718184 - \frac{1.88324 M_{ua}}{f'_c b d^2}}$$

$$P = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = P b d$$

$$A_s = q b d \frac{f'_c}{f_y}$$

Sustituyendo valores para:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 170 \text{ cm}$$

$$r = 8 \text{ cm}$$

$$d = 162 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = 35 \times 162 \left(\frac{250}{4200} \right), q = 530.357 \text{ q}$$

M_{ua} (ton-m)	q	P	A_s (cm ²)	Armado (# Vs- ϕ)	A_s real (cm ²)	
+	213.1	0.0684	0.0041	36.26	8 # 8	40.56
+	188.8	0.0603	0.0036	31.97	7 # 8	35.49
+	179.5	0.0572	0.0034	30.34	6 # 8	30.42
+	188.6	0.0602	0.0036	31.93	7 # 8	35.49
+	213.4	0.0685	0.0041	36.32	8 # 8	40.56
-	438.8	0.1480	0.0088	78.52	6 # 8 + 5 # 12	87.42
-	362.7	0.1202	0.0072	63.75	6 # 8 + 3 # 12	64.62

Como el acero que requiere la trabe es muy grande, se colocará en dos lechos.

3.- Dimensionamiento por fuerza cortante.- El cortante que toma el concreto esta dado por la expresión:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{250} \times 55 \times 162 = 63.5$$

$$V_u = V_c + V_s \quad \text{de donde} \quad V_s = V_u - V_c$$

por lo tanto,

$$V_s = V_u - 63.5$$

La separación máxima de estribos será la menor de las siguientes:

$$a.- \frac{d}{2} = 81 \text{ cm} \quad \text{si } V_s \text{ menor que } \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 131.7 \text{ ton}$$

$$b.- \frac{d}{4} = 40.5 \text{ cm} \quad \text{si } V_s \text{ mayor que } \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 131.7 \text{ ton}$$

$$c.- S = \frac{\phi a_v f_y d}{V_s} = 578.34 \frac{a_v}{V_s}$$

$$d.- S = \frac{\phi a_v f_y}{3.5 b} = 18.54545 a_v$$

Se emplearán estribos rectangulares dobles (4 ramas), hechos con varilla del # 4 (área de la varilla = 1.27 cm²).

V_u (ton)	V_s (ton)	S_{max} (cm)	S_{real} (cm)
315.5	252.0	11.7	11.5
260.1	196.6	14.9	13.5
278.0	214.5	13.7	13.5
270.8	207.3	14.2	13.5
278.0	214.5	13.7	13.5
273.3	209.8	14.0	13.5
273.2	209.7	14.0	13.5
274.4	210.9	13.9	13.5
272.9	209.4	14.0	13.5
279.8	216.3	13.6	13.5
261.0	197.5	14.9	13.5
315.4	251.9	11.7	11.5

Según el ACI-318-77

$$V_s = \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b d = 0.85 \times 2.1 \times \sqrt{250} \times 55 \times 162 = 251.4 \text{ ton}$$

En los voladizos:

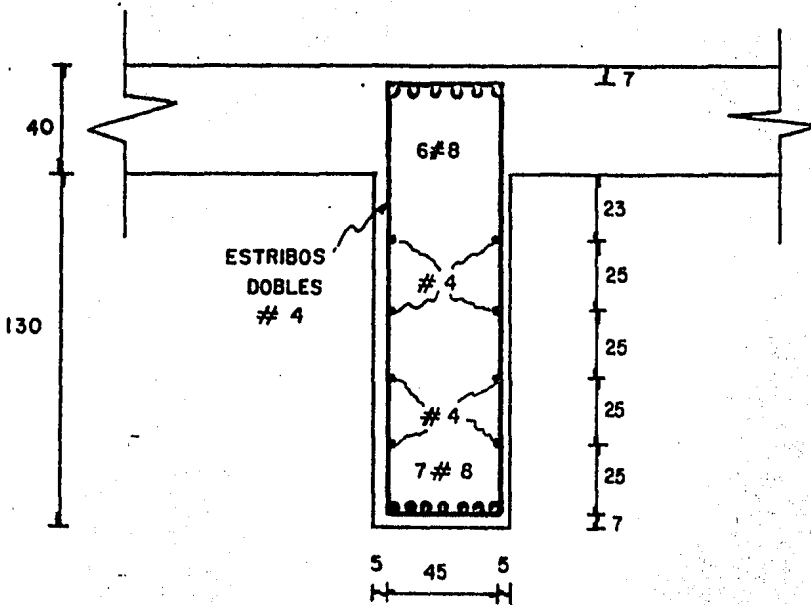
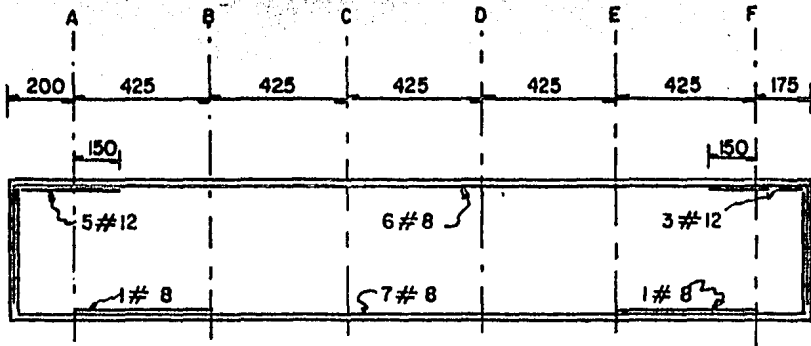
$V_s = 252 \text{ ton} \approx 251.4 \text{ ton}$; por lo tanto, son correctas nuestras trabes.

4.- Refuerzo adicional por contracción y temperatura.- Como el peralte de almas es mayor de 90 cm, se debe colocar un refuerzo adicional en el alma igual al 20 % del refuerzo principal de tensión.

$$A_{s \text{ adicional}} = 40.56 \times 0.2 = 8.1 \text{ cm}^2$$

Si empleamos varillas del # 4 ($a_g = 1.27 \text{ cm}^2$), se requerirán 7 varillas, pero para que el armado sea simétrico se emplearán 8 varillas, 4 en cada cara del alma.

Las trabes transversales se armarían como se muestra a continuación.



TRANES LONGITUDINALES

Se diseñan para los elementos mecánicos obtenidos en el análisis y que se resumen en la página 57.

1.- Sección propuesta.-

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 170 \text{ cm} \quad r = 8 \text{ cm} \quad d = 162 \text{ cm}$$

2.- Revisión de la sección propuesta.

a.- Fuerza cortante máxima (ACI-318-77)

$$V_u = \phi 2.63 \sqrt{f'_c} b a \quad \phi = 0.85 \quad (\text{cortante})$$

$$V_u = 0.85 \times 2.63 \times \sqrt{250} \times 55 \times 162$$

$$V_u = 314.936 \text{ ton mayor que } V_{u-a} = 303.8 \text{ ton}$$

b.- Momento flexionante

$$M_{u_{\max}} = 301.8 \text{ ton-m}$$

Si consideramos la sección como simplemente armada:

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

$$P_b = 0.0252976$$

$$P_{\max} = 0.75 P_b = 0.01897 \quad q_{\max} = 0.31875$$

$$P_{\min} = 0.00333 \quad q_{\min} = 0.056$$

$$M_{u/P_{\max}} = 840.5 \text{ ton-m mayor que } M_{u_{\max}} = 301.8 \text{ ton-m}$$

$$M_{u/P_{\min}} = 175.8 \text{ ton-m}$$

3.- Dimensionamiento por flexión.- El área de acero mínimo por flexión será ;

$$A_{s_{\min}} = P_{\min} b d = 29.7 \text{ cm}^2$$

empleando varillas del # 8 ($a_s = 5.07 \text{ cm}^2$), se requieren 6 varillas con una $A_s = 30.42 \text{ cm}^2$, con lo que se tendrá lo siguiente:

$$P = 0.003414 \quad q = 0.057357 \quad M_{u_r} = 180 \text{ ton-m}$$

El acero mínimo por flexión es tal que soporta los momentos flexionantes negativos en todos los ejes, con excepción de los ejes 1 y 2, para los cuales será necesario calcular su requerimiento de acero, al igual que para momento positivo.

Despejando q de la ecuación (1) y para $\phi = 0.9$ (flexión)

$$q = 0.84746 - \sqrt{0.718164 - \frac{1.88324 M_{ua}}{f'_c b d^2}}$$

$$P = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = P b d$$

$$A_s = q b d \frac{f'_c}{f_y}$$

Sustituyendo valores para:

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$d = 162 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = 530.357 q$$

I_{uz} (ton-m)	q	P	A_s (cm ²)	Armado (# V _s -Ø)	$A_{s,real}$ (cm ²)
+ 218.5	0.0702	0.0042	37.22	6 # 8 + 1 # 4 + 2 # 6	37.39
+ 186.7	0.0596	0.0035	31.60	6 # 8 + 1 # 4	31.69
+ 180.4	0.0575	0.0034	30.50	6 # 8 + 1 # 4	31.69
+ 180.2	0.0574	0.0034	30.46	6 # 8 + 1 # 4	31.69
+ 180.1	0.0574	0.0034	30.44	6 # 8 + 1 # 4	31.69
- 301.3	0.0987	0.0059	52.33	6 # 8 + 2 # 12	53.22

4.- Dimensionamiento por fuerza cortante.-

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_c = \phi 0.52 \sqrt{f'_c} b d = 63.5 \text{ ton}$$

$$V_s = V_u - 63.5$$

La separación máxima de estribos será la menor de las siguientes:

tes:

a.- $\frac{d}{2} = 81 \text{ cm}$ si V_s menor que $\phi 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 131.7 \text{ ton}$

b.- $\frac{d}{4} = 40.5 \text{ cm}$ si V_s mayor que $\phi 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 131.7 \text{ ton}$

c.- $S = \frac{\phi a_v f_y d}{V_s} = 578.34 \frac{a_v}{V_s}$

d.- $S = \frac{\phi a_v f_y}{3.5 b} = 18.54545 a_v$

En igual forma que para traveses transversales, se emplearán estribos rectangulares dobles (4 ramas) con varilla del # 4.

V_u (ton)	V_s (ton)	S_{max} (cm)	S_{real} (cm)
306.8	243.3	12.1	12.0
253.7	190.2	15.4	13.0
287.0	223.5	13.1	13.0
274.7	211.2	14.0	14.0
273.7	210.2	14.0	14.0
273.3	209.8	14.0	14.0
273.8	210.3	14.0	14.0
273.4	209.9	14.0	14.0

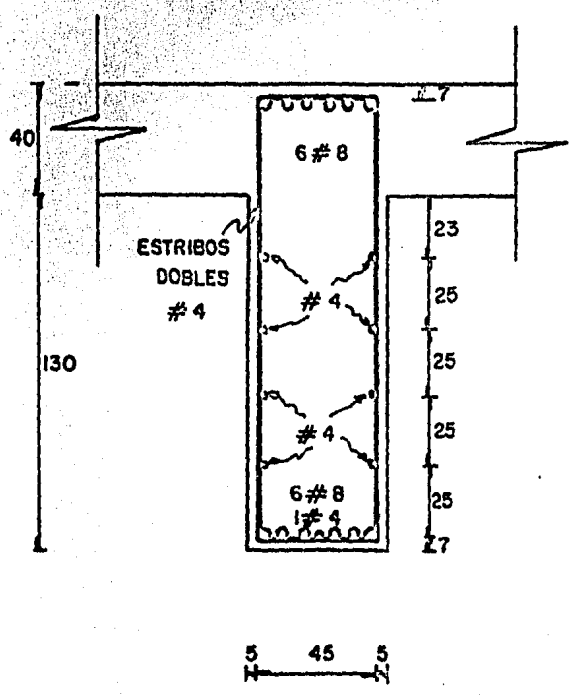
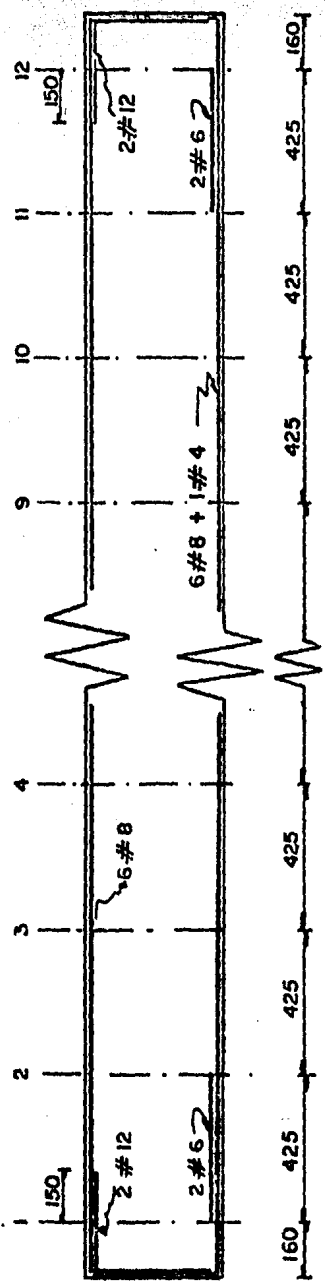
Según el ACI-318-77 se debe cumplir que,

$$V_s \leq \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b d = 251.4 \text{ ton}$$

condición que se cumple en todos nuestros casos.

Se colocarán 4 varillas del # 4 en cada cara del alma como refuerzo adicional por contracción y temperatura.

Finalmente, las traveses transversales se armarán como se muestra en los croquis de la página siguiente.



PANTALLA DE CONTENCION DE RELLENOS

Se diseña para un momento último actuante igual a :

$$M_{u_a} = 8.35 \text{ ton-m}$$

de la ecuación:

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q) \quad (1)$$

y con los siguientes valores,

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \text{ (flexión)} & b &= 100 \text{ cm} & h &= 30 \text{ cm} \\ d &= 25 \text{ cm} & f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

obtenemos lo siguiente,

$$q = 0.06162 \quad P = 0.003667 \quad A_s = 9.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

empleando varillas del # 5 ($a_s = 1.98 \text{ cm}^2$) obtenemos que

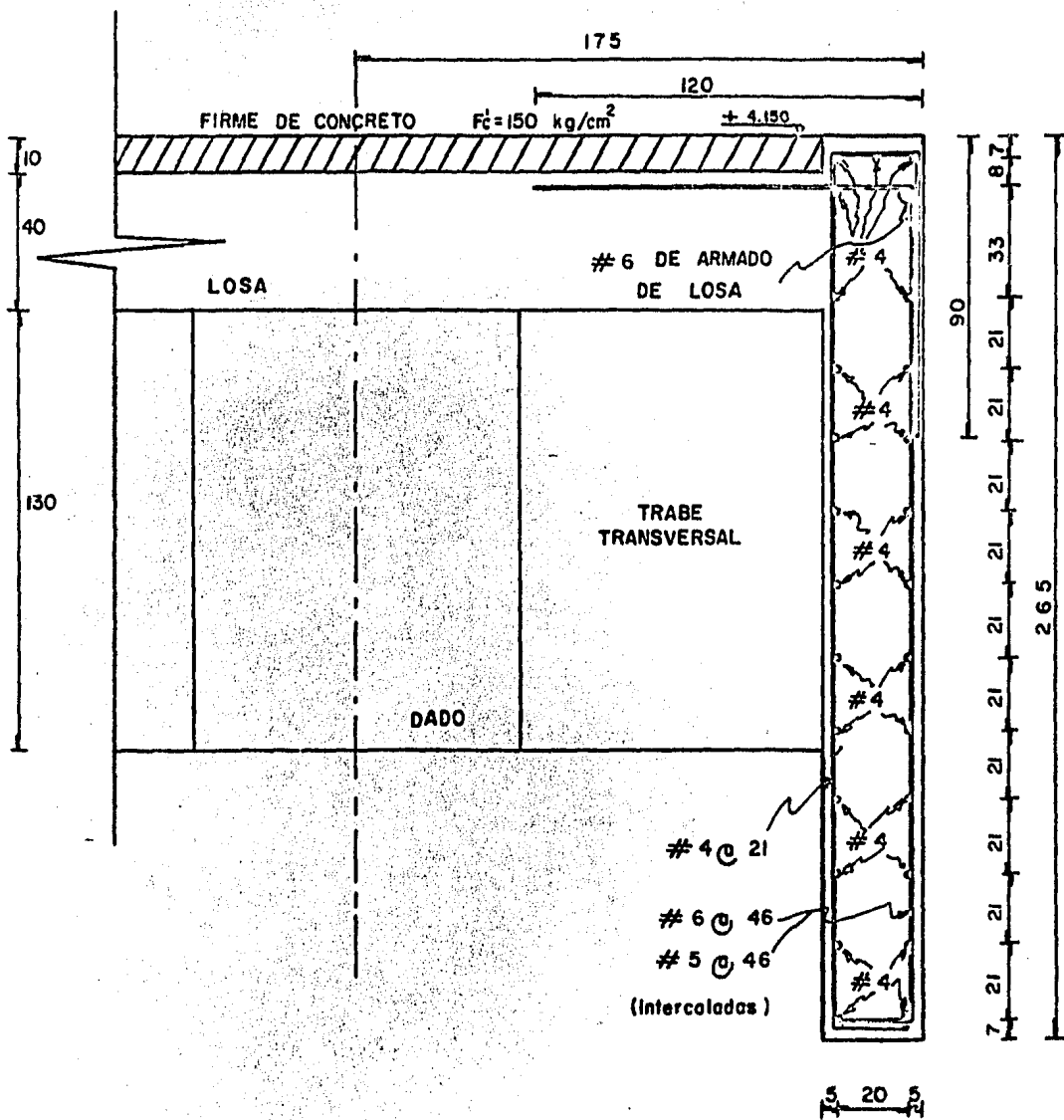
$$S = 21.6 \text{ cm}$$

Como la separación de varillas requerida es un poco menor que la del lecho superior de la losa, emplearemos una combinación de varillas del # 6 y del # 5, esto es; colocaremos varillas del # 6 a cada 46 cm y del # 5 a cada 46 cm, alternando una varilla del # 6 y una del # 5, de tal forma que la separación entre ellas sea de 23 cm.

Se debe colocar refuerzo adicional por contracción y temperatura en cada una de las caras de la pantalla.

$$A_{s_{\text{adicional}}} = 0.002 \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

Si se emplean varillas del # 4, $S = 21 \text{ cm}$



PANTALLA DE CONTENCIÓN DE RELLENOS

PANTALLA DE ATRAQUE

Del análisis obtuvimos que :

$$M_{u_a} = 11.48 \text{ ton-m}$$

sustituyendo en la ecuación (1) los siguientes valores

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \text{ (flexión)} & b &= 100 \text{ cm} & h &= 30 \text{ cm} \\ d &= 25 \text{ cm} & f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

obtenemos los siguientes valores:

$$q = 0.086 \quad P = 0.005119 \quad A_s = 12.80 \text{ cm}^2$$

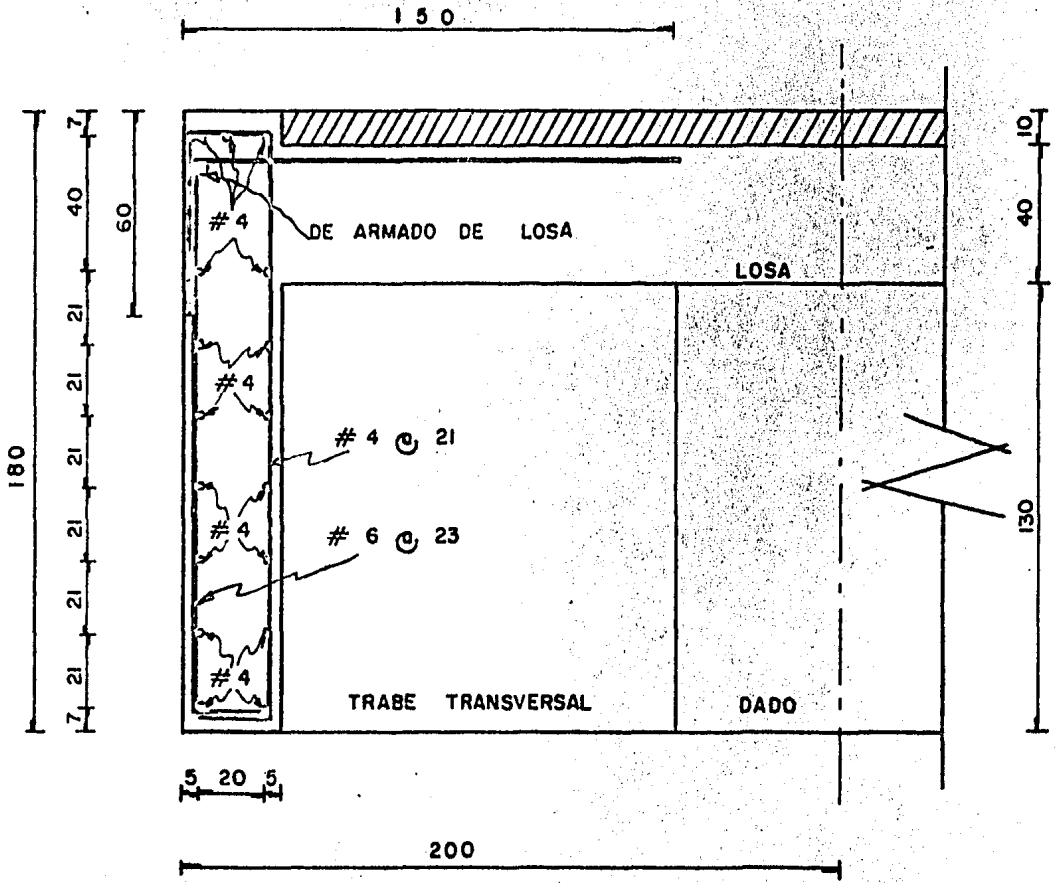
con varillas del # 6 ($a_s = 2.85 \text{ cm}^2$) $S = 22.27 \text{ cm}^2$

Se emplearán varillas del # 6 a cada 23 cm.

Se adicionará refuerzo por contracción y temperatura en ambas direcciones y caras ;

$$A_s = 0.002 \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

empleando varillas del # 4 $S = 21 \text{ cm}$.



PANTALLA DE ATRAQUE

DADOS

Se emplean para conectar la superestructura con la subestructura. A fin de tomar en cuenta el posible desvío de los pilotes y para una distribución de cargas uniforme, se adiciona un dado en la unión del pilote con la superestructura.

En los nodos donde se encuentren bancos de dos pilotes se emplearán dados de las siguientes dimensiones,

- planta : 200 x 100 cm
- altura : al nivel de trabes (130 cm)

y en los nodos donde se conectan pilotes individuales, se emplearán los siguientes,

- planta : 100 x 100 cm
- altura : al nivel de trabes (130 cm)

Se les colocará refuerzo mínimo por contracción y temperatura.

Dado de 100 x 100 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$$

se emplearán 12 varillas del # 5.

Dado de 200 x 100 cm

$$A_s = 0.002 \times 200 \times 100 = 40 \text{ cm}^2$$

se emplearán 20 varillas del # 5.

Para confinar las varillas se emplean estribos de 2 ramas del # 4 a 15 cm de separación.

SUBESTRUCTURA

En el análisis de alternativas se determinó que el tipo de subestructura a emplear sería el de pilotes incastados, trabajando por punta y por fricción.

El estudio de mecánica de suelos debe determinar las características del terreno de cimentación de la estructura. Se supone que en el terreno donde se incarán los pilotes y a la elevación - 10.000 metros, referida al nivel de bajamar media inferior, existe una arena compacta con un ángulo de fricción interna $\phi = 40^\circ$ y un peso volumétrico aproximado de 2.5 ton/m^3 .

De acuerdo con las teorías de mecánica de suelos, la capacidad de carga de pilotes esta dada por:

$$Q_t = Q_p + Q_f - W_p$$

donde

Q_t = Capacidad de carga total del pilote

Q_p = Capacidad de carga por punta

Q_f = Capacidad de carga por fricción

W_p = Peso propio del pilote

Para pilotes en suelos granulares según la teoría de Meyerhof,

$$Q_p = \gamma D_f N_q A_p$$

donde

γ = Peso volumétrico del suelo en ton/m^3

D_f = Profundidad de desplante o de incado en m

N_q = Factor de capacidad de carga del terreno (esta en función del ángulo de fricción interna del terreno)

A_p = Area transversal del pilote en m^2

$$Q_f = \frac{1}{2} \gamma D_f K_s \tan \phi A_l$$

donde

K_s = Coeficiente de empuje lateral de tierras

ϕ = Angulo de fricción interna entre pilote y suelo

A_l = Area lateral del pilote

Para estimar el peso del pilote, supondremos que este tendrá una longitud promedio de 25 m.

$$W_p = V_1 \gamma_c + V_2 (\gamma_c - \gamma_w)$$

donde

V_1 = Volumen del pilote fuera del agua

V_2 = Volumen del pilote dentro del agua

$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$ = Peso volumétrico del concreto

$\gamma_w = 1.0 \text{ ton/m}^3$ = Peso volumétrico del agua (para el agua salada es realmente un poco mayor)

sustituyendo valores,

$$W_p = (0.5)^2 2.2 \times 2.4 + (0.5)^2 (22.8)(2.4 - 1.0)$$

$$W_p = 9.3 \text{ ton}$$

para

$$\phi = 40^\circ \quad \gamma_s = 2.5 \text{ ton/m}^3 \quad \gamma'_s = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

y suponiendo que el pilote penetra 6 m en el estrato resistente, el cual comienza en la cota - 10.000 m con respecto al nivel de bajamar media inferior, obtendremos de gráficas lo siguiente;

$$N_q = 145$$

Según Meyerhof, para arenas muy compactas se tiene que,

$$K_s \tan \phi \doteq 1$$

por lo tanto,

$$C_p = 1.5 D 145 (0.5)^2 = 54.375 D$$

$$C_f = \frac{1}{2} 1.5 D 1 \times 4 \times 0.5 D = 1.5 D^2$$

de donde

$$Q_t = 54.375 D + 1.5 D^2 - 9.3$$

En cimentaciones se recomienda emplear un factor de seguridad mayor a 2. Empleando un factor de seguridad igual a 3, tendremos:

$$Q_t = 0.5 D^2 + 18.12 D - 3.1$$

La profundidad de incado para cada pilote se obtendrá resolviendo la ecuación cuadrática

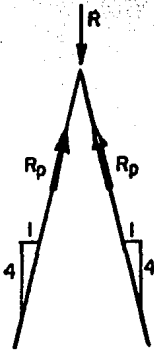
$$0.5 D^2 + 18.12 D - (R + 3.1) = 0$$

ó sea :

$$D = \frac{-18.12 \pm \sqrt{(18.12)^2 + 4 \times 0.5 (R + 3.1)}}{2 \times 0.5}$$

La expresión anterior será válida para pilotes verticales.

Para soportar las fuerzas horizontales se colocan pilotes inclinados en bancos de 2. Su pendiente de inclinación será 1 a 4, por lo tanto, la fuerza de compresión en cada pilote es:



$$R_p = \frac{R}{2} \frac{\sqrt{17}}{4} = \frac{\sqrt{17}}{8} R$$

de donde, la profundidad de incado para pilotes inclinados bajo carga vertical estará dada por :

$$D = \frac{-18.12 + \sqrt{(18.12)^2 + 4 \times 0.5 \left(\frac{\sqrt{17}}{8} R + 3.1 \right)}}{2 \times 0.5}$$

Del análisis de carga viva se determinó que la reacción máxima en un nodo, se origina cuando la zapata A de la grúa se apolla directamente sobre él y la grúa se encuentre a su máxima capacidad de operación.

Nodo	Peso Propio (ton)	Carga Viva (ton)	Reacción (ton)	D (m)	
				1 Pilote	2 Pilotes
1A,12A	39.60	174.29	213.89	9.49	5.31
1B,12B	29.06	174.29	203.35	9.11	5.07
1C,12C	34.48	174.29	208.77	9.30	5.19
1D,12D	34.31	174.29	208.60	9.30	5.19
1E,12E	29.58	174.29	203.87	9.12	5.09
1F,12F	39.18	174.29	213.47	9.47	5.30

Nodo	Peso Propio (ton)	Carga Viva (ton)	Reacción (ton)	D (m)	
				1 Pilote	2 Pilotes
2A,11A	45.75	174.29	220.04	9.71	5.44
2B,11B	35.87	174.29	210.16	9.35	5.22
2C,11C	41.29	174.29	215.58	9.55	5.34
2D,11D	41.12	174.29	215.41	9.55	5.34
2E,11E	36.39	174.29	210.68	9.37	5.24
2F,11F	45.33	174.29	219.62	9.70	5.43
3A a 10A	43.07	174.29	217.36	9.62	5.38
3B a 10B	32.90	174.29	207.19	9.25	5.16
3C a 10C	38.32	174.29	212.61	9.44	5.28
3D a 10D	38.15	174.29	212.44	9.44	5.27
3E a 10E	33.42	174.29	207.71	9.27	5.17
3F a 10F	42.65	174.29	216.94	9.60	5.37

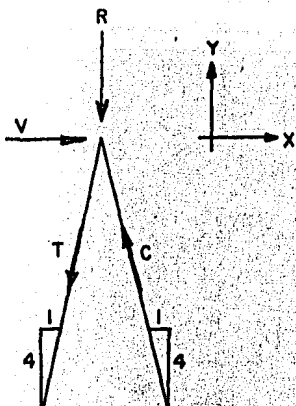
Diseño por sismo

Se emplean los cortantes para cada marco obtenidos en el análisis sísmico. Estas fuerzas cortantes se distribuyen entre los bancos de pilotes inclinados que tiene cada marco y que actuen en la dirección paralela a la fuerza cortante.

Para los bancos de pilotes inclinados se tiene:

$$\sum F_x = 0 = V - \frac{T}{\sqrt{17}} - \frac{C}{\sqrt{17}} \quad \dots (a)$$

$$\sum F_y = 0 = R + T \frac{4}{\sqrt{17}} - C \frac{4}{\sqrt{17}} \quad \dots (b)$$



de la ecuación (b),

$$C = \frac{R \sqrt{17}}{4} + T \quad \dots\dots (c)$$

sustituyendo (c) en (a),

$$V - \frac{T}{\sqrt{17}} - \frac{R}{4} - \frac{T}{\sqrt{17}} = 0$$

de donde,

$$T = \frac{4 \cdot V - R}{8} \sqrt{17} \quad \dots\dots (d)$$

Para pilotes en compresión se había obtenido:

$$Q_t = Q_p + Q_f - W_p = 1.5 D^2 + 54.375 D - 9.3$$

Para cargas dinámicas de corta duración, el factor de seguridad puede reducirse en un 33 %, por lo que en vez de emplear un factor de seguridad de 3, emplearemos uno igual a $\frac{3}{1.33} = 2.256$, de donde:

$$Q_t = 0.665 D^2 + 24.106 D - 4.123$$

por lo tanto, la profundidad de incado para pilotes sujetos a compresión estará dada por la siguiente expresión:

$$D_c = \frac{-24.106 + \sqrt{(24.106)^2 + 4 \times 0.665 \times (4.123 + C)}}{2 \times 0.665}$$

Para pilotes sujetos a tensión se tiene,

$$Q_{t_t} = Q_f - W_p = 1.5 D^2 - 9.3$$

empleando un factor de seguridad

$$F.S. = \frac{3}{1.33} = 2.256$$

$$Q_t = 0.665 D^2 - 4.123$$

de donde la profundidad de incado para pilotes sujetos a tensión, estará dada por la expresión,

$$D_t = \sqrt{\frac{T + 4.123}{0.665}}$$

En el diseño por sismo se debe incluir el peso propio más el 50 % de la carga viva uniformemente repartida.

Nodo	Peso Propio (ton)	Carga Viva (ton)	PP + 0.5 CV (ton)	Fza Horizontal (ton)
1B	29.06	63.33	60.73	52.24
1E	29.58	63.33	61.25	52.24
2A	45.75	70.13	80.82	44.57
2B	35.87	72.25	72.00	49.54
2C	41.29	72.25	77.42	38.82
2D	41.12	72.25	77.25	39.38
2E	36.29	72.25	72.42	49.54
2F	45.33	65.88	78.27	47.41
3B	32.09	72.25	68.22	46.84
3E	33.42	72.25	69.55	46.84
4A	43.02	70.13	78.14	44.57
4B	32.09	72.25	68.22	44.13
4C	38.32	72.25	74.45	38.82

Nodo	Peso Propio (ton)	Carga Viva (ton)	PP + 0.5 CV (ton)	Fza Horizontal (ton)
4D	38.15	72.25	74.28	39.38
4E	33.42	72.25	69.55	44.13
4F	42.65	65.88	75.59	47.41
5B	32.09	72.25	68.22	41.43
5E	42.65	65.88	75.59	47.41
6A	43.02	70.31	78.14	44.57
6B	32.09	72.25	68.22	38.73
6C	38.32	72.25	74.45	38.82
6D	38.15	72.25	74.28	39.38
6E	33.42	72.25	69.55	38.73
6F	42.65	65.88	75.59	47.41
7A	43.02	70.13	78.14	44.57
7B	32.09	72.25	68.22	38.41
7C	38.32	72.25	74.45	38.82
7D	38.15	72.25	74.28	39.38
7E	33.42	72.25	69.55	38.41
7F	42.65	65.88	75.59	47.41
8B	32.09	72.25	68.22	40.48
8E	33.42	72.25	69.55	40.48
9A	43.02	70.13	78.14	44.57
9B	32.09	72.25	68.22	42.54
9C	38.32	72.25	74.45	38.82

Nodo	Peso Propio (ton)	Carga Viva (ton)	PP + 0.5 CV (ton)	Fza Horizontal (ton)
9D	38.15	72.25	74.28	39.38
9E	33.42	72.25	69.55	42.54
9F	42.65	65.88	75.59	47.41
10B	32.09	72.25	68.22	44.61
10E	33.42	72.25	69.55	44.61
11A	45.75	70.13	80.82	44.57
11B	35.37	72.25	72.00	46.68
11C	41.29	72.25	77.42	38.82
11D	41.12	72.25	77.25	39.38
11E	36.29	72.25	72.42	46.68
11F	45.33	65.88	78.27	47.41
12B	29.06	63.33	60.73	48.70
12E	29.58	63.33	61.25	48.70

En las ecuaciones (c) y (d), que se transcriben a continuación,

$$C = \frac{R \sqrt{17}}{4} + T \quad \dots (c)$$

$$T = \frac{4V - R}{8} \sqrt{17} \quad \dots (d)$$

se tiene que: R = Peso propio + 50 % carga viva uniformemente repartida
 V = Fuerza horizontal debida a sismo

A continuación se calculan las profundidades de incado de los bancos de pilotes inclinados, empleando las ecuaciones (c) y (d), y las que se habían determinado para la profundidad de incado de acuerdo a la sollicitación del pilote (tensión o compresión), estas últimas se transcriben a continuación:

$$D_c = \frac{-24.106 + \sqrt{(24.106)^2 + 4 \times 0.665 (4.123 + C)}}{2 \times 0.665}$$

$$D_t = \sqrt{\frac{T + 4.123}{0.665}}$$

Nodo	FUERZA EN EL PILOTE		D _t (m)	D _c (m)	D _{real} (m)
	Tensión (ton)	Compresión (ton)			
1B	76.40	139.00	9.09	5.19	9.10
1E	76.13	139.26	9.07	5.20	9.10
2A	50.23	133.54	7.51	5.02	7.60
2B	65.02	139.24	8.44	5.20	8.50
2C	40.13	119.93	6.81	4.57	6.90
2D	41.37	121.00	6.90	4.61	6.90
2E	64.80	139.45	8.43	5.21	8.50
2F	57.40	138.08	7.97	5.16	8.00
3B	61.40	131.72	8.22	4.96	8.30
3E	60.72	132.41	8.18	4.98	8.30

Nodo	FUERZA EN EL PILOTE		D_t (m)	D_c (m)	D_{real} (m)
	Tensión (ton)	Compresión (ton)			
4A	51.61	132.16	7.60	4.97	7.60
4B	55.82	126.14	7.88	4.77	7.90
4C	41.66	118.40	6.92	4.52	7.00
4D	42.90	119.47	7.01	4.55	7.00
4E	55.13	126.82	7.83	4.80	7.90
4F	58.78	136.70	8.06	5.12	8.10
5B	50.25	120.57	7.51	4.59	7.60
5E	49.56	121.26	7.47	4.61	7.60
6A	51.61	132.16	7.60	4.97	7.60
6B	44.68	115.00	7.13	4.41	7.20
6C	41.66	118.40	6.92	4.52	7.00
6D	42.90	119.47	7.01	4.55	7.00
6E	44.00	115.69	7.09	4.43	7.10
6F	58.78	136.70	8.06	5.12	8.10
7A	51.61	132.16	7.60	4.97	7.60
7B	44.02	114.34	7.09	4.38	7.10
7C	41.66	118.40	6.92	4.52	7.00
7D	42.90	119.47	7.01	4.55	7.00
7E	43.34	115.03	7.04	4.41	7.10
7F	58.78	136.70	8.06	5.12	8.10

Nodo	FUERZA EN EL PILOTE		D _t (m)	D _c (m)	D _{real} (m)
	Tensión (ton)	Compresión (ton)			
8B	48.29	118.61	7.38	4.53	7.40
8E	47.61	119.30	7.34	4.55	7.40
9A	51.61	132.16	7.60	4.97	7.60
9B	52.54	122.86	7.66	4.67	7.70
9C	41.66	118.40	6.92	4.52	7.00
9D	42.90	119.47	7.01	4.55	7.00
9E	51.85	123.54	7.62	4.69	7.70
9F	58.78	136.70	8.06	5.12	8.10
10B	56.81	127.13	7.94	4.81	8.00
10E	56.12	127.81	7.89	4.83	8.00
11A	50.23	133.54	7.51	5.02	7.60
11B	59.13	133.34	8.08	5.01	8.10
11C	40.13	119.93	6.81	4.57	7.00
11D	41.37	121.00	6.90	4.61	7.00
11E	58.91	133.56	8.07	5.02	8.10
11F	57.40	138.08	7.97	5.16	8.00
12B	69.10	131.70	8.68	4.96	8.70
12E	68.83	131.97	8.66	4.97	8.70

VI.- CONCLUSIONES

El presente trabajo ha planteado los diversos aspectos que conforman el conjunto de consideraciones generales del diseño de estructuras para muelles. En él hemos podido apreciar cuales son los principales factores que influyen en el diseño, desde la elección del tipo de estructuración, hasta el comportamiento y dimensionamiento de la estructura.

Se puede decir, que los aspectos más relevantes a considerar en el momento de emprender el desarrollo del diseño de un muelle son los siguientes.

1.- Geometría general de la estructura.- Comprende básicamente las dimensiones y características generales que debe tener el muelle para satisfacer las necesidades para las cuales ha sido elaborado el proyecto.

2.- Solicitaciones generales preponderantes a las cuales se verá sometida la zona de ubicación del muelle.- Este punto se refiere a las acciones en general que afectarán a las zonas aledañas al muelle, así como a él mismo. Comprende datos como: sobrecarga del terreno en las áreas anexas a la estructura, velocidad regional de viento, zona sísmica, tipo de embarcación que atracará, características generales de las cargas sobre el muelle, etc.

3.- Elección del sistema de contención de rellenos.- Este factor resulta de suma importancia para muelles del tipo marginal, en los cuales la elección del mismo es parte medular del costo total del proyecto. Aquí se plantearon diversas alternativas a fin de mostrar que factores son los más relevantes en su elección.

4.- La elección del tipo de subestructura (cimentación) y superestructura.- En igual forma que para cualquier tipo de estructura que se diseñe, se deben plantear primeramente diversas alternativas y hacer una evaluación preliminar de costos y comportamiento estructural de cada una de ellas, para poder elegir la más económica y estructuralmente adecuada a las necesidades planteadas.

5.- Solicitaciones actuando sobre la estructura.- Se pueden clasificar básicamente en dos tipos.

A.- Cargas verticales.- Normalmente son función del destino final para el cual es construida la estructura. Se dividen a su vez en dos grandes grupos:

A.1.- Carga muerta.- Esta carga actúa siempre y comprende el peso propio de todos los elementos estructurales que forman el muelle (losa de piso, trabes, dados, pantalla de atraque, etc.) y aquellos elementos que, sin tener características estructurales, siempre van a estar presentes en la estructura (como por ejemplo la superficie de rodamiento o desgaste del muelle).

A.2.- Carga viva.- Existen diversos tipos de carga viva que se deben considerar, pero entre ellos destacan la carga viva uniformemente repartida y la carga viva rodante (grúa, ferrocarril, camión, etc.).

Generalmente la magnitud de las cargas verticales puede ser prevista con anterioridad y se debe procurar conocer sus valores lo más exacto posible, a fin de hacer un mejor análisis de ellas.

B.- Cargas horizontales.- Este tipo de cargas son generalmente de origen accidental y su estudio es bastante complicado debido al gran número de incertidumbres que existen en cuanto a su magnitud y evaluación. Sin embargo existen actualmente manuales y reglamentos que dan la pauta a seguir para realizar una evaluación adecuada del valor de las cargas que se pueden presentar. En el caso de muelles, las cargas laterales más importantes son las debidas a sismo, atraque, viento y empuje de tierras.

6.- Elección de los tipos de análisis, que se pueden emplear en el estudio de los efectos ocasionados por los diversos sistemas de carga aplicados a la estructura.- Es importante saber que un mismo elemento puede ser analizado por diversos métodos. Así, por ejemplo, en el análisis de trabes transversales se empleó el método de Cross, pero podía haberse empleado el método de las rigideces ó cualquier otro. En el análisis sísmico se empleó el método estático, pero pudo haberse desarrollado un análisis modal.

En la práctica deberá emplearse el tipo de análisis más adecuado de acuerdo a las cargas que se consideren; así, para cargas gravitacionales, se recomienda el método de las rigideces; para cargas sísmicas se recomienda un análisis de tipo modal, que es más complicado que un análisis estático, pero se obtienen resultados mucho más precisos y confiables.

Es de suma importancia señalar que no existen reglamentos, especificaciones o recomendaciones que contemplen especialmente el problema de diseño de muelles, sobre todo en lo referente a solicitudes y sus combinaciones. Los diversos reglamentos existentes no comprenden en forma específica este tipo de estructuras. En ellos existen diferencias importantes en lo referente a la estimación de los factores de carga (que dan lugar a la obtención de la carga de diseño de la estructura) y en los factores de reducción de resistencia (que nos llevan a la obtención de los valores de resistencia última de la estructura). Así, podríamos mencionar los siguientes reglamentos y normas.

Las normas AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials, Standart Specifications for Highway Bridges), que son empleadas en el análisis y diseño de puentes, nos dicen que la carga de diseño esta dada por la siguiente expresión:

$$CD = 1.3 \left(CM + \frac{5}{3} (CV + I) \right)$$

donde:

CD = Carga de diseño

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

I = Impacto

En tanto que las normas AREA (Specifications for Steel Railway Bridges), que se emplean en el análisis y diseño de estructuras en las cuales aparecen efectos producidos por ferrocarriles, estipulan que:

$$CD = 1.3 (CM + 2.5 (CV + I))$$

El reglamento ACI-318-77, que básicamente es un reglamento que fué elaborado para estructuras del tipo de edificios, plantea que:

$$CD = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Por último, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RDF-76, al igual que el anterior, es un reglamento para edificios, y da valores de la carga de diseño de :

$$CD = 1.4 (CM + CV)$$

En conclusión, se recomienda que para un muelle se empleen las normas AASHTO, en lo referente al análisis de cargas, por la mayor similitud del muelle con un puente que con un edificio. Así mismo, para análisis sísmico se recomienda emplear el Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad.

Como conclusión final podemos decir que el análisis y dimensionamiento de un muelle es una empresa de gran embergadura, y es por ello que debemos poner gran cuidado y atención en todas las consideraciones que hagamos en su estudio.

REFERENCIAS

- 1.- Reinforced Concrete Designer's Handbook. Ch. E. Reynolds and J.C. Steedman. A Viewpoint Publication, sexta y octava edición.
- 2.- Mecánica de Suelos. Tomo I y II. Juárez Badillo y Rico Rodriguez. Editorial Limusa 1976.
- 3.- Mecánica de Suelos. T. William Lambe y Robert V. Whitman. Editorial Limusa 1976.
- 4.- Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones Eléctricas, CFE. Centro Editorial CFE.
- 5.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-77) y Comentarios. Comité 318 del Instituto Americano de la Construcción. YMCYC 1979.
- 6.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. RDF-76. Instituto de Ingeniería. Diario Oficial 15 de diciembre de 1976.
- 7.- Estructuras de Concreto Reforzado. R. Mark y T. PAULAY. Editorial Limusa 1976.
- 8.- Ayudas para Diseño de Estructuras. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- 9.- Mecánica de Sólidos. Egor P. Popov. Editorial Limusa 1976.
- 10.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Oscar M. González - Francisco Robles - Juan Casillas G de L. - Roger Díaz de Cossio. Editorial Limusa 1975.
- 11.- Análisis y Diseño Estructural. Heberto Castillo Martínez. Representaciones y Servicios de Ingeniería 1973.