

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS DINAMICO Y DISEÑO ANTISISMICO
DE ESTRUCTURAS DE OBRAS PORTUARIAS**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ROSENDO PATIÑO PEREZ

LIMA ★ PERU ★ 1976

I N D I C E

Pág.

CAPITULO I.- INTRODUCCION

1.1	Generalidades -----	1-1
1.2	Objetivos y alcances -----	1-2

CAPITULO II.- PRESION DE TIERRAS

2.1	Conceptos básicos de presión lateral de tierras --	2-2
2.2	Presión lateral de tierras en suelos no cohesivos-	2-9
2.3	Presión lateral de tierras en suelos cohesivos ---	2-9
	1. Presión activa -----	2-9
	2. Presión pasiva -----	2-9
2.4	Presión residual del agua -----	2-10
2.5	Presión de tierras durante el sismo -----	2-11
	1. Esquema de los estudios teóricos -----	2-11
	2. Fórmula de expansión de Coulomb y Rankine ----	2-11
	3. Procedimientos comunes de cálculo de la pre sión lateral de tierras en el sismo -----	2-18
	4. Coeficiente sísmico aparente -----	2-18
	5. Fórmula de Mononobe-Okabe para el cálculo de - presión de tierras en el sismo -----	2-19

2.6	Capacidad portante del suelo -----	2-26
2.7	Análisis de la Estabilidad de Cimentaciones de Muelles -----	2-26
1.	Momento Restaurador -----	2-27
2.	Momento debido al peso propio del Muelle ----	2-29
3	Solución General -----	2-33
2.8	Capacidad Portante Última de Cimientos -----	2-34
1.	Método de Diseño de Odenstad -----	2-41
2.9	Presión Hidrodinámica -----	2-47

CAPITULO III.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUELLES

3.1	Muros de Muelles Tipo Gravedad -----	3-1
1.	Descripción -----	3-1
2.	Comportamiento dinámico -----	3-4
	Pruebas de Vibración	
a.	Distribución transversal de la aceleración	3-8
b.	Distribución axial de la aceleración ----	3-8
c.	Distribución vertical de la aceleración	3-9
3.2	Grupo de Pilotes Verticales e Inclínados -----	3-16
3.3	Muelle conformado a base de grupos de pilotes ver ticales e inclinados -----	3-16

3.4	Muelles en solamente pilotes verticales -----	3-16
3.5	Muelle con pilotes inclinados y verticales (Grupo simétrico) -----	3-21
1.	Muelle sujeto a fuerza vertical V -----	3-22
2.	Muelle sujeto a fuerza horizontal H -----	3-23
3.	Acción del Momento M -----	3-24
4.	Comportamiento de pilotes de acero sujetos a cargas dinámicas horizontales -----	3-25
3.6	Pilotes Tipo Caballete -----	3-26
1.	Vibración libre -----	3-27
2.	Pruebas mediante el vibrador -----	3-27
3.	Pruebas de explosión -----	3-27
4.	Medida de la vibración en los pilotes causados por sismos reales -----	3-28
5	Pilotes tipo caballete de concreto armado ---	3-29
3.7	Muelles con muros tipo celdas (Celulares) -----	3-30
1.	Comportamiento dinámico -----	3-33
3,8	Entablonados de Contención con Tirantes y Tablestacados -----	3-35
1.	Presión de tierras en una tablestaca -----	3-37
2.	Presión residual del agua -----	3-40

3.	Presión de tierras en el sismo -----	3-40
4.	Profundidad de hincado -----	3-41
5	Rigidez al volteo de las tablestacas -----	3-41
6.	Anclajes -----	3-42
7.	Efectos del sismo -----	3-42
	a. Presión pasiva de tierras en el sismo ----	3-42
	b. Momento de Volteo -----	3-43
	c. Anclaje -----	3-43
3.2	Conclusiones -----	3-44
CAPITULO IV.- ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE OBRAS PORTUARIAS (MUELLES).		
4.1	Muelles con muros tipo gravedad -----	4-1
	1. Análisis -----	4-1
	2. Presión lateral de tierras durante el sismo -	4-3
	3. Presión dinámica del agua en el sismo -----	4-6
	4. Presión del agua residual -----	4-6
	5. Deslizamiento del muro a través de su base --	4-7
	6. Capacidad portante en la base -----	4-8
	7. Análisis de la estabilidad de la pendiente in cluyendo la parte posterior del talúd y la ci mentación -----	4-13
4.2	Diseño de un muro de contención de muelle tipo -- gravedad -----	4-16

4.3	Muelle con grupo de pilotes verticales e inclinados -----	4-24
4.4	Muelle con pilotes verticales -----	4-25
4.5	Pilotes inclinados y verticales (Grupo simétrico)	4-27
	1. Muelle sujeto a fuerza vertical V -----	4-27
	2. Muelle sujeto a fuerza horizontal H -----	4-31
	3. Fuerza axial en los pilotes debido a la acción del momento de volteo M -----	4-34
4.6	Muelles con grupo de pilotes asimétricos -----	4-37
	1. Muelle con pilotes asimétricos sujetos a fuerzas verticales -----	4-38
4.7	Fuerzas en los pilotes por aproximaciones sucesivas -----	4-40
	1. Muelle de pilotes asimétricos sujeto a fuerzas horizontales -----	4-42
	2. Análisis más precisos -----	4-43
4.8	Diseño -----	4-45
	1. Pilotes verticales simétricos -----	4-46
	2. Grupo simétrico de pilotes -----	4-47
	3. Grupo simétrico de pilotes con igual inclinación -----	4-50

4.	Grupo simétrico de 6 pilotes -----	4-52
5.	Grupo asimétrico de pilotes -----	4-54
6.	Grupo simétrico de pilotes (Método de los Tra bajos Virtuales) -----	4-61
7.	Grupo asimétrico de pilotes (Método de los Trabajos Virtuales) -----	4-64
4.9	Pilotes Tipo Caballete -----	4-68
1.	Análisis -----	4-68
2.	Diseño -----	4-72
4.10	Muelle Tipo Celdas (Celular) -----	4-74
1.	Análisis -----	4-74
2.	Diseño -----	4-79
4.11	Entablobado de Contención con Tirantes y Tables - tacado -----	4-89
4.12	Análisis -----	4-89
1.	Reglamento Danés -----	4-90
2.	Método del Apoyo Libre -----	4-92
3.	Teoría de Rowe -----	4-94
4.	Muro con cimentación en arena -----	4-95
5.	Cimentación en arcilla -----	4-100
6.	Módulo de dureza del suelo y coeficientes de la reacción de la cimentación -----	4-101

7.	Altura crítica del muro de cimentación en ar-	
	cilla -----	4-101
4.13	Diseño -----	4-102

CAPITULO V.- DAÑOS SISMICOS EN ESTRUCTURAS PORTUARIAS
(MUELLES).

5.1	Condiciones del suelo en la cimentación del mue-	
	lle -----	5-1
5.2	Muros Tipo Gravedad -----	5-3
5.3	Entablonado y Tablestacado -----	5-6
5.4	Muros Tipo Celdas -----	5-7
5.5	Pilotes de acero tipo caballete -----	5-8
5.6	Estabilidad de las pendientes -----	5-9

CAPITULO VI.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1	Resumen -----	6-1
6.2	Conclusiones -----	6-3
1.	Presión lateral de tierras en el sismo -----	6-3
2.	Comportamiento Estructural de Muelles -----	6-5
3.	Análisis y Diseño Sísmico de Muelles -----	6-10
4.	Daños Sísmicos en Muelles -----	6-11

C A P I T U L O , I

INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES

El Perú, región situada dentro de la zona sísmica Circum-Pacífico; la cual constituye la zona de mayor frecuencia sísmica en el mundo, se halla sometida a frecuentes sismos destructivos, que en el pasado han causado muchas pérdidas humanas y materiales, haciendo por tanto de imperiosa necesidad el lograr un mayor conocimiento sobre el comportamiento dinámico de las estructuras.

Si se piensa que las características geológicas de una región no sufren cambios importantes en un período relativamente corto de unos pocos siglos, es lógico suponer que el suelo peruano en el futuro tendrá una sísmicidad similar a la del pasado.

Considerando lo expuesto, y teniendo en cuenta que debemos de proteger adecuadamente las instalaciones de la nascente Industria Nacional es que a continuación se presenta un estudio

detallado de estructuras portuarias, en lo que a muelles se refiere, tratando en cada caso de tipo de muelle su correspondiente análisis dinámico y diseño antisísmico.

En la preparación de este trabajo se han tomado en cuenta investigaciones hechas en países con más recursos humanos y económicos dedicados al problema sísmico.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES

Entre las estructuras portuarias, es de particular interés todo lo relacionado con el comportamiento estructural durante el sismo de los muelles, llámense cubiertas o plataformas, paredes de los muros, pilares compuestos de caissons o pilotes ya sean estos de acero o de concreto.

Sería por demás inútil decir que sería deseable no trabajar en el diseño antisísmico de un muelle basándonos en el comportamiento dinámico durante el sismo. Todo esto porque desgraciadamente, carecemos de conocimientos de dicho comportamiento.

Es por esto que es común en la práctica del diseño antisísmico de estructuras civiles el reemplazar en su totalidad el efecto de un sismo por una fuerza estática, la cual es obtenida multiplicando el coeficiente sísmico a la masa en cuestión. Este método del diseño antisísmico el cual es llamado "Método del coeficiente sísmico" se adopta para los procedimientos comunes

de diseño de estructuras portuarias.

Por consiguiente es objetivo de la presente Tesis, el de determinar el coeficiente sísmico para el diseño de muelles, selección del tipo de estructura, y los factores de seguridad para el diseño antisísmico.

Por tal razón el propósito del diseño de muelles es analizar los factores que afectan a la estabilidad de los tipos de muros de muelles durante el sismo como son las fuerzas de sismo, la presión lateral de tierras, la presión dinámica del agua, la resistencia del terreno, la estabilidad de las pendientes, esto es de los taludes de los muros y la resistencia de los pilares.

Asimismo trataré sobre el comportamiento estructural de cada tipo de muelle esto es sus características de vibración. Se hará un análisis siguiendo los procedimientos comunes para el diseño antisísmico de los tipos de muelles como son los muelles con muros de contención tipo gravedad, entablados de contención, tirantes y tablestacado; los muelles con grupo de pilotes verticales e inclinados y los muelles tipo celdas o celulares.

A continuación trataré acerca de los daños en los muelles producido por los sismos; para finalmente rubricar el contenido de la Tesis con el resumen de lo tratado y las conclusiones a que se llegarán.

C A P Í T U L O I I

PRESION LATERAL DE TIERRAS DURANTE EL SISMO

El estudio de la presión de tierras es muy extenso y depende de muchos factores. A continuación, sin embargo, procuraremos confinar los problemas de la presión lateral de tierras actuando sobre las paredes tal como en los muelles y muros de contención.

En el diseño de estructuras portuarias, la estimación de las presiones de tierras es uno de los factores que gobiernan el diseño.

En el caso de las paredes de los muelles, por ejemplo, la diferencia de alturas de 10 MTS. entre el fondo del mar y la coronación de la pared del muelle es a menudo usual. Para el caso de estimar la presión de tierras, en otras palabras, el soportar esa gran altura, es el factor decisivo en la totalidad del diseño.

Como es de esperar el empleo cada vez de barcos de mayor calado hace que aumente la profundidad de los muelles. Razón

por la cual es urgente el establecer el método razonable de estimar la presión lateral de tierras.

La presión de tierras cambia por la acción del sismo. Puesto que muchos esfuerzos pueden tomarse en cuenta para el estudio de la presión de tierras en un sismo, diremos que la presión dinámica del agua se tomará en consideración para el caso de estructuras portuarias. Luego, el problema de como estimar la presión lateral de tierras y la presión dinámica del agua en un sismo hace imprescindible el tratarlo.

2.1. Conceptos básicos de la presión lateral de tierras

Primeramente trataremos el asunto sin considerar los efectos del sismo, todo esto a fin de establecer la relación entre la presión de tierras estática y la presión de tierras dinámica, esto es durante el sismo.

Comenzaremos entonces haciendo un repaso de la presión lateral de tierras en el estado estático. Consideremos para ello como condición el esfuerzo en un punto arbitrario del terreno. Si la superficie se asume como horizontal, las direcciones de los 2 esfuerzos principales del punto son normal y paralelo al plano horizontal a-a como se muestra en la FIG. 1

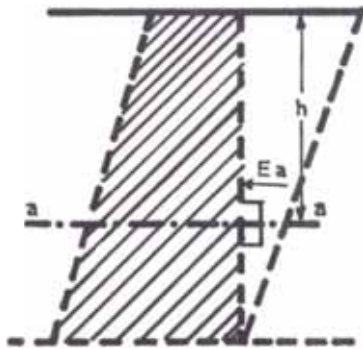


FIG. 1

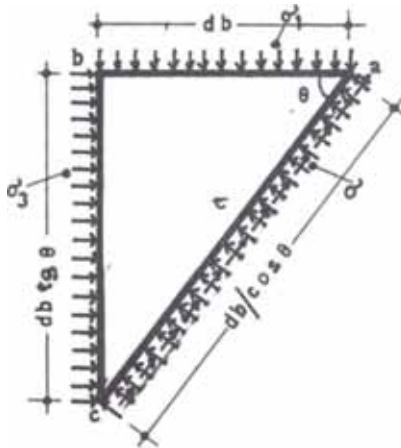


FIG. 2

La FIG. 2 muestra los esfuerzos en la superficie del elemento. Los esfuerzos normal (σ) y tangencial (τ) en el plano inclinado un ángulo θ respecto a la horizontal están dados por las siguientes expresiones:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (1)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (2)$$

en el cual σ_1 , σ_3 son los esfuerzos principales.

La resistencia al corte de los suelos está esencialmente expresada por la ley de fricción de Coulomb. Si el esfuerzo cortante excede un cierto valor crítico, bajo un esfuerzo normal dado, el suelo deslizará. El valor crítico del esfuerzo cortante está expresado por la fórmula de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

Reemplazando las ecs. (1) y (2) en (3), tenemos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{c + \sigma_3 \operatorname{tg} \varnothing}{\operatorname{sen} \theta \cos \theta - \cos^2 \theta \operatorname{tg} \varnothing} \quad (4)$$

Refiriéndonos a la FIG. 1, el esfuerzo principal vertical σ_1 de la ec. (4) es igual a la presión de todo el peso de encima esto es σh . Y si asumimos una fricción menor, en la pared vertical como muestra la FIG. 1 el esfuerzo horizontal principal σ_3 es igual a la presión lateral de tierras actuando sobre el muro.

Diferenciando el denominador de la ec. (4) con respecto a θ e igualando a cero, tendremos:

$$\frac{d}{d\theta} (\operatorname{sen} \theta \cos \theta - \cos^2 \theta \operatorname{tg} \varnothing) = 0$$

$$\cotg 2\theta = -\operatorname{tg} \varnothing = \cotg (\varnothing \pm 90^\circ)$$

luego, el ángulo crítico θ_{cr} el cual da el máximo valor de σ_3 está dado por:

$$\theta_{cr} = \frac{\varnothing}{2} \pm 45^\circ \quad (5)$$

Sustituyendo la relación $\cotg 2\theta_{cr} = -\operatorname{tg} \varnothing$ en el denominador de la ec. (4), tendremos:

$$\begin{aligned} \operatorname{sen} \theta_{cr} \cos \theta_{cr} - \cos^2 \theta_{cr} \operatorname{tg} \varnothing &= \cos^2 \theta_{cr} (\operatorname{tg} \theta_{cr} + \cotg 2\theta_{cr}) \\ &= \frac{1}{2} \cos^2 \theta_{cr} (\operatorname{tg} \theta_{cr} + \cotg \theta_{cr}) \\ &= \frac{1}{2 \operatorname{tg} \theta_{cr}} \end{aligned} \quad (6)$$

Sustituyendo la ec. (6) en la (4) tendremos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2 \operatorname{tg} \theta_{cr} (c + \sigma_3 \operatorname{tg} \theta) = \sigma_3 (1 + 2 \operatorname{tg} \theta_{cr} \operatorname{tg} \theta) + 2c \operatorname{tg} \theta_{cr}$$

Puesto que $\operatorname{tg} \theta = \cotg 2 \theta_{cr} = (\operatorname{tg} \theta_{cr} - \cotg \theta_{cr})$

entonces la ecuación de arriba toma la siguiente forma :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \theta_{cr} + 2c \operatorname{tg} \theta_{cr}$$

Usualmente $\theta < 90^\circ$, el signo de la ec. (5) será (+) y θ_{cr} puede escribirse como:

$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\theta}{2}$$

Usando este valor tendremos entonces:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) \quad (7)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)} - \frac{2c}{\operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)}$$

. De la relación:

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) = \cotg \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

Tendremos entonces :

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad (8)$$

El valor de σ_3 , la presión lateral de tierras así obtenida, se llama presión lateral activa.

Por otro lado, en el caso de que $\theta_{cr} = \frac{\theta}{2} - 45^\circ$, se con

vierte en (-), puesto que $\varnothing < 90^\circ$. En este caso la dirección de la resistencia al corte es opuesta al caso normal. Esto implica que el suelo empuje oblicuamente y hacia arriba del muro. Este estado es el pasivo y la presión de tierras se llama presión pasiva.

En este estado, la presión lateral se obtiene como el valor mínimo de σ_3 por la constante γh . Puesto que el ángulo el cual da el valor mínimo del denominador del segundo miembro de la ec. (4) es $(\frac{\varnothing}{2} - 45^\circ)$, obtenemos la expresión para la presión lateral pasiva reemplazando $\theta_{cr} = \frac{\varnothing}{2} - 45^\circ$ en la ec. (4):

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varnothing}{2}) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varnothing}{2}) \quad (9)$$

Usualmente la presión de tierras, se expresa en términos del coeficiente de presión de tierras,

El coeficiente de presión lateral activa K_A , es:

$$K_A = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{P_a}{\gamma h} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varnothing}{2}) - \frac{2c}{\gamma h} \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varnothing}{2}) \quad (10)$$

El coeficiente de presión lateral pasiva K_p , es:

$$K_p = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{P_p}{\gamma h} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varnothing}{2}) + \frac{2c}{\gamma h} \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varnothing}{2}) \quad (11)$$

P_a y P_p son las intensidades de las presiones activa y pasiva respectivamente y se expresan usando el coeficiente de presión de tierras, así:

$$\begin{aligned} P_a &= K_A \gamma h \\ P_p &= K_p \gamma h \end{aligned} \quad (12)$$

Las presiones totales activa y pasiva, E_A y E_P se expresan como:

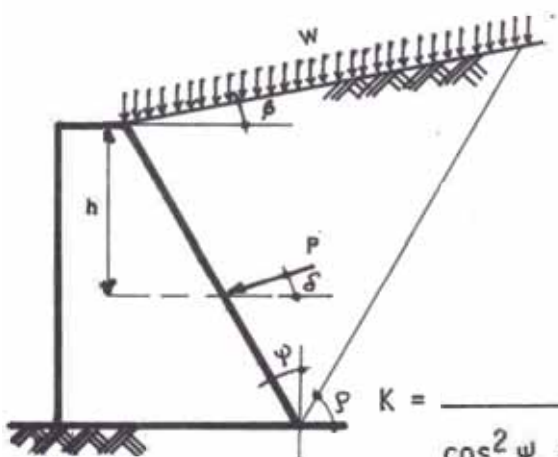
$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma h^2 \quad , \quad P_a = \frac{d}{dh} E_A \quad (13)$$

$$E_P = K_P \gamma h^2 \quad , \quad P_p = \frac{d}{dh} E_P \quad (14)$$

2.2. Presión lateral de tierras en suelos no cohesivos

Como veremos solo nos limitaremos a calcular la presión de tierras sin hacer intervenir para nada los efectos de sismo, el cual será tratado más adelante.

La presión lateral en suelos no cohesivos actuando sobre un muro puede verse en la siguiente figura y calcularse por medio de las siguientes expresiones:



$$P = \sum \gamma h + \frac{W \cos \varphi}{\cos (\varphi - \beta)} K \quad (15)$$

$$K = \frac{\cos^2 (\theta + \psi)}{\cos^2 \psi \cos (\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi \pm \beta)}{\cos (\delta + \psi) \cos (\psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cotg(\rho - \beta) = \pm \text{tg}(\theta \pm \delta \pm \psi \pm \beta) \pm \sec(\theta \pm \delta \pm \psi \mp \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\theta \pm \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\theta \mp \beta)}}$$

donde:

P = intensidad de la presión lateral de tierras ----- ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$)

N = intensidad de la carga uniforme sobre la superficie ----- ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$)

θ = ángulo de fricción interno ----- (grados)

$\theta = 30^\circ$ (caso general)

$\theta = 40^\circ$ (en estado óptimo)

γ = peso específico del suelo ----- ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$)

$\gamma = 1.8$ (para suelos por encima del nivel del agua)

$\gamma = 1.0$ (para suelos por debajo del nivel del agua).

h = profundidad de la superficie ----- (mts.)

k = coeficiente de presión lateral de tierras.

ψ = ángulo entre la superficie del muro y la vertical

β = ángulo entre la superficie del suelo y la horizontal

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro ----- (grados)

$$\pm 15^\circ < \delta < \pm 20^\circ$$

ρ = ángulo entre la superficie de falla y la horizontal - (grados)

En las expresiones mencionadas, los signos de arriba se usan para calcular la presión activa y los de abajo para la pre-

sión pasiva.

El significado de los signos en el caso de δ es que en el estado activo, en el caso de que δ sea (-) no ocurre generalmente más sí en el pasivo.

Sin embargo, en casos excepcionales, el valor δ toma signo contrario. Un ejemplo es el caso del estado activo en el cual el muro fue empujado hacia abajo debido a los cargas concentradas. Y también un ejemplo de este caso en el cual δ (+) en el estado pasivo es el caso de la presión de tierras pasiva del anclaje del muro. En este caso, también se inclina el muro respecto a la horizontal, luego la componente vertical de la tracción del nudo tira el anclaje hacia arriba.

2.3. Presión lateral de tierras en suelos cohesivos

(1) Presión activa

Para la presión de tierras se toma el mayor valor proveniente de las ecuaciones siguientes:

$$p = \sum \gamma h + w - 2c$$

$$p = \left[\sum \gamma h + w \right] K \quad \text{donde } K = 0.5$$

(2) Presión pasiva

Usaremos la expresión siguiente:

$$p = \sum \gamma h + w + 2c \quad \text{donde:}$$

p = presión lateral ----- (ton/m²)

w = carga distribuida en la superficie ----- (ton/m²)

c = cohesión del suelo ----- (ton/m²)

$c = 1/2$ (esfuerzo de compresión libre)

γ = peso específico del suelo ----- (ton/m³)

$\gamma = 1,7$ (para suelos por encima del nivel del agua)

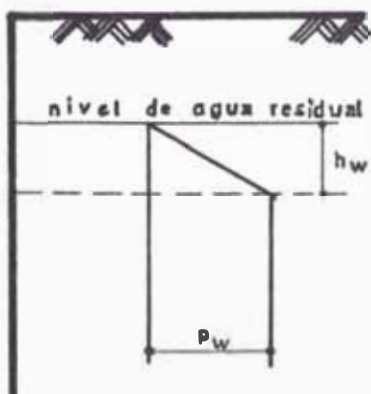
$\gamma = 0,7$ (para suelos por debajo del nivel del agua)

h = profundidad de la superficie ----- (mts.)

2.4. Presión residual del agua

Cuando existe diferencias de niveles de agua adelante y detrás de un muro como se ve en la figura, la presión residual de agua se tomará en cuenta para el diseño de los muelles.

La distribución de presiones es hidrostática entre el nivel del agua residual y el nivel de agua frente al muro.



La presión de agua residual uniforme P_w está dado por la sgte. expresión:

$$P_w = h_w \cdot \gamma_w$$

donde:

P_w = presión residual de agua (ton/m²)

h_w = diferencia de nivel de agua (m.)

γ_w = densidad del agua ----- (ton/m³)

$$\gamma_w = 1,0 \text{ ton/m}^3.$$

$1/3 \text{ mts.} < h_w < 2/3 \text{ mts.}$ (por causas de la marea).

2.5. Presión de tierras durante el sismo

A través de largos años muchos investigadores estudiaron la forma de calcular la presión de tierras durante el sismo.

1. Esquema de los estudios teóricos

El primer grupo de investigaciones es sumamente analítico o sea el teórico. Estos métodos a su vez se subdividen en los siguientes:

- (1) Fórmula de expansión de Coulomb y Rankine para el cálculo de la presión lateral en condiciones estáticas.
- (2) Aplicando las teorías de la elasticidad visco-elástica.

2. Fórmula de expansión de Coulomb y Rankine

R. Sano sugirió usar la fórmula de Coulomb o Rankine sustituyendo:

$$\emptyset = \text{tg}^{-1} \left[k_h / (1 - k_v) \right] \quad \text{por } \emptyset \quad \text{Aquí:}$$

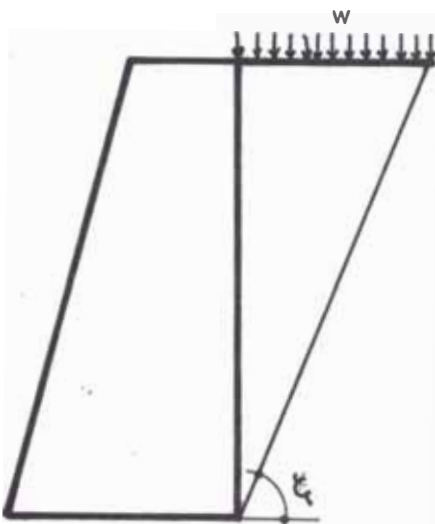
\emptyset : ángulo de reposo

k_h, k_v : componentes horizontal y vertical de la intensidad del sismo en razón a la aceleración de la gravedad.

Por lo tanto: $\emptyset = \text{tg}^{-1} \left[k_h / (1 - k_v) \right]$ expresa el ángulo de re-

poso del suelo durante el sismo.

S. Okabe, partió de la expresión de Coulomb para suelos cohesivos y friccionantes. Consideró que la fuerza de inercia debido al sismo como el producto del coeficiente sísmico a la masa total del suelo y sobrecarga. La fórmula propuesta por Okabe para el caso mostrado en la figura y para suelos no cohesivos es:



$$P_A = (\gamma_e h + W_e) \frac{\text{sen} (\theta + \xi - \phi) \cos \xi}{\text{sen} \xi \cos (\phi + \delta + \xi)}$$

$$\xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2} \text{tg}^{-1} \frac{BC + A \sqrt{B^2 - A^2 + C^2}}{B^2 - A^2}$$

$$A = \text{sen} (\delta + \theta)$$

$$B = -\text{sen}(\phi - \theta) \cos \delta - \text{sen}(\phi + \delta) \cos \theta$$

$$C = \text{sen}(\phi - \theta) \text{sen} \delta - \text{sen}(\phi + \delta) \text{sen} \theta$$

Para suelos cohesivos:

$$P_A = (\gamma_e h + W_e) \frac{\text{sen} (\xi + \theta)}{\text{sen} \xi} - \frac{2c}{\text{sen} 2\xi}$$

$$\xi = \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \text{tg}^{-1} \frac{A}{\sqrt{B^2 - A^2}}$$

$$A = \text{sen} \theta$$

$$B = \text{sen} \theta - \frac{2}{\frac{1}{2} \frac{(\gamma_e) h}{C} + \frac{W_e}{C}}$$

donde:

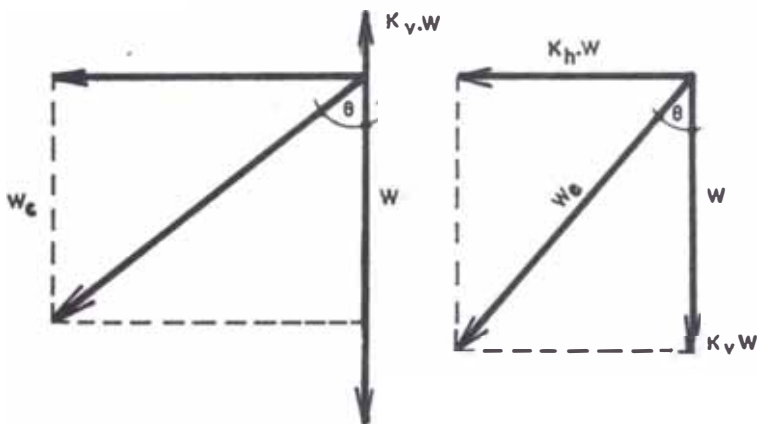
$\gamma_e = K_h \operatorname{cosec} \theta$	γ : peso específico del suelo
$W_e = W K_h \operatorname{cosec} \theta$	W : sobrecarga uniforme
$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v}$	θ : ángulo de fricción interna
	δ : ángulo de fricción en el muro.

S. Okabe discutió solamente la presión activa, sin embargo, las fórmulas para la presión pasiva se calculan cambiando los signos de θ , C en las fórmulas anteriores.

Otro investigador japonés N. Mononobe afirmó que la dirección de la gravedad gira un ángulo $\theta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{K_h}{1 + K_v}$ debido a

la fuerza sísmica y el peso total W puede tomarse como:

$W_e = W K_h \operatorname{cosec} \theta$ como puede verse en la figura siguiente:



El amplió las fórmulas de Coulomb y Rankine - considerando los siguientes puntos:

(a) La sección transversal en cuestión girará un ángulo θ en la dirección de los daños.

(b) El peso total de todos los elementos se multiplicará por

$$K_h \operatorname{cosec} \theta$$

Usó la fórmula correspondiente al mismo caso del método de Okabe.

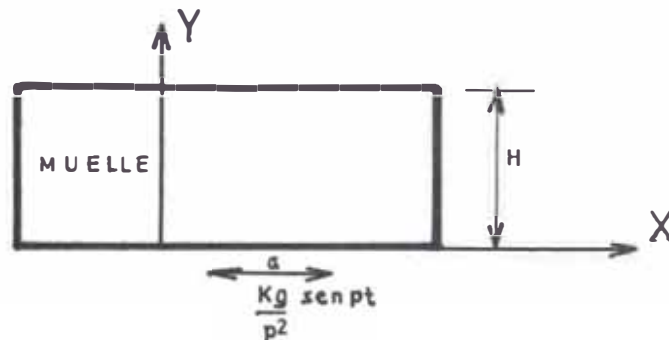
$$P_{A \cdot p} = (\gamma h + w) \frac{1}{\cos^2 \theta} \cdot \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}$$

también obtuvo la fórmula de expansión de Coulomb

$$P_{A \cdot p} = (\gamma h + w) \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos (\delta + \theta) \cos \theta \left[1 + \frac{\sin (\phi + \theta) \sin (\phi + \delta)}{\cos (\delta + \theta)} \right]^2}$$

Las investigaciones correspondientes aplicando las teorías de la elasticidad fueron realizados por el Profesor H. Matsuo y S. Ohara considerando al suelo como un cuerpo elástico de 2 dimensiones.

Asumieron que las constantes elásticas cambian proporcionalmente con la profundidad del suelo. Cuando la aceleración del suelo se expresa como $\frac{Kg}{p^2} \sin pt$ la ecuación del movimiento de una partícula de suelo bajo las condiciones mostradas en la siguiente figura son las siguientes:



$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} - \frac{c_1^2}{a^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{c_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U}{\partial \eta} \right] + \frac{Kq}{p^2} \text{sen } p t$$

donde: $U = \frac{u}{H}$ (u : desplazamiento en la dirección x)

$$\xi = \frac{x}{a}, \quad \eta = \frac{y}{H} \quad c_1^2 = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho}, \quad c_2^2 = \frac{\mu}{\rho}$$

λ, μ : constantes de Lamé.

Condiciones límites:

$$\begin{aligned} \text{i)} \quad (U)_{\xi=0} &= (U)_{\eta=0} = (U)_{\xi=1} = 0 \\ \text{ii)} \quad \left(\frac{\partial U}{\partial \eta} \right)_{\eta=1} &= 0 \end{aligned}$$

Para resolver esta ecuación se aplica la solución aproximada de Ritz, obteniendo la solución de la presión lateral de tierras sobre muro fijo $\sigma_{\xi} = 0$.

$$(\sigma_1)_{\xi=0} = -c_1^2 (1 - \alpha_1 \eta) \rho_m \sum_n \frac{(2n+1)H}{a} A_{m,n} \text{sen} \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \cdot \text{sen } p t$$

Si actúa sobre la superficie una sobrecarga q , la ecuación diferencial parcial de 2º orden se resuelve usando las condiciones límites:

$$\begin{aligned} \text{i)} \quad (U)_{\eta=0} &= (U)_{\xi=0} = (U)_{\xi=1} = 0 \\ \text{ii)} \quad \frac{\rho c_2^2 (1 - \alpha_2)}{t t} \left(\frac{\partial U}{\partial \eta} \right)_{\eta=1} &= \frac{Kq}{H} + p^2 \frac{q}{g} (U)_{\eta=1} \end{aligned}$$

En este caso no puede aplicarse la solución de Ritz, empleándose el método de la ecuación diferencial pudiendo calcularse $\sigma_{\xi} = 0$. Los resultados de los cálculos se ven en la pág. 2-16a.

Por otro lado Matsuo-Ohara propusieron los métodos para calcular la presión lateral de tierras en el sismo actuando ahora sobre muros móviles. Para esto, el cambio de la presión periódica es diferente del valor dado por teoría para muros fijos. El valor de σ_2 dado por la siguiente ecuación es la presión causada por el desplazamiento del muro. Luego la resultante de la presión actuando sobre un muro móvil es la suma algebraica de σ_1 y σ_2 .

$$(\sigma_2)_{x=\delta} = c_1^2 (1 - \alpha_1^n) \rho \frac{H}{a} \sum_{m,n} \sqrt{\lambda_n} A_{m,n} \frac{\sin(2m+1)\pi\eta \cosh \lambda(1-\delta) \sin \pi t}{2 \sinh \sqrt{\lambda_n}}$$

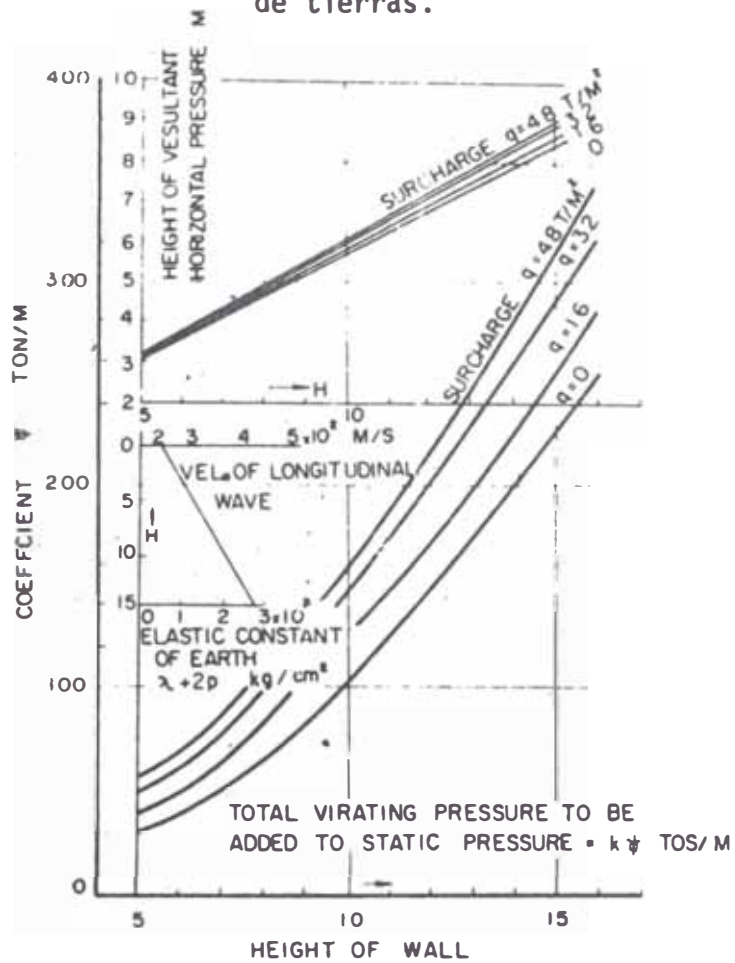
$$\lim_{\delta \rightarrow 0} (\sigma_2)_{x=\delta} = \sigma_2$$

λ_n : Eigenwert usado por el método aproximado de Ritz.

En general los métodos de cálculo para la presión sísmica de tierras desarrollada por Okabe, Mononobe son las expresiones hechas a partir de los de Coulomb y Rankine. Consecuentemente sus métodos se basan en las teorías de ruptura del suelo. En otras palabras sus métodos pueden considerarse como el método del equilibrio crítico.

2-16a

Resultados de las investigaciones hechas por MATSUO-OHARA, para el cálculo de la presión lateral de tierras.



Los métodos de cálculo basados en las teorías de la elasticidad envuelve muchos puntos de ser estudiados en el futuro.

Tales son:

(1) Los cálculos son muy complicados y la extremada simplificación por supuestas condiciones conducen a resultados lejos de la realidad del fenómeno.

(2) En la actualidad el suelo no es enteramente elástico. Como ejemplo de ello es que la masa del suelo puede transmitir solo compresiones y esfuerzos cortantes más no esfuerzos de tracción.

(3) El desplazamiento del muro no es perfectamente elástico como muestra la última ecuación.

Según esto, el idealizar un método de cálculo nos lleva a resultados muy lejos de la realidad.

Por consiguiente, los métodos propuestos para los cálculos de presión de tierras en el sismo son:

1. La presión de tierras en el sismo debe calcularse usando las 2 últimas ecuaciones, estas son $(\sigma_1)_{\xi=0}$ y $(\sigma_2)_{x=\delta}$
2. Las fórmulas de Mononobe y Okabe deberán de usarse para el diseño de muros tipo gravedad.
3. La masa de la cuña debida a Coulomb, la cual se determina por el plano de deslizamiento, es la que produce la presión dinámica en el muro.

3. Procedimientos comunes de cálculo de la presión lateral de tierras en el sismo

4. Coefficiente sísmico aparente (k')

El coeficiente sísmico de un cuerpo en el agua, aumenta, por el menor peso de este en el agua. Se llama "coeficiente sísmico aparente" y vale:

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} K \quad (1)$$

donde:

k' = coeficiente sísmico aparente en el agua

γ = peso específico del cuerpo en el aire

K = coeficiente sísmico en el aire,

En la ecuación (1) se asume que el movimiento del agua - en los vacíos del suelo durante el sismo está completamente prevenido por la fuerza de fricción entre el agua y las partículas de suelo. Sin embargo, en la actualidad, el movimiento del agua a través de los vacíos, en el sismo no está completamente definido. Y el valor de (1) o sea k' se toma entre los valores dados por (1) y (2)

donde:

$$k' = \frac{G_s}{G_s - 1} K \quad (2) \quad G_s: \text{gravedad específica del suelo}$$

En esta última ecuación el agua en el suelo se considera moviéndose libremente a través de los vacíos. En este caso, la presión dinámica del agua debida al flujo del agua se tomará en cuenta a fin de aumentar a la presión de tierras durante el sismo.

5. Fórmula de Mononobe-Okabe para el cálculo de la presión de tierras en el sismo.

Se hace uso de la fórmula de Mononobe-Okabe para calcular la presión de tierras en el sismo. A continuación presentamos dicha expresión y además el ángulo del plano de falla para el caso de una superficie horizontal.

$$p = \left\{ W + \sum \delta h \right\} K \quad (3)$$

$$K = \frac{\cos^2(\theta \mp \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi \pm \theta) \left\{ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \theta)}{\cos(\delta + \psi \pm \theta) \cos \psi}} \right\}^2} \quad (4)$$

$$(5) \quad \cotg \xi = \bar{r} \operatorname{tg}(\theta \pm \delta \pm \psi) + \sec(\theta \pm \delta \pm \psi) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta \pm \theta) \sin(\theta \pm \delta)}{\cos \psi \sin(\theta - \theta)}}$$

donde:

p = presión lateral de tierras en el sismo ----- $\left(\frac{\text{tm}}{\text{m}^2}\right)$

W = carga uniforme en la superficie ----- $\left(\frac{\text{tm}}{\text{m}^2}\right)$

θ = ángulo de fricción interna de la arena ----- $(^\circ)$

$$\emptyset = 30^\circ \quad (\text{caso general})$$

$$\emptyset = 40^\circ \quad (\text{casos particulares de buena condición})$$

χ = peso específico del suelo ----- $\left(\frac{\text{tm}}{\text{m}^3}\right)$

$$\chi = 1.8 \quad (\text{para suelos por encima del nivel del agua})$$

$$\chi = 1.0 \quad (\text{para suelos por debajo del nivel del agua})$$

h = profundidad de la superficie ----- (m.)

K = coeficiente de presión lateral de tierras

ψ = ángulo entre el muro y la vertical ----- ($^\circ$)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro ----- ($^\circ$)

$$\pm 15^\circ < \delta < \pm 20^\circ$$

ξ = ángulo entre la superficie de falla y la horizontal ----- ($^\circ$)

θ = ángulo dado por las ecuaciones (6)

$$\theta = \text{tg}^{-1} K \quad \theta = \text{tg}^{-1} K' \quad (6)$$

Los signos de las ecuaciones son los siguientes:

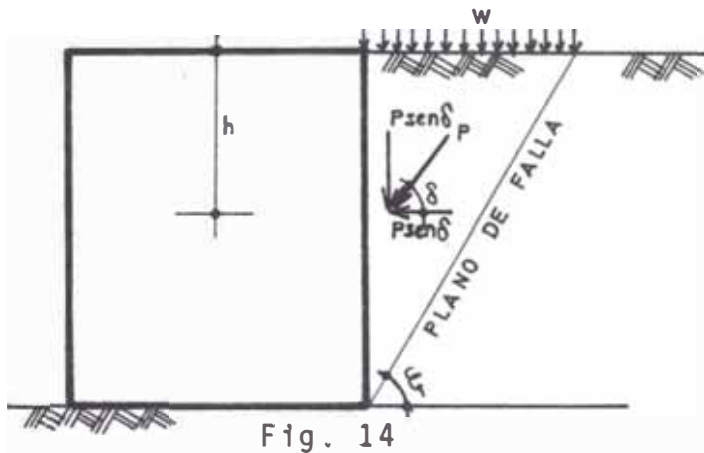
Los signos de encima se usan para la presión activa.

Los signos de abajo se usan para la presión pasiva.

La siguiente figura muestra el diagrama de presión de tierras y el plano de falla.

De acuerdo con la ecuación (4) el coeficiente de presión de tierras en el sismo $K_{\cos\delta}$ y $K_{\text{sen}\delta}$ se calculan como muestran -

las FIGS. 15 a 19 correspondientes a las componentes horizontal y vertical del muro ($\psi = 0$). (ver gráficos adjuntos).



La FIG. 15 da el diagrama del coeficiente K_A de la presión activa para el caso de $\delta = \psi = 0$.

La FIG. 16 muestra el diagrama para K_A .

cuando $\delta = 15^\circ$. En este

caso, la dirección de la presión de tierras por unidad de altura no es horizontal debido al ángulo de fricción entre el suelo y la pared como se ve en la FIG.14. Por consiguiente, el correspondiente coeficiente de presión de tierras es $K_A \text{ sen } \delta$. Las ordenadas de la FIG. 16 muestran los valores de $K_A \text{ cos } \delta$ y $K_A \text{ sen } \delta$ valores correspondientes a los coeficientes de los componentes horizontal y vertical respectivamente de la presión de tierras.

La FIG. 17, muestra los diagramas de los coeficientes de la presión pasiva K_p para el caso de $\delta = \psi = 0$ en la ecuación (4).

La FIG. 18, de los valores de K_p para el caso de $\delta = -15^\circ$ que es el caso general en el estado pasivo, mientras que en la FIG. 19 nos da el valor de K_p para el caso de $\delta = +15^\circ$, el

COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL K

$\delta = 0$

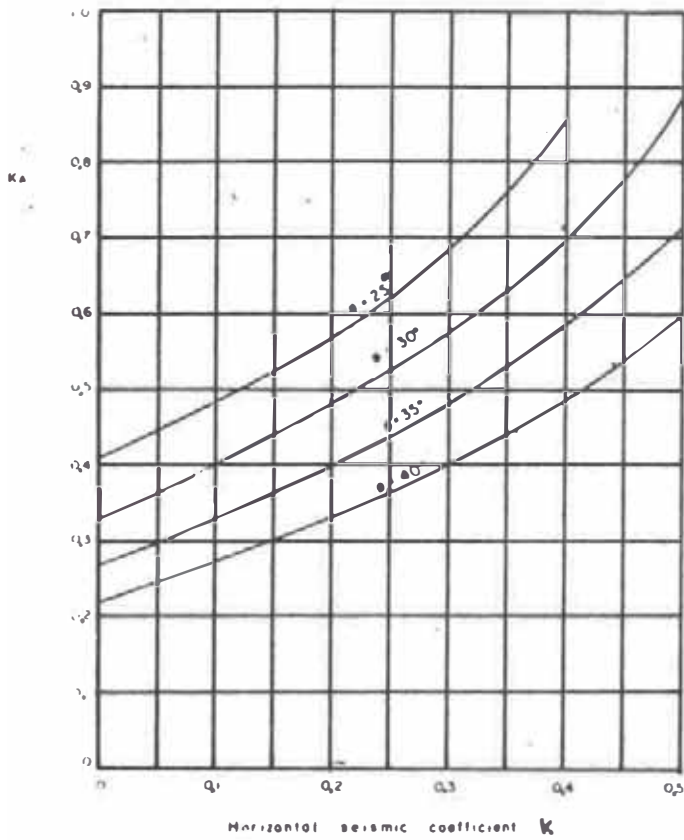


FIG 15

$\delta = -15^\circ$

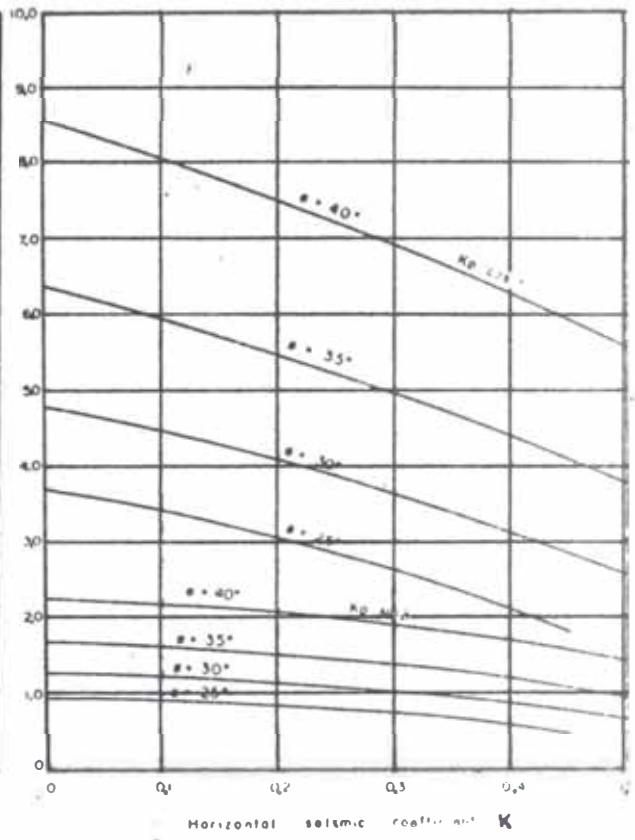


FIG 18

$\delta = 0$

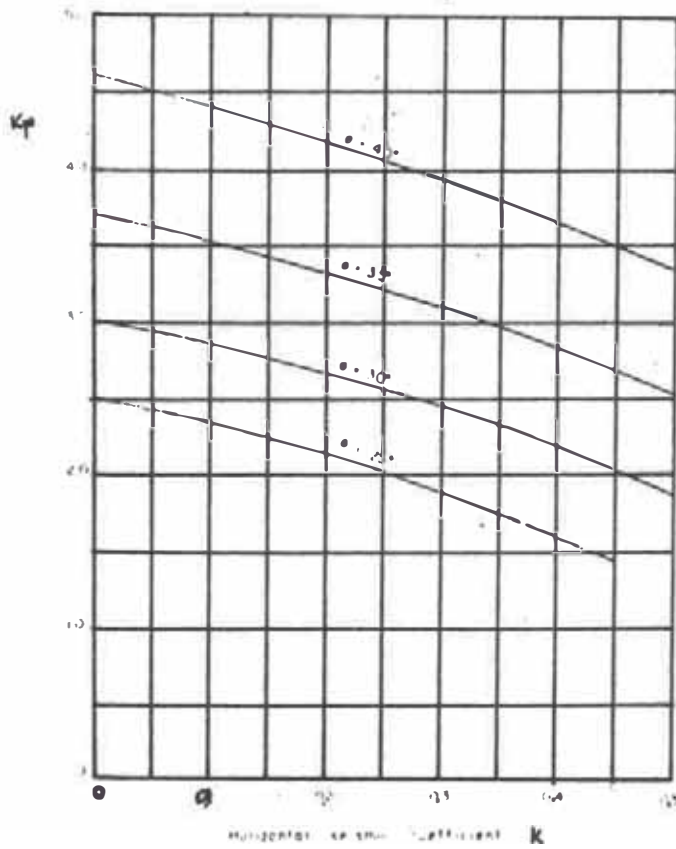


FIG 17

$\delta = -15^\circ$

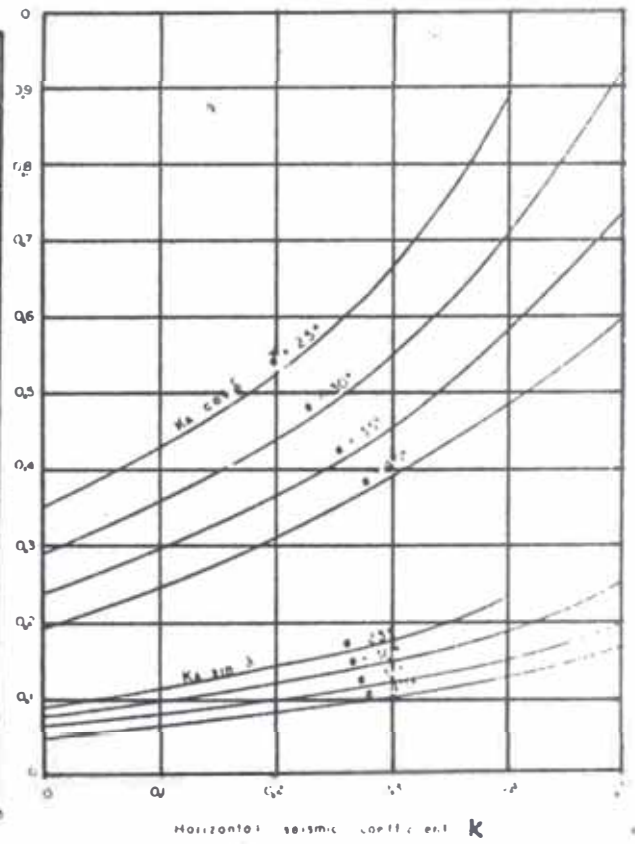


FIG 16

COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL K

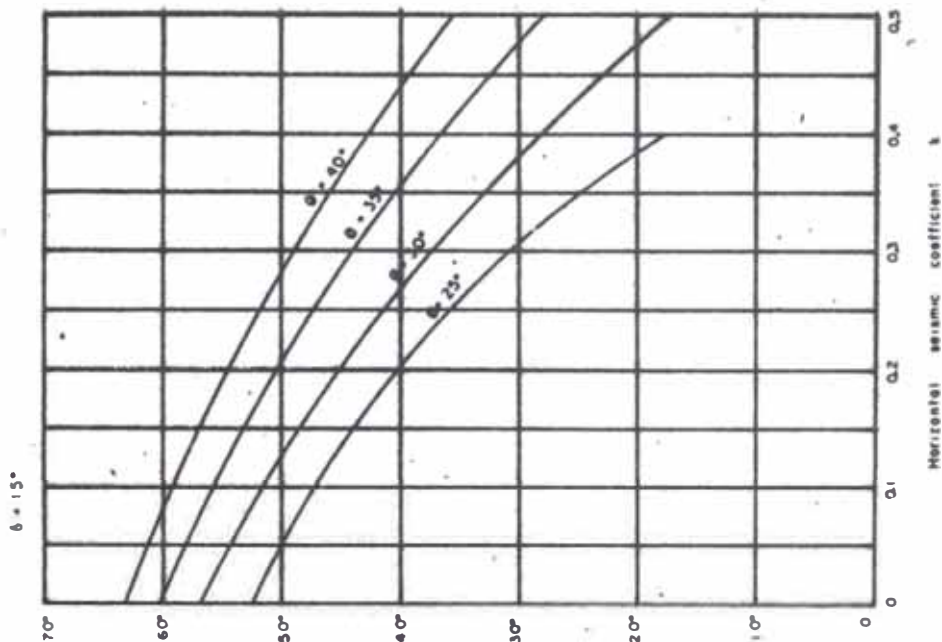


FIG 21

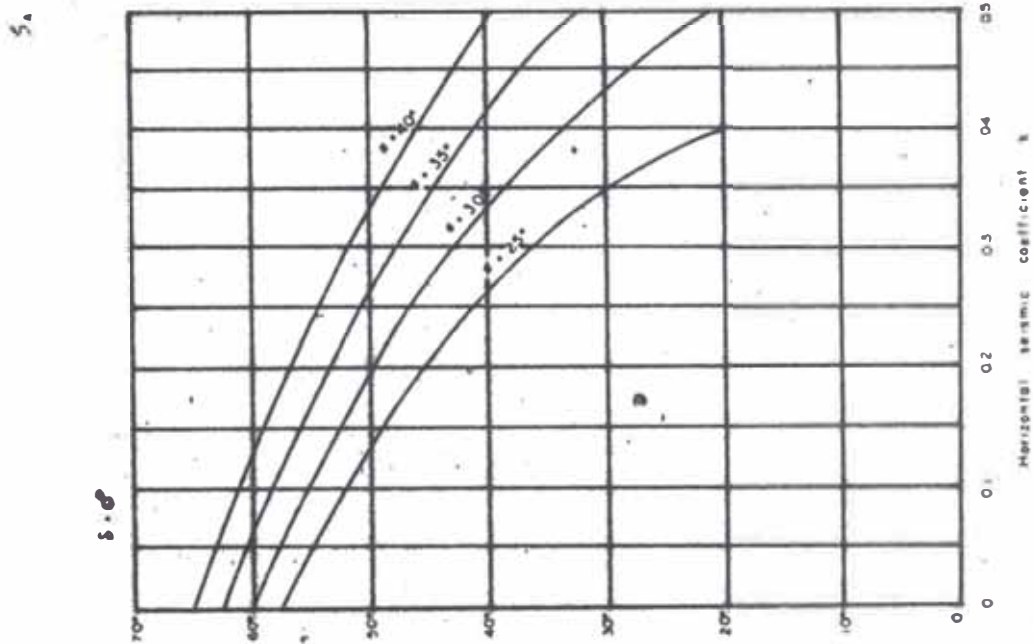


FIG 20

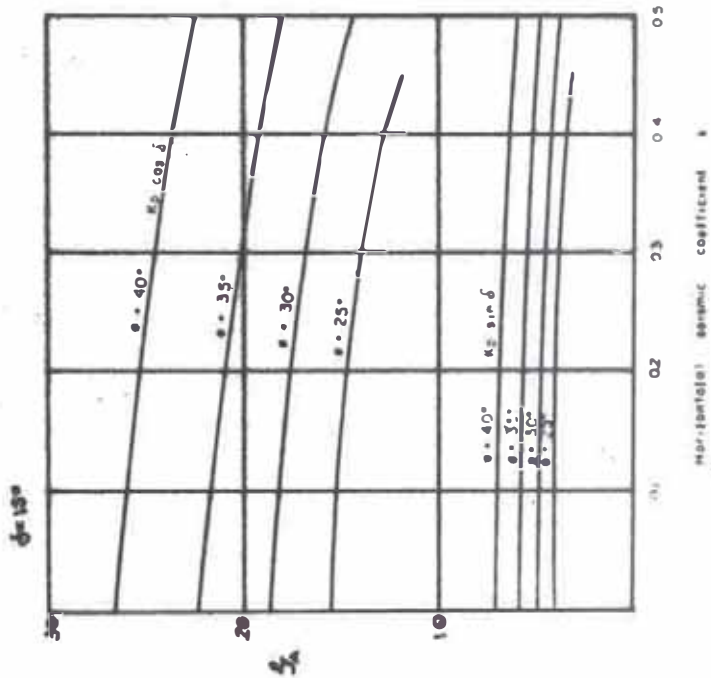


FIG 19

COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL K

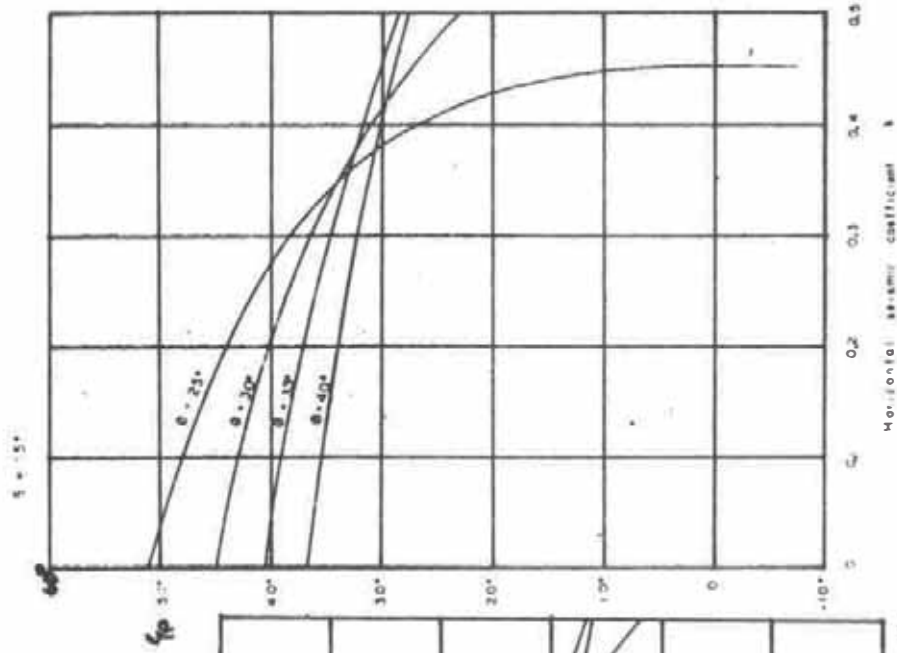


Fig. 2a

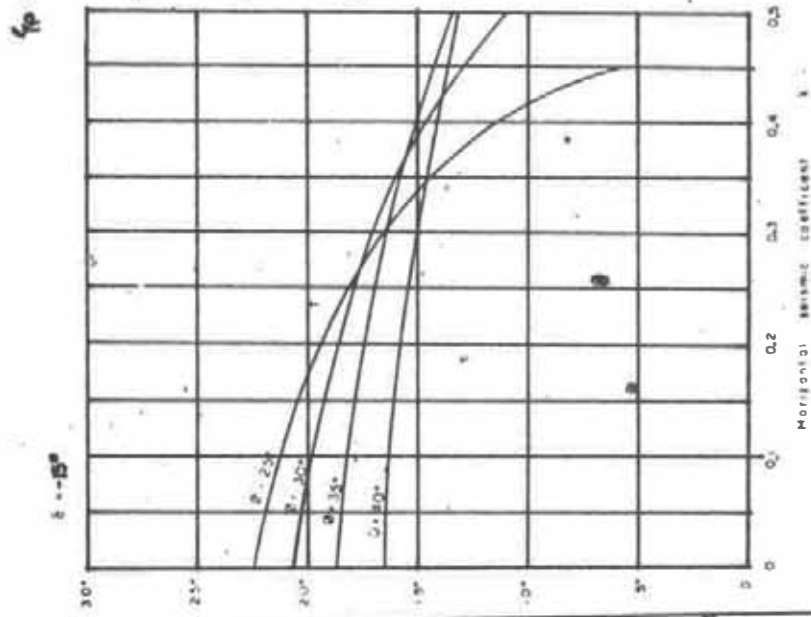
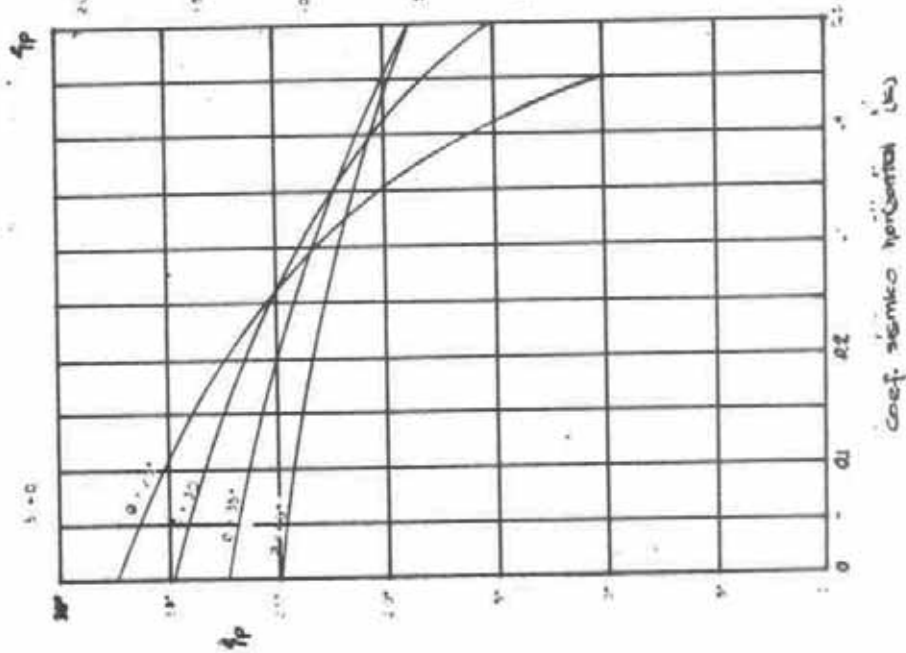


Fig. 2b



Coef. sísmico horizontal (ks)

cual constituye un caso excepcional en el estado pasivo.

Los valores de ξ pueden calcularse mediante la ecuación (5), mostrándose los valores típicos en las FIG. 20 a 24 para el caso de un muro vertical. La FIG. 20 da los valores de ξ para el caso de $\delta = 0$ para el estado activo.

Las FIGS. 21 a 24 dan los valores de ξ correspondientes a los estados activo y pasivo.

En las FIGS. 15 a 24 los subíndices A denotan estado activo y P el estado pasivo.

Finalmente daremos recomendaciones prácticas de la presión de tierras durante el sismo actuando sobre un muro de muelle y por debajo del nivel del agua.

Primeramente, la intensidad de la presión de tierras p en la masa de agua se halla usando la ecuación (4) y aplicando el coeficiente sísmico K .

Luego, para el cálculo de la presión de tierras en el fondo del muro, a la ecuación (4) se le aplica el coeficiente sísmico aparente K' . El diagrama de presiones se completa uniendo esos 2 puntos por una línea recta.

Esta presión lineal representa la distribución de la presión de tierras durante el sismo bajo la mesa de agua, e inclu-

ye la corrección para estimar la presión de tierras en el sismo debajo de la mesa de agua.

2.6. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

En la mayoría de los problemas prácticos, la estabilidad del suelo debido al peso propio o bajo la acción de cargas aplicadas se examinan por el método basado en el principio del diseño límite. La definición más general del factor de seguridad a la falla, se expresa en términos de la proporción del esfuerzo cortante. Los parámetros del cortante al cual se aplica el factor de seguridad establecido por las ecuaciones expresan que la condición de equilibrio límite depende de que el análisis sea llevado en términos de esfuerzo efectivo o esfuerzo total.

2.7. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE CIMENTACION DE MUELLES

Consideremos un muelle sobre un estrato de suelo saturado con superficie horizontal (Ver FIG. 1),

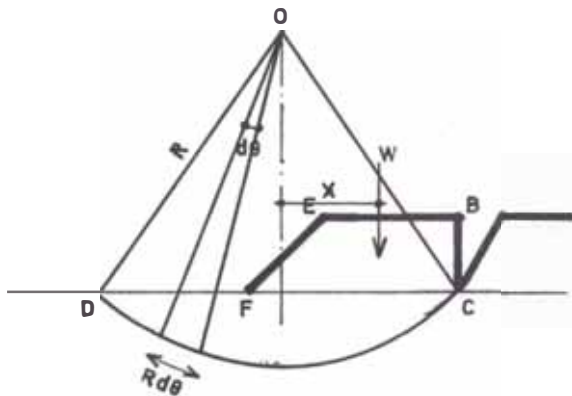


Fig. 1

El factor de seguridad a la falla en el círculo de deslizamiento es: $F = \frac{Mr}{Md}$ -----(1) donde: Mr: momento restaurador debido al esfuerzo cortante a través del arco.

M_d : momento debido al peso del muelle.

M_r : se expresa como:
$$M_r = R \sum_c^D (Rd\theta) C_u \text{ ----- (2)}$$

en la cual C_u : esfuerzo cortante. Como vemos M_r depende de la forma del sector OCD y del cortante C_u .

El valor de M_d es:
$$M_d = W \cdot x \text{ ----- (3)}$$

donde:

W = peso del muelle BEFC

x = distancia de O al centro de gravedad de BEFC

1. MOMENTO RESTAURADOR

Asumiremos que el esfuerzo cortante C_u aumenta linealmente con la profundidad, pudiendo expresarse como:

$$C_u = C_o + kz \text{ ----- (4)}$$

donde:

k = constante del suelo, de las mismas dimensiones que la densidad,

Consideremos el M_r respecto de o (ver fig. 2) producido por el cortante a través del arco CD de ancho unitario.

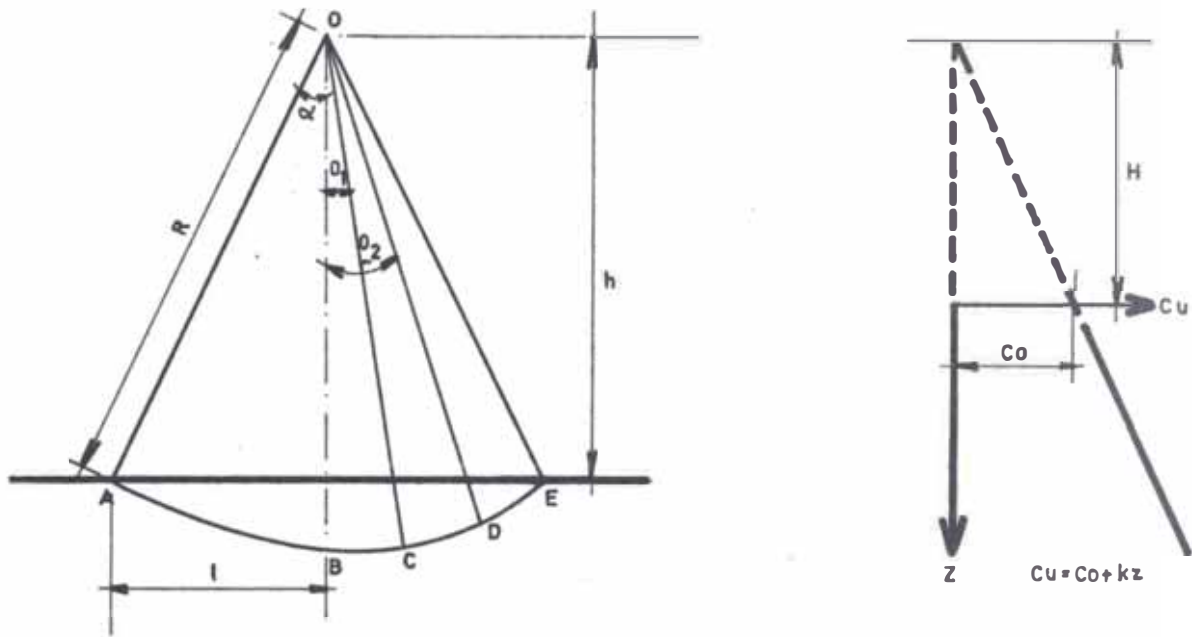


Fig. 2

$$M_r = R^2 \left[\cos\theta + kR (\sin\theta - \theta \cos\alpha) \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \text{----- (5)}$$

donde:

θ : medido en la vertical que pasa por O.

La ecuación (5) para M_r es útil, en particular, para el caso donde la cimentación tenga diferente distribución de constante.

El valor de M_r para la longitud de arco ABCDE tiene la siguiente forma:

$$M_r = 2 kl^3 f\left(\alpha, \frac{H}{l}\right) \text{----- (6) \quad donde: \quad } H = \frac{C_0}{K}$$

$$f\left(\alpha, \frac{H}{l}\right) = \frac{\alpha}{\sin^2\alpha} \left[\frac{H}{l} + \frac{1}{\alpha} - \cotg\alpha \right] \text{-- (7)}$$

Podemos también encontrar el valor mínimo de M_r ; para lo cual bastará con hallar el valor mínimo de la función.

$(\alpha, \frac{H}{l})$, llegando a la expresión general siguiente:

$$M_{r \text{ mín.}} = 2 kl^3 (A + B \frac{H}{l}) \text{ ----- (8)}$$

donde A, B constantes y dependen del rango de $\frac{H}{l}$ y que son dados en tablas.

2. MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO DEL MUELLE (M_d)

Este momento depende de la longitud de la cuerda y de la posición del centro del círculo de deslizamiento.

Consideremos un muelle con carga "q" y longitud de pendiente "x". El problema radica en hallar la posición del centro del círculo de deslizamiento el cual dará el Momento máximo de peso propio para la cuerda de longitud $2l$. Existen 2 casos.

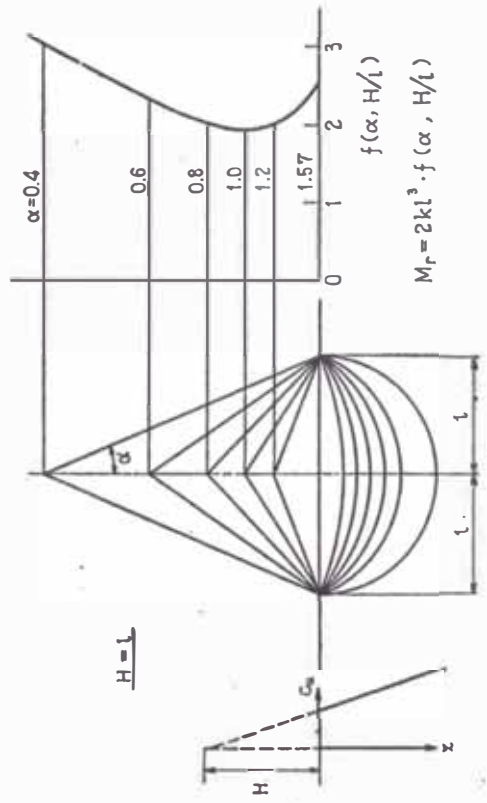
Caso 1.- La longitud de cuerda es menor que la longitud de pendiente, esto es: $2l \leq x$

En este caso : $M_{d \text{ máx.}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{q}{x} l^3 \text{ ----- (9)}$

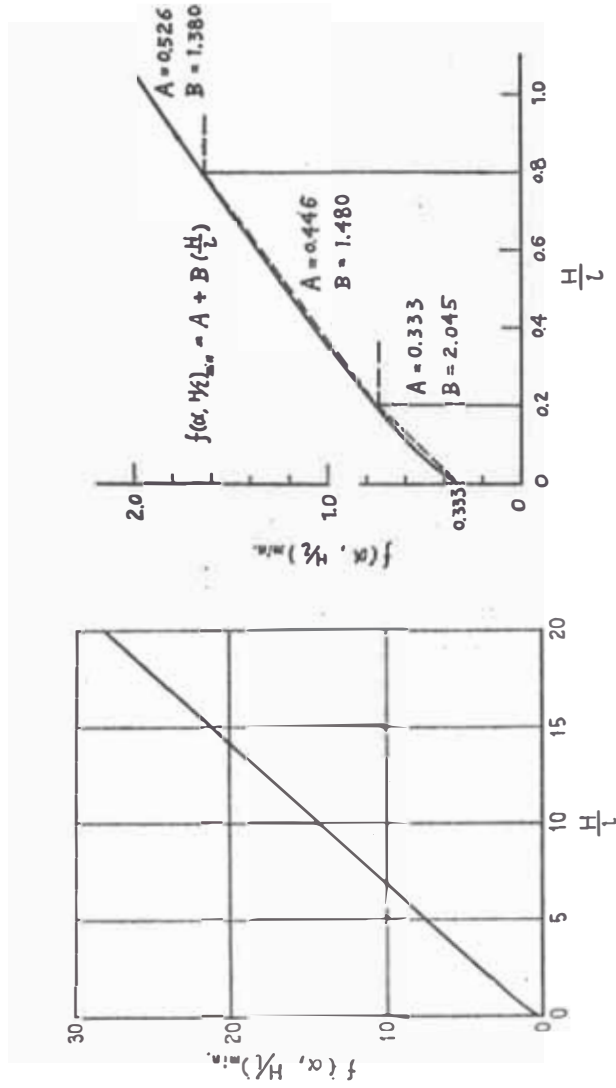
Caso 2.- La longitud de cuerda es mayor que la longitud de la línea de pendiente, est es : $2l \geq x$

En este caso : $M_{d \text{ máx.}} = \frac{q}{2} (l^2 - \frac{x^2}{12}) \text{ ----- (10)}$

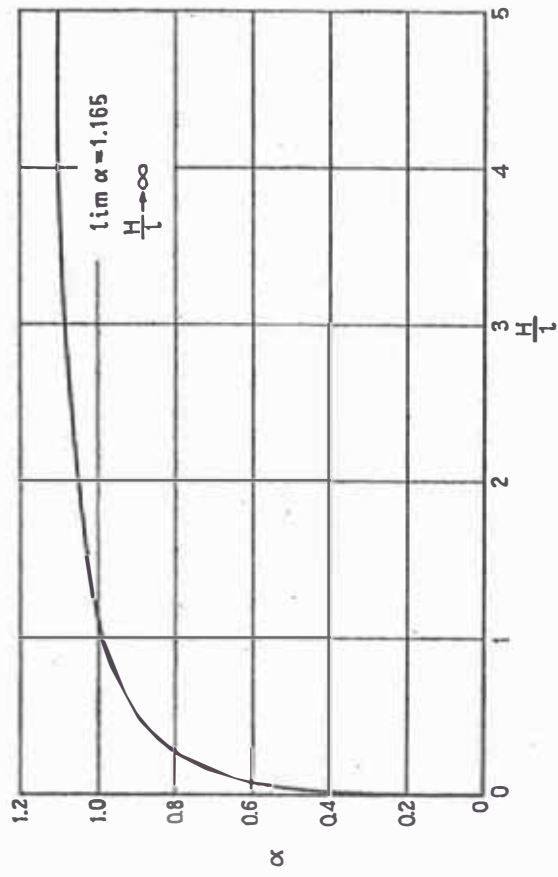
Cuya variación se muestra a continuación en los gráficos adjuntos.



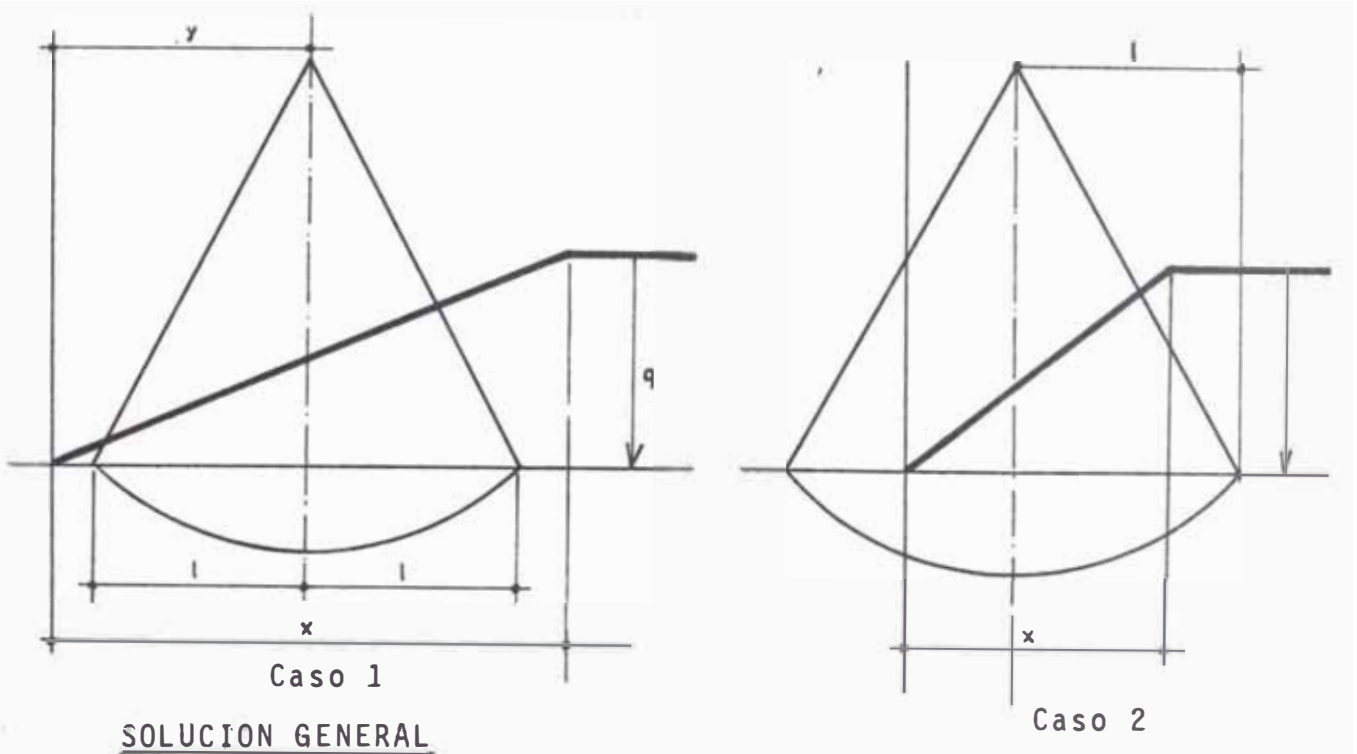
Cambio del momento restaurador con el ángulo de sector para una longitud de cuerda dada.



Relación entre el parámetro H/l y $f(\alpha, H/l)$ para diferentes valores de α . El valor mínimo de $f(\alpha, H/l)$ es 0.333.



Relación entre el parámetro H/l y el ángulo α , el cual da el valor mínimo de $f(\alpha, H/l)$.



Por comparación de M_r y M_d es posible hallar la solución general con un factor de seguridad mínimo.

La solución general para el factor de seguridad F , es:

$$(11) \quad F = \frac{2kn^3x^3 \left(A + \frac{BH}{nx} \right)}{\frac{2}{3} qn^3x^2} = \frac{3k}{q} x \left(A + \frac{BH}{nx} \right) \quad \frac{1}{2} \geq n \geq 0$$

$$(12) \quad F = \frac{2k n^3 x^3 \left(A + \frac{BH}{nx} \right)}{\frac{q}{2} x^2 \left(n^2 - \frac{1}{12} \right)} = \frac{4k}{q} x n^3 \left(\frac{A + \frac{BH}{nx}}{n^2 - \frac{1}{12}} \right) \quad n \geq \frac{1}{2}$$

$$\text{donde: } n = \frac{l}{x}$$

A fin de hallar el valor mínimo de F , hacemos $n = n_0$ tal que satisfaga la condición:

$$12 An^3 - 3 An - 2B \frac{H}{x} = 0 \quad \text{proveniente de diferenciar la ecuación (12)}$$

Será entonces necesario investigar el rango de $\frac{H}{n_0 x}$ a fin de que se aproximen a las constantes A y B.

Sustituimos los valores de n_0 en la ecuación (12), teniendo así el valor mínimo de F, esto es:

$$F = \frac{C_0}{q} \cdot f(A, B, N_0, \rho) \quad \text{----- (13)}$$

Existen tablas para los valores de A, B, n_0 , las cuales se adjuntan en las siguientes hojas.

2.8. CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA DE CIMIENTOS

La capacidad portante última de una cimentación se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$q_{ult.} = N_c C_0 \quad \text{donde: } C_0: \text{esfuerzo cortante}$$

$$N_c: \text{factor de la capacidad portante.}$$

Para el análisis por el círculo de deslizamiento $N_c = 5.52$

Considerando un cimiento de ancho $L = 2b$ y con carga uniforme "p". El cortante del estrato se asume que crece linealmente con la profundidad.

De acuerdo a la Fig. 13, el valor de M_d es :

Valores de n_0 y el parámetro F_q/C_0

$$\frac{H}{l} = \frac{H}{n_0 x} = 0 \sim 0.2 \quad A = 0.333 \quad B = 2.045$$

$4.09 \cdot \frac{H}{x}$	n_0	$\frac{Fq}{kx}$	$\frac{Fq}{c_0}$	$\frac{H}{n_0 x}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{H}{x}$
0	0.500	1.0	∞	0	∞	0
0.01	0.505	1.030	429.167	0.005	416.667	0.0024
0.02	0.510	1.061	216.531	0.010	204.082	0.0049
0.1	0.544	1.287	52.746	0.045	40.984	0.0244
0.2	0.580	1.557	31.841	0.084	20.450	0.0489
0.3	0.611	1.820	24.830	0.120	13.643	0.0733
0.4	0.638	2.073	21.196	0.153	10.225	0.0978
0.5	0.663	2.321	18.993	0.184	8.183	0.1222

$$\frac{Fq}{kx} = \frac{4n_0^3}{n_0^2 - 1} \left(0.333 + \frac{2.045 H}{n_0 \cdot x} \right)$$

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{Fq}{kx} \cdot \left(\frac{x}{H} \right)$$

$$\frac{\partial F}{\partial n} = \frac{4k}{\partial n} \cdot x \cdot \frac{n}{(n^2 - \frac{1}{12})^2} \cdot \frac{1}{12} (4n^2 - n - 4.09 \frac{H}{x})$$

$$\frac{H}{l} = \frac{H}{n_0 x} = 0.2 \sim 0.8 \quad A=0.446 \quad B=1.480$$

$2.96 \frac{H}{x}$	n_0	$\frac{Fq}{kx}$	$\frac{Fq}{c_0}$	$\frac{H}{n_0 x}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{H}{x}$
0.4	0.611	2.432	18.002	0.221	7.402	0.1351
0.6	0.650	2.940	14.503	0.312	4.933	0.2027
0.8	0.684	3.431	12.695	0.395	3.700	0.2703
1.0	0.715	3.911	11.577	0.472	2.960	0.3378
1.2	0.743	4.390	10.830	0.546	2.467	0.4054
1.4	0.768	4.857	10.268	0.616	2.114	0.4730
1.6	0.792	5.317	9.836	0.682	1.850	0.5405
1.8	0.814	5.779	9.500	0.747	1.644	0.6081

$$\frac{Fq}{kx} = \frac{4n_0^3}{n_0^2 - \frac{1}{12}} \left(0.446 + \frac{1.480}{n_0} \cdot \frac{H}{x} \right)$$

$$\frac{\partial F}{\partial n} = \frac{4k}{q} \cdot x \cdot \frac{n}{\left(n^2 - \frac{1}{12}\right)^2} \cdot \frac{1}{12} \left(5.352 n^3 - 1.338 n - 2.96 \frac{H}{x} \right)$$

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{Fq}{kx} \cdot \left(\frac{x}{H} \right)$$

$$\frac{H}{l} = \frac{H}{n_0 x} \geq 0.8 \quad A=0.526 \quad B=1.380$$

$2.76 \frac{H}{x}$	n_0	$\frac{Fq}{kx}$	$\frac{Fq}{c_0}$	$\frac{H}{n_0 x}$	$\frac{x}{H}$	$\frac{H}{x}$
2.0	0.804	6.532	9.014	0.901	1.380	0.7246
3.0	0.887	8.796	8.092	1.225	0.920	1.0870
4.0	0.955	11.018	7.607	1.518	0.690	1.4493
5.0	1.016	13.203	7.288	1.783	0.552	1.8116
6.0	1.068	15.367	7.069	2.035	0.460	2.1739
8.0	1.157	19.656	6.781	2.505	0.345	2.8986
10	1.237	23.904	6.598	2.929	0.276	3.6232
15	1.396	34.407	6.331	3.893	0.184	5.4348

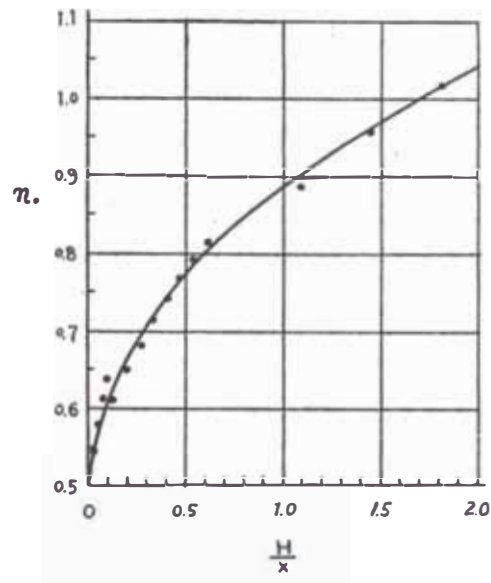
$$\frac{Fq}{kx} = \frac{4n_0^3}{n_0^2 - \frac{1}{12}} \left(0.526 + \frac{1.38}{n_0} \cdot \frac{H}{x} \right)$$

$$\frac{\partial F}{\partial n} = \frac{4k}{q} \cdot x \cdot \frac{n}{\left(n^2 - \frac{1}{12}\right)^2} \cdot \frac{1}{12} \left(6.312 n^3 - 1.578 n - 2.76 \frac{H}{x} \right)$$

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{Fq}{kx} \cdot \left(\frac{x}{H} \right)$$

Valores de n_0 y el parámetro Fq/C_0

GRAFICO PARA EL DISEÑO DE UN MURO DE MUELLE



Relación entre los parámetros Fq/C_0 y x/H

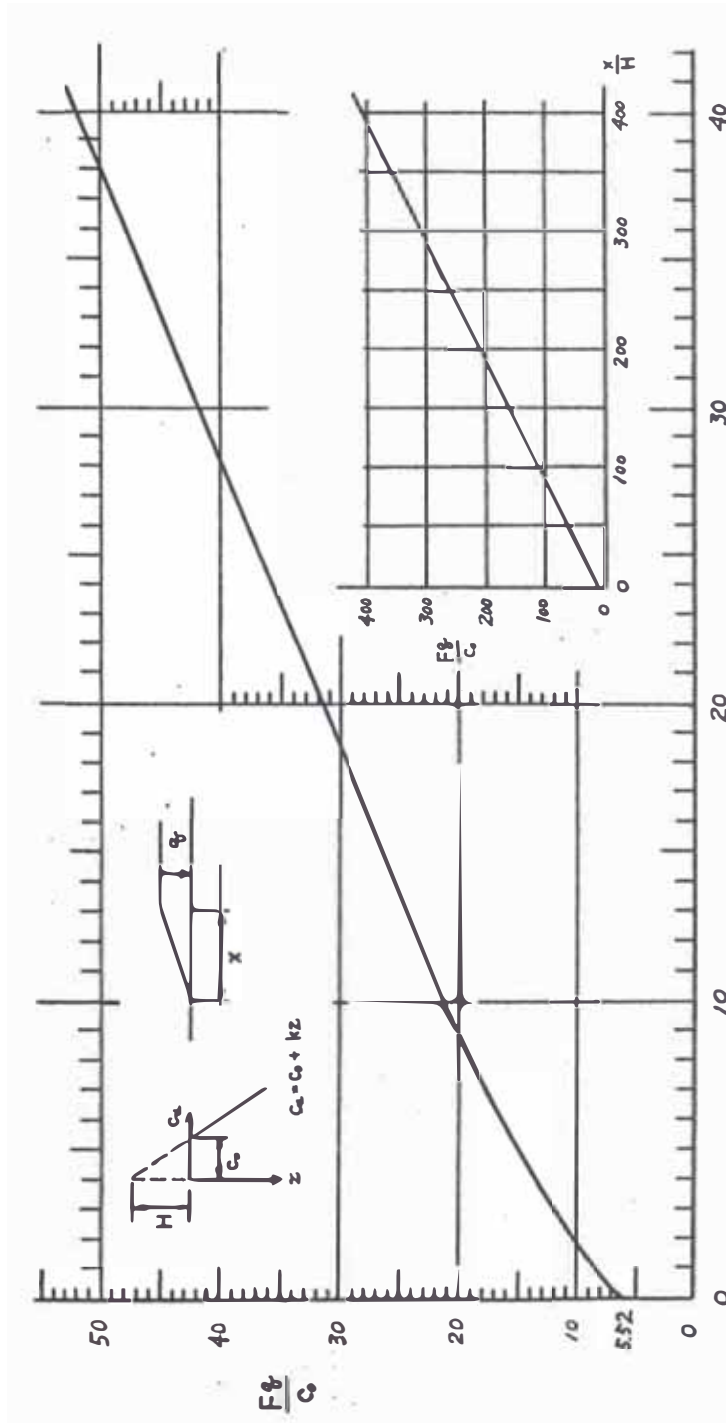


Gráfico para el diseño de un muro de muelle.

Relación entre los parámetros Fq/C_0 y x/H

Valores de t y el parámetro p/kb

$$0 \leq \frac{m}{t} \leq 0.2$$

m	t	$\frac{m}{t}$	$\frac{p}{kb}$
0	1.50	0	2.25
0.1	1.581	0.06	3.147
0.2	1.636	0.12	4.016
0.3	1.677	0.18	4.871

$$0.2 \leq \frac{m}{t} \leq 0.8$$

m	t	$\frac{m}{t}$	$\frac{p}{kb}$
0.4	1.644	0.24	5.562
0.6	1.686	0.36	6.796
0.8	1.718	0.47	8.017
1.0	1.744	0.57	9.230
1.2	1.765	0.68	10.438
1.4	1.783	0.79	11.641

$$0.8 \leq \frac{m}{t}$$

m	t	$\frac{m}{t}$	$\frac{p}{kb}$
1.5	1.762	0.85	12.210
2	1.795	1.12	15.012
2.5	1.820	1.38	17.803
3	1.839	1.63	20.587
5	1.887	2.65	31.684
10	1.935	5.18	59.338
20	1.965	10.20	114.571
50	1.985	25.2	280.192
100	1.992	50.1	556.201
200	1.996	100	1108.203

$$m = \frac{H}{b}$$

$$\frac{m}{t} = \frac{H}{t \cdot y}$$

El valor de p mínimo se obtiene cuando t vale:

$$t = \frac{1}{4A} \left\{ (3A - Bm) + \sqrt{(3A - Bm)^2 + 16ABm} \right\} \text{ --- (17)}$$

siempre $t > 1$

Es interesante hacer notar que los constantes A y B dependen del valor de $\frac{H}{y} \approx \frac{H}{bt}$. Además $\frac{p}{kb}$ es una función aproximadamente lineal de $\frac{H}{b}$. Por consiguiente, tendremos las expresiones para q_{ult} .

$$\left. \begin{aligned} p &= 3.68 kb + 5.52 kH \\ p &= 1.84 kL + 5.52 C_0 \end{aligned} \right\} \frac{H}{L} \geq 0.4 \text{ ----- (18)}$$

$$\left. \begin{aligned} p &= 2.25 kb + 6.94 kH \\ p &= 1.13 kL + 6.94 C_0 \end{aligned} \right\} \frac{H}{L} \leq 0.4 \text{ ----- (19)}$$

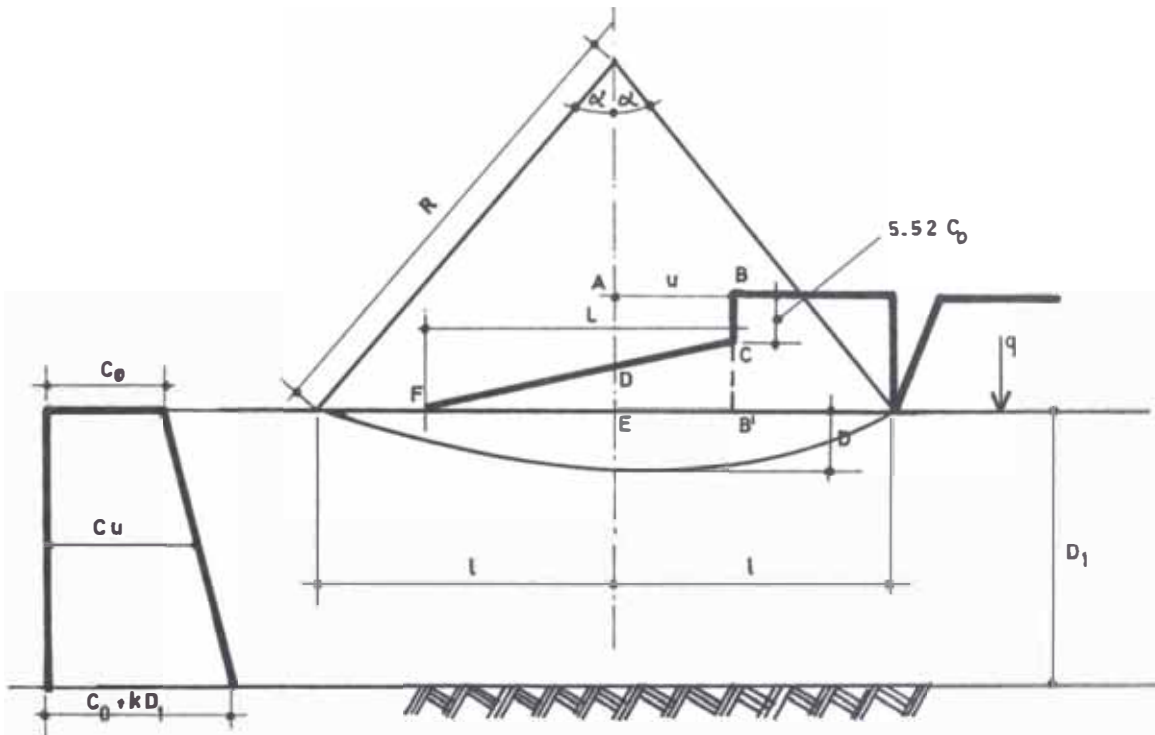
Para esfuerzo cortante constante con la profundidad

$$k = 0, H \longrightarrow \infty \text{ en la ecuación (18) } p = 5.52 C_0$$

1. METODO DE DISEÑO DE ODENSTAD

Odenstad consideró un estrato de espesor D_1 , bajo una base firme y con aumento lineal del cortante con la profundidad - comenzando con C_0 hasta $C_0 + kD_1$. Tanto c como k están dividi-

dos por el factor de seguridad. El objetivo de Odenstad fue hallar la forma de la pendiente para un muro vertical BB', ver figura; para la condición de equilibrio crítico.



La carga correspondiente al cortante vertical es $5,52 C_0$, el cual es la capacidad portante última del suelo teniendo esfuerzo uniforme C_0 . El problema consiste en hallar la forma de la pendiente de FC.

$$M_r = \int_{-\alpha}^{+\alpha} R \cdot (R d\theta) C_u = R(R \cdot 2\alpha) \bar{C}_u \quad \text{donde}$$

$$\bar{C}_u = C_0 + kR \left(\frac{\text{sen} \alpha}{\alpha} - \cos \alpha \right)$$

luego

$$\frac{2 M_r}{12 C_0} = 4 \left(\frac{\alpha}{\text{sen}^2 \alpha} + \frac{1 - \text{tg} \alpha}{\text{sen}^2 \alpha} \cdot \frac{k l}{C_0} \right) \text{-----} (20)$$

Por otro lado, M_d será un máximo cuando el área DEF sea igual al área ABCD. Para esta situación u vale:

$$u = \frac{\sigma L^2}{2 q} \quad \text{donde } \sigma: \text{pendiente de FC}$$

$$\sigma = \frac{q - 5,52 C_0}{L}$$

El valor de M_d máx. será entonces:

$$2 \frac{M_d}{l^2 C_0} = \frac{q}{C_0} - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{5,52 C_0}{q}\right)^3 \left(1 + \frac{16,56 C_0}{q}\right) \left(\frac{q}{C_0}\right)^3 \left(\frac{k}{\sigma}\right)^2 \frac{1}{\left(\frac{k l}{C_0}\right)^2} \quad (21)$$

Por condición de equilibrio crítico $M_d = M_r$

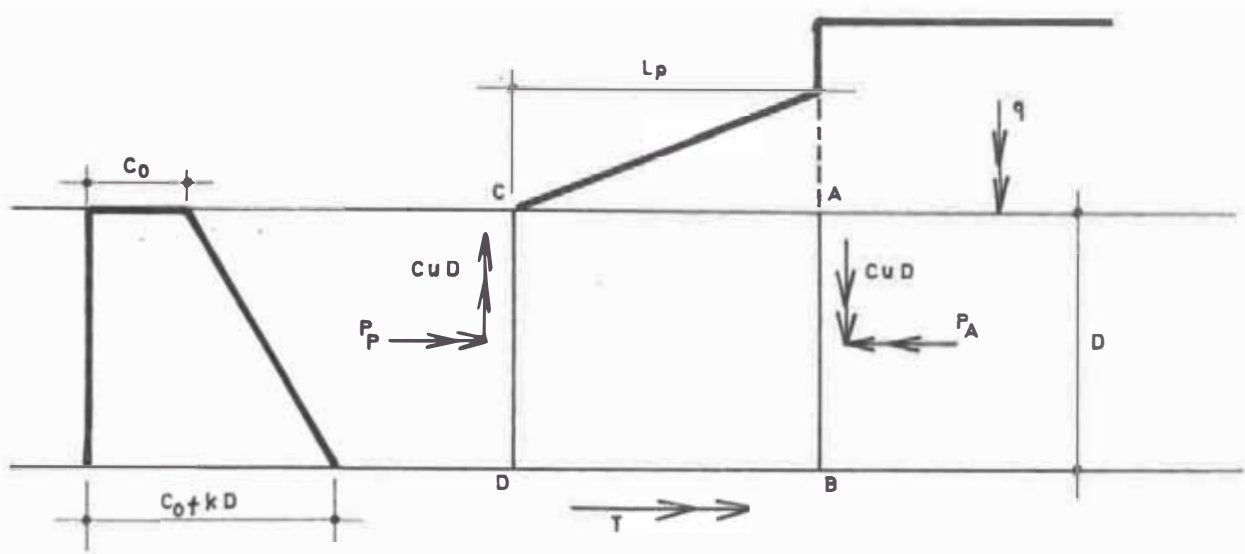
De (20) y (21)

$$\frac{1}{12} \left(1 - \frac{5,52 C_0}{q}\right)^3 \left(1 + \frac{16,56 C_0}{q}\right) \frac{\left(\frac{q}{C_0}\right)^3 \left(\frac{k}{\sigma}\right)^2}{\left(\frac{k l}{C_0}\right)^2} = \frac{q}{C_0} \frac{(\sin \alpha)^2}{1 - \cos \alpha}$$

$$- 4 \left[\frac{\alpha}{(1 - \cos \alpha)^2} + \frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{(1 - \cos \alpha)^3} \cdot \frac{k D_1}{C_0} \right] \text{-----} (22)$$

$\sigma_{\text{máx}}$ cuando la ecuación (22) es mínima.

Odenstad también examinó la posibilidad de que la mitad del plano de deslizamiento es más crítico que el círculo de deslizamiento. Se estudió el caso de un deslizamiento horizontal



Las fuerzas consideradas son la Presión activa P_A , la presión P_p y el cortante T , como se muestra en la figura.

Entonces:

$$P_A = qD - 2\sqrt{2} \left(C_0 + \frac{1}{2}kD \right) D$$

$$P_p = 2\sqrt{2} \left(C_0 + \frac{1}{2}kD \right) D$$

$$T = (C_0 + kD)L_p$$

L_p = longitud horizontal de la pendiente.

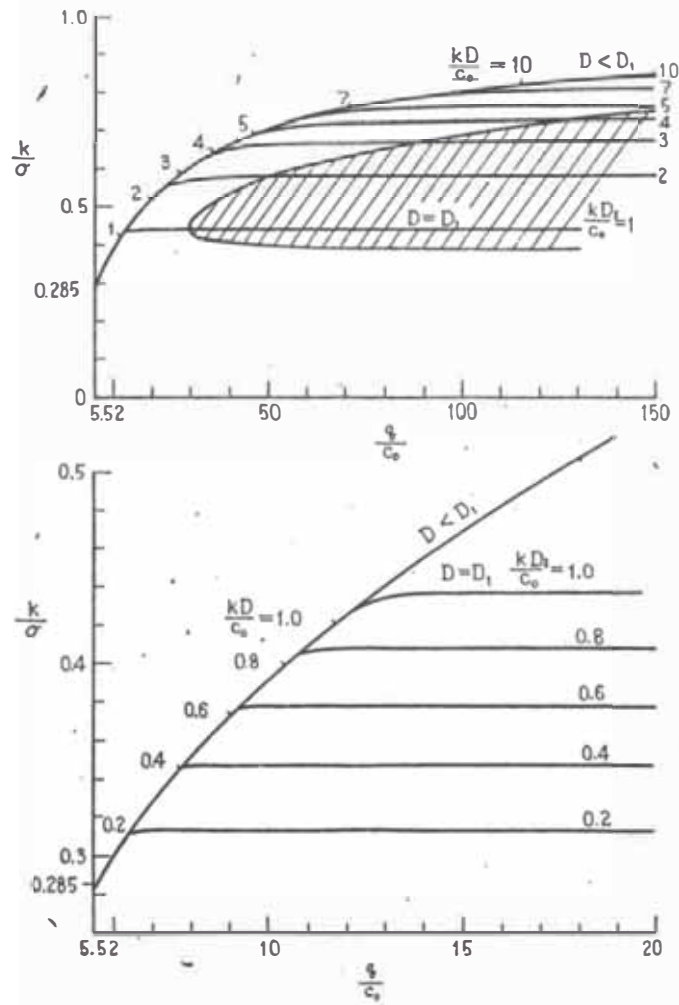
D = prof. del círculo de deslizamiento.

q = Carga actuante sobre el muelle.

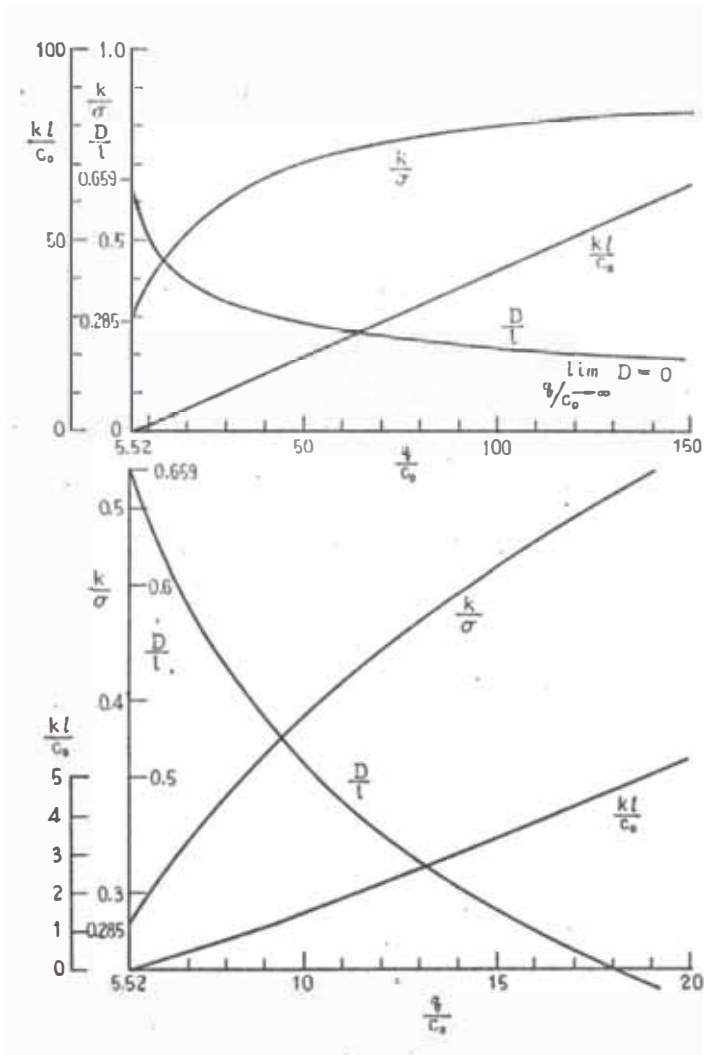
Para la condición $P_A = P_p + T$, tendremos:

$$\frac{kL_p}{C_0} = \frac{\frac{q}{C_0} - 4\sqrt{2} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{KD}{C_0} \right)}{1 + \frac{KD}{C_0}} \cdot \frac{KD}{C_0} \quad (23)$$

Ver gráficos a continuación.



Gráficos para el diseño del talúd de un Muelle
 Relación entre los parámetros k/σ y q/c_0



Geometría de la pendiente circular
 con el cambio del parámetro $\frac{q}{C_0}$

Haciendo $\frac{\partial}{\partial D} \left\{ \frac{kL_p}{C_0} \right\} = 0 \longrightarrow L_{p\text{mfn.}}$

La profundidad crítica D_f de la superficie de deslizamiento será:

$$\frac{k}{C_0} D_f = \sqrt{\frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{q}{C_0} - 1} - 1 \quad \text{----- (24)}$$

El ancho mínimo depende de D_f . De las ecuaciones (23) y (24) obtendremos el ancho mínimo de la pendiente, así:

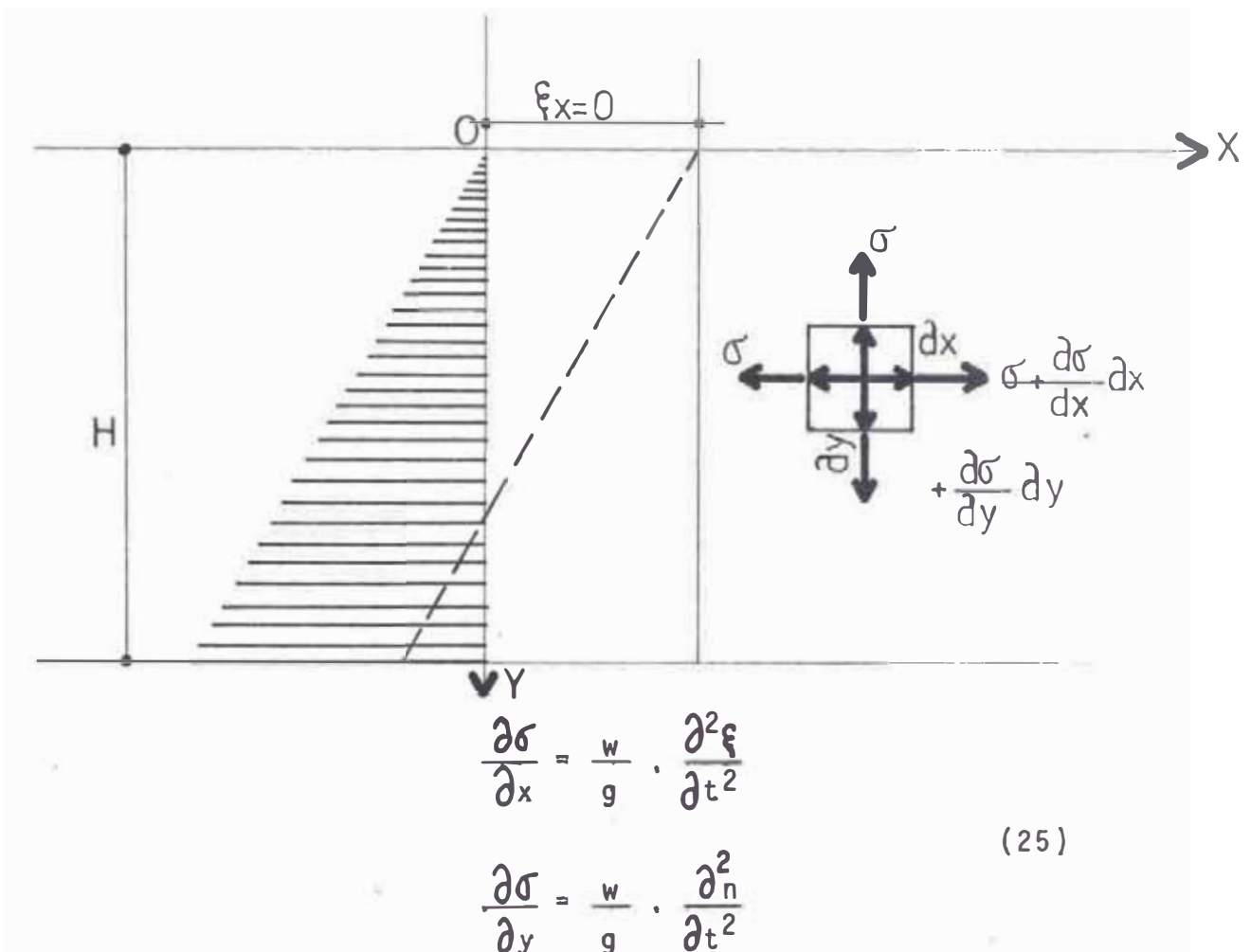
$$\frac{kL_p}{C_0} = \frac{\frac{q}{C_0} - 4\sqrt{2} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{KD_1}{C_0}\right)}{1 + \frac{KD_1}{C_0}} \cdot \frac{KD_1}{C_0} \quad D_1 > D_f$$

$$\frac{kL_p}{C_0} = 2\sqrt{2} \left(\sqrt{\frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{q}{C_0} - 1} - 1 \right)^2 \quad D_1 < D_f$$

2.9. PRESION HIDRODINAMICA

H.M. Westergaad calculó la presión hidrodinámica durante el sismo de la siguiente manera: Se tomaron coordenadas cartesianas sobre el muro con la coordenada X en la dirección horizontal y la coordenada Y en la dirección de la profundidad del agua, con origen de coordenadas en la superficie de la parte mojada del muro. Es lógico que durante el sismo el agua vibrará

Las componentes del desplazamiento en las direcciones x e y serán ξ y η respectivamente. El cambio de presión del agua es debido a la vibración. Este cambio se llama presión hidrodinámica y se expresa por σ . Tomaremos elementos infinitesimales dx , dy en el agua (ver figura); y por equilibrio dinámico, se deducen las siguientes ecuaciones:



donde w : densidad del agua.

Si se le considera al agua como un elemento comprensible, la

presión hidrodinámica es proporcional al esfuerzo volumétrico.

$$\sigma = K \epsilon$$

donde: K: módulo de elasticidad de volumen del agua

ϵ : esfuerzo

$$\text{luego: } \epsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial n}{\partial y} \quad (26)$$

$$\sigma = K \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial n}{\partial y} \right)$$

Reemplazando (26) en (25) tendremos:

$$\begin{aligned} -\frac{w}{gK} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 n}{\partial x \partial y} &= 0 \\ -\frac{w}{gK} \frac{\partial^2 n}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 n}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} &= 0 \end{aligned} \quad (27)$$

Si el movimiento del suelo se considera como una vibración horizontal sinusoidal con amplitud a y período T , $y = H$

$$\xi_{y=H} = \frac{KgT^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

La presión hidrodinámica en la superficie es cero, luego $y = 0$

$$\sigma_y = 0 = 0$$

También, si se asume que la presión hidrodinámica no ocurre en un punto extremadamente distante del muro, no afecta al muro

Luego

$$x = \infty$$

$$\sigma_{x = \infty} = 0$$

Asumiendo, además que el muro es rígido y que el desplazamiento relativo del muro respecto del suelo causado por el sismo es pequeño, el desplazamiento horizontal en el paramento mojado del muro es igual al desplazamiento horizontal del suelo, luego:

$$\xi_{x=0} = a \cos \frac{2\pi t}{T} = \frac{KgT^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

ξ y η son (+) A, B, α, β son constantes

$$\xi = Ae^{-\alpha x} \sin \beta y \cos \frac{2\pi t}{T}$$

$$\eta = Be^{-\alpha x} \cos \beta y \cos \frac{2\pi t}{T}$$

En la ecuación (27)

$$\frac{w}{Kg} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 A + \alpha^2 A + \alpha \beta B = 0$$

(28)

$$\frac{w}{Kg} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 B - \beta^2 B - \alpha \beta A = 0$$

La determinante de los coeficientes deberá ser nula; a fin de -

tener solución con las cuales A y B no seán ceros

$$\alpha^2 - \beta^2 + \frac{w}{Kg} \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 = 0$$

$$\beta = \frac{n\pi}{2H}, \quad n = 1, 3, 5, \dots$$

$$\alpha = \beta c_n = \frac{n\pi c_n}{2H}$$

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16 w H^2}{n^2 Kg T^2}}$$

Y la ecuación (28) $B = -\frac{A}{c_n}$

Luego: Si A(n) es un coeficiente indeterminado, la solución de la ecuación (26) será:

$$\xi = \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n A(n) \exp\left(-\frac{n\pi c_n}{2H} x\right) \sin \frac{n\pi y}{2H}$$

$$\eta = -\cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{A(n)}{c_n} \exp\left(-\frac{n\pi c_n}{2H} x\right) \cos \frac{n\pi y}{2H}$$

$$\xi_{x=0} = \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n A(n) \sin \frac{n\pi y}{2H}$$

$$\frac{KgT^2}{4\pi^2} = \sum_n A(n) \sin \frac{n\pi y}{2H}$$

Según la serie de Fourier:

$$1 = \frac{4}{\pi} \sum_n \frac{1}{n} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H} \quad n = 1, 3, 5, \dots$$

para $|y| < 2H$, tendremos:

$$A(n) = \frac{KgT^2}{4\pi^2} \cdot \frac{4}{\pi n} \frac{kgT^2}{n\pi^3}$$

$$\xi = \frac{KgT^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n} \exp\left(-\frac{n\pi c_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H} \quad (29)$$

$$\eta = \frac{KgT^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{nc_n} \exp\left(-\frac{n\pi c_n}{2H} x\right) \cos \frac{n\pi y}{2H}$$

Por lo tanto, de la ecuación (29):

$$\sigma = \frac{8KwH}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n^2 c_n} \exp\left(-\frac{n\pi c_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H}$$

Si $x = 0$, la presión hidrodinámica sobre el muelle puede calcularse, en efecto:

$$p = mKg \cos \frac{2\pi t}{T} \quad \text{donde:}$$

$$m = \frac{8wH}{\pi^2 g} \sum_n \frac{1}{n^2 c_n} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H}$$

donde el valor de p (+), la presión hidrodinámica será una fuerza de tracción.

Por lo tanto la presión hidrodinámica actuando sobre un muro es proporcional a la aceleración horizontal del muro. En otras palabras, la fuerza de inercia actuando sobre el muro es también proporcional a la aceleración horizontal del muro. Por consiguiente, la presencia de la presión hidrodinámica hace que la fuerza de inercia aumente y por lo tanto, m es la masa equivalente del agua contenida.

Cuando el periodo del movimiento sísmico tiene un valor específico, p será ∞ .

Existe una fórmula aproximada con la cual podemos calcular el valor de p , cuando el periodo del sismo es alrededor de 1 segundo. Este valor es:

$$p = Kgm$$

$$\text{siendo } m = \frac{7}{8} \cdot \frac{w}{g} \sqrt{H y}$$

p : presión hidrodinámica durante el sismo ----- $\left(\frac{Kg}{m^2}\right)$

m : masa equivalente de agua contenida

K : relación entre la aceleración sísmica y
la aceleración de la gravedad

w : densidad del agua ----- $\left(\frac{Kg}{m^3}\right)$

- h : profundidad del agua ----- (m)
g : distancia de la sección transversal a la
coronación del muro ----- (m)

La presión hidrodinámica muestra una distribución parabó
lica y vale los $\frac{7}{8}K$ veces la presión hidrostática en el fondo.

C A P I T U L O I I I

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUELLES

En la actualidad existen en el mundo 4 tipos de muelles, tales son

1. Muros tipo gravedad
2. Grupo de pilotes verticales e inclinados
3. Muros tipo celulares
4. Entablonados de contención con tirantes y tablestacado.

Por lo tanto, es objetivo principal de este capítulo, el analizar el comportamiento estructural de cada tipo de muelle - en condiciones dinámicas.

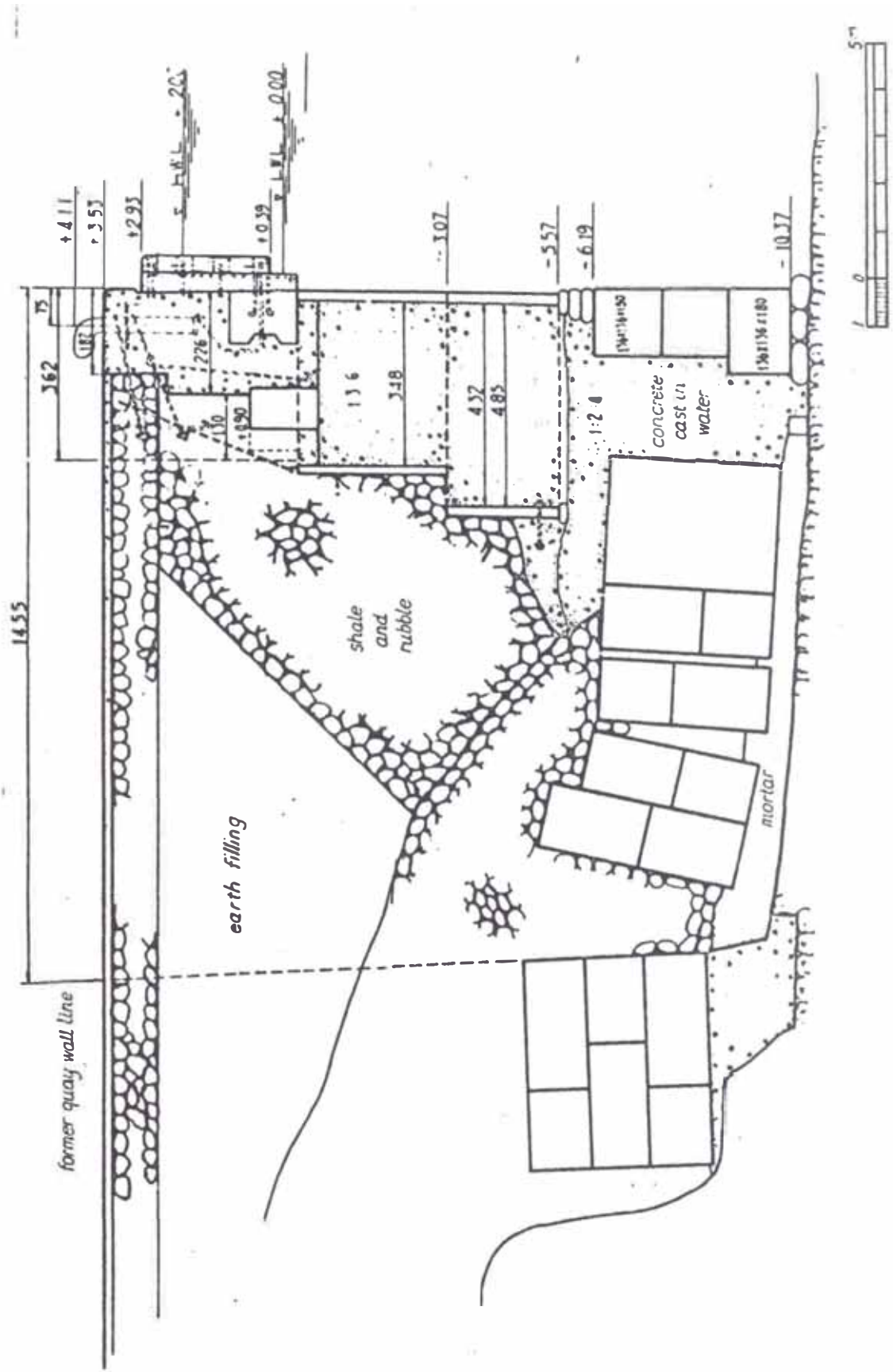
3.1 MUROS DE MUELLES TIPO GRAVEDAD

1. Descripción

Este tipo de Muelles son los más populares en el mundo, ya que son relativamente durables y soportan muy bien el impacto de los barcos..

Principalmente un muro de Muelles tipo Gravedad es una es

Muro de contención de gravedad de un muelle



estructura en la cual su resistencia está dada por su propio peso de sus paredes contra la presión lateral de tierras.

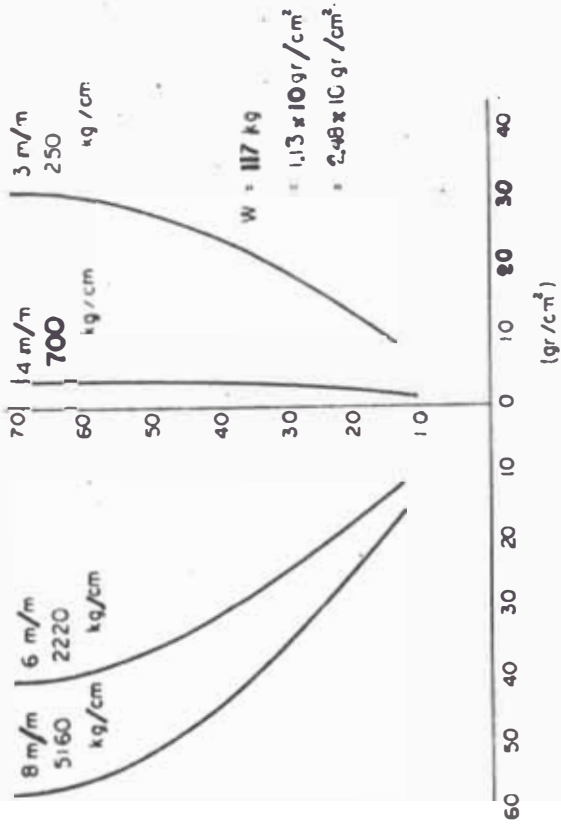
Los muros de contención que conforman las paredes, generalmente están hechas con caissons, bloques tipo L.

Son comparativamente rígidos y son a menudo empleados en los muelles en caso de que no sea profunda el fondo marino.

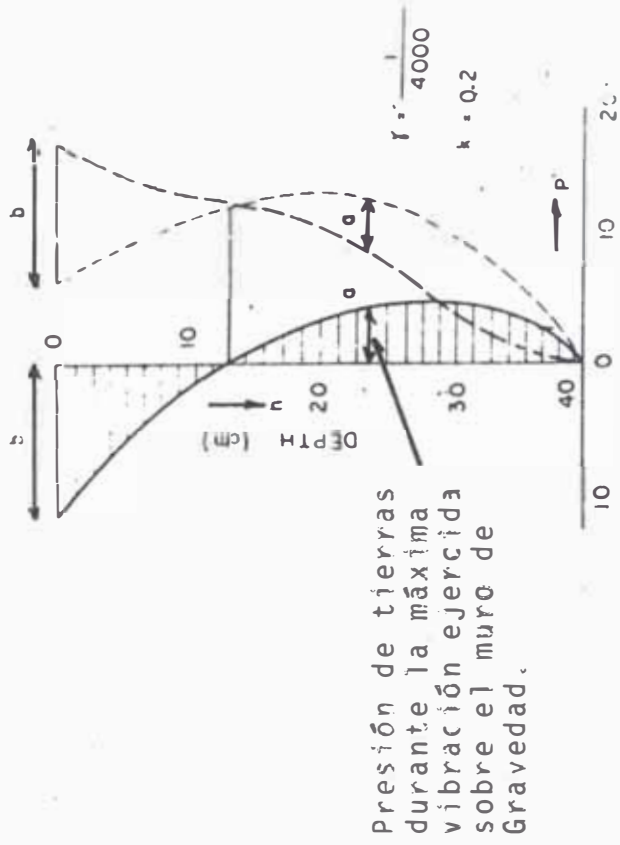
Sin embargo, cuando la profundidad del agua aumenta, la presión lateral de tierras aumenta proporcionalmente con el cuadrado de la profundidad, y por lo tanto, no solo el peso del muro es más grande, sino que la reacción del terreno también aumenta. Por consiguiente, si el suelo es blando, podría ocurrir un asentamiento y la ruptura del suelo por un deslizamiento circular. Por esta razón, no es deseable seleccionar este tipo de muelle en lo que a cimentación respecta; especialmente en una región donde son grandes los efectos del sismo.

2. COMPORTAMIENTO DINAMICO. PRUEBAS DE VIBRACION

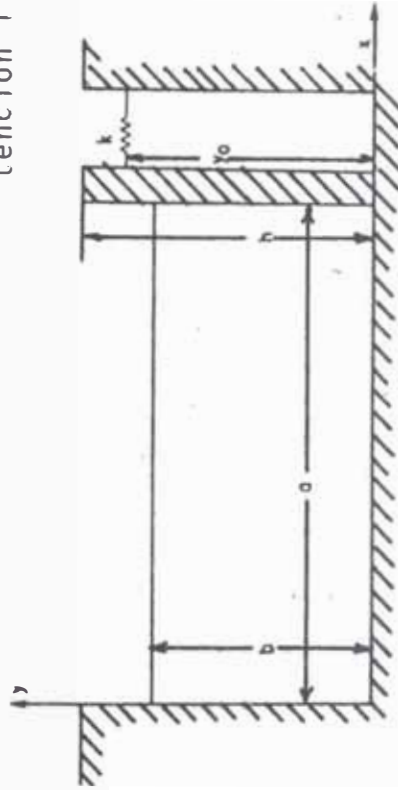
Tomaremos como ejemplo representativo; las pruebas de vibración hechas en el Puerto de Kobe, Japón; con dimensiones de 400 x 55 mts. como puede verse en la figura 1 y cuyo resultados a las pruebas de vibración en las siguientes hojas.

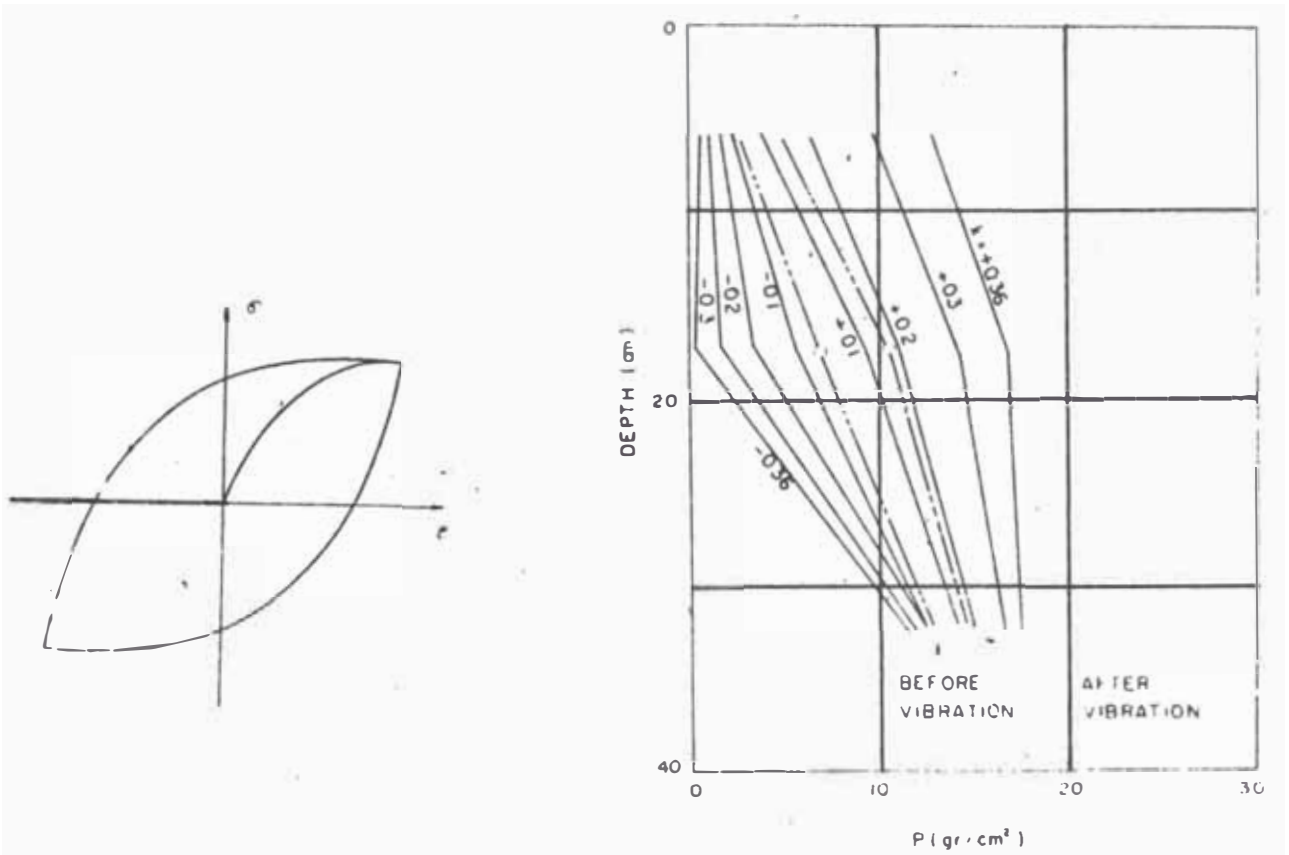


Relación de fase BTW y Distribución de Presiones a las constantes elásticas de los resortes.



Amplitud de la presión de Tierras en la vibración de un muro de conexión Tipo Gravedad.

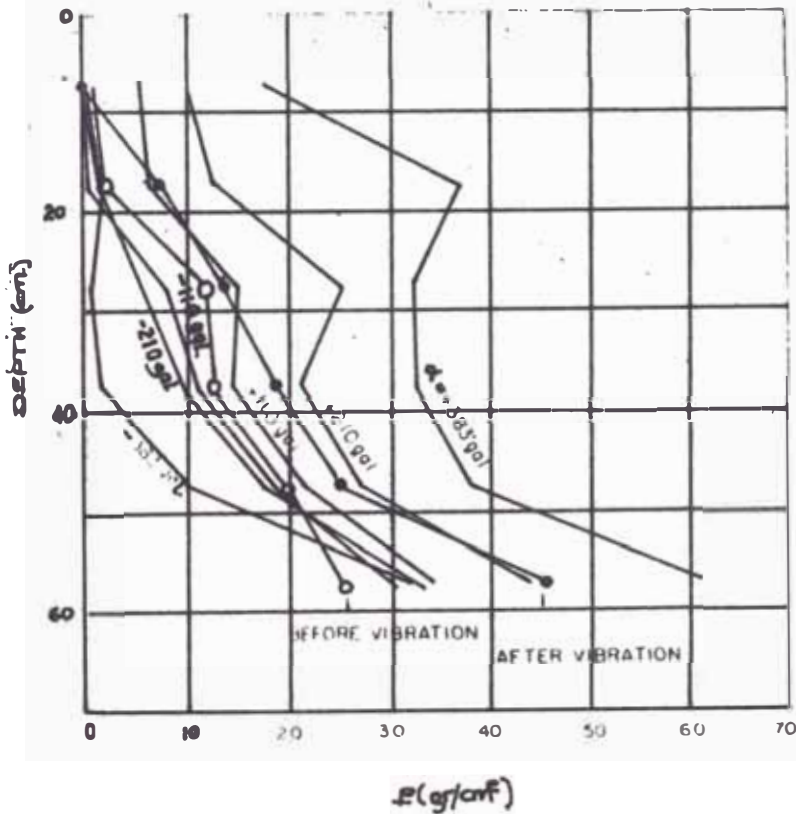




Distribución de la presión lateral de tierras según H. Matsuo, para muros fijos.

(40cm x 43cm x 110cm)

Y. ISHII'S DISTRIBUTION OF EARTH PRESSURE (70cm x 100cm x 384cm) FOR FIXED WALL



Distribución de la presión lateral de tierras según Y. Ishii, para muros fijos.

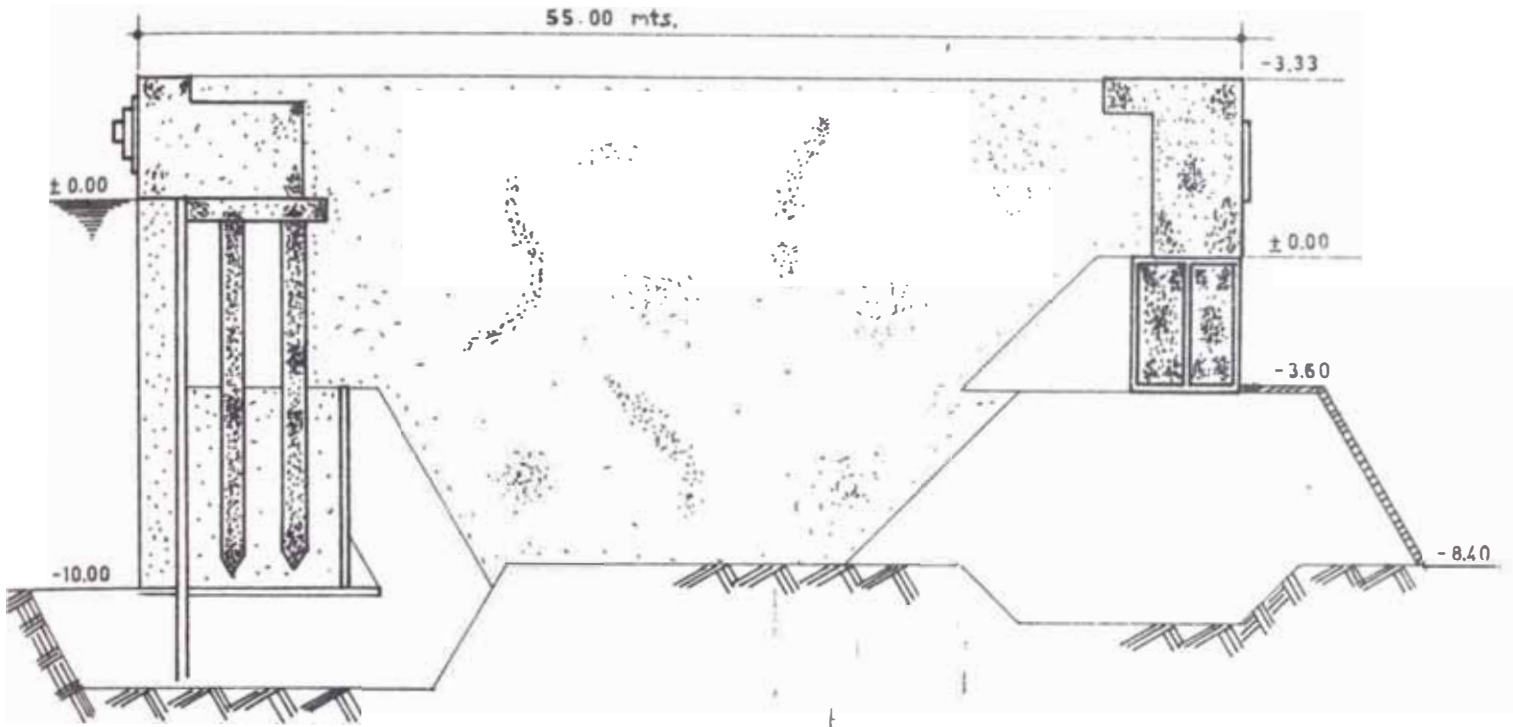


Fig.1 Sección transversal del muelle del
Puerto de Kobe, Japón

Las principales mediciones fueron las siguientes

- (1) Distribución transversal de la aceleración.
- (2) Distribución axial de la aceleración
- (3) Distribución vertical de la aceleración
- (4) Medidas de las constantes elásticas del suelo.

Los puntos de explosión estuvieron situados a 1000 m(X)
y 1500 m(y) de distancia del muelle en la dirección perpendicu-

lar al eje del mismo y con cargas de explosión de 11.25 Kg. y 22.5 Kgs. respectivamente.

Según los resultados de prospección sísmica, la curva tiempo-distancia, indica la formación de 3 estratos con velocidades de onda P de 190 m/s (arena seca), 1350 m/s (arena saturada) y 1850 m/s (depósitos originales).

Los principales resultados de las pruebas de vibración fueron los siguientes:

(1) Distribución transversal de la aceleración

Los acelerógrafos se situaron en el fondo del mar y en el centro del eje del muelle en una línea paralela a la sección transversal del muelle, midiéndose el movimiento horizontal causado por la vibración. Los resultados pueden verse en las siguientes figuras. Los puntos de la curva representan la relación de la máxima aceleración a la máxima aceleración del suelo. (0.52 cm/s^2) de vibración (perpendicular a los ejes del muelle) componente causada por la explosión Y.

(2) Distribución axial de la aceleración

Los sismógrafos fueron colocados en el centro de línea del muelle, y las medidas se hicieron de la misma manera que el método antes mencionado. La distribución axial de la máxima aceleración se muestra en la siguiente figura.

Distribución de la aceleración en un pilote debido
a la explosión

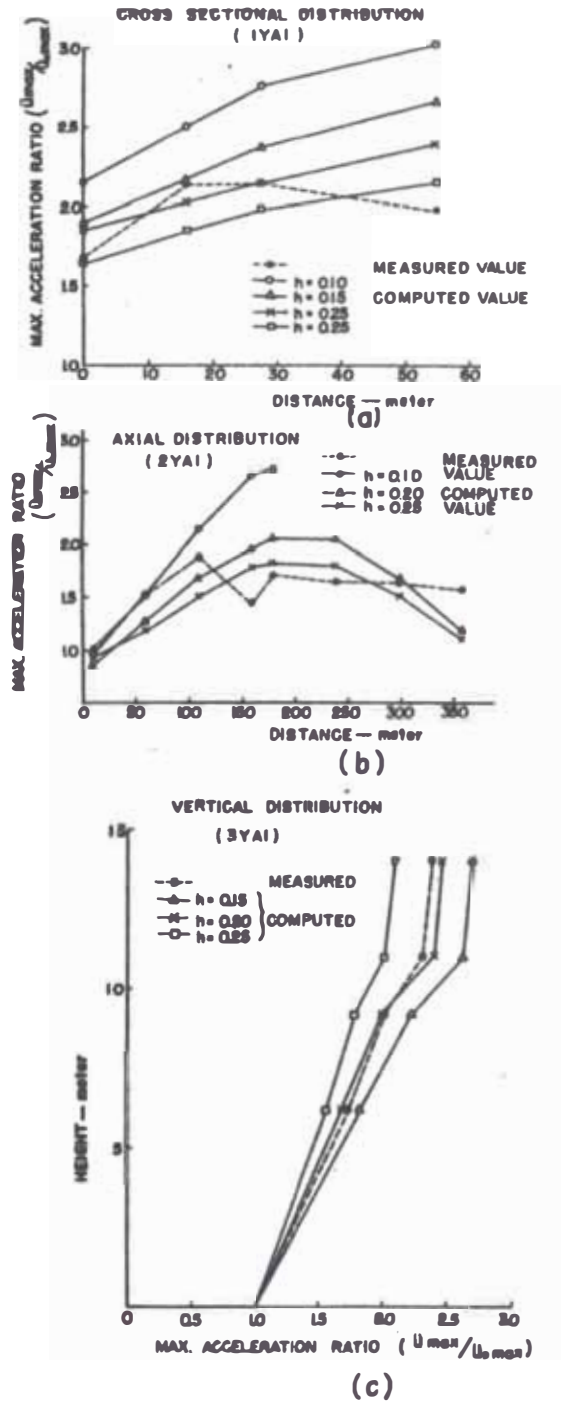


Fig. 19 Distribution of acceleration of No. 6 pier by explosion.
a. Cross sectional distribution.
b. Axial distribution.
c. Vertical distribution

Distribución de la aceleración en un pilote debido a la explosión

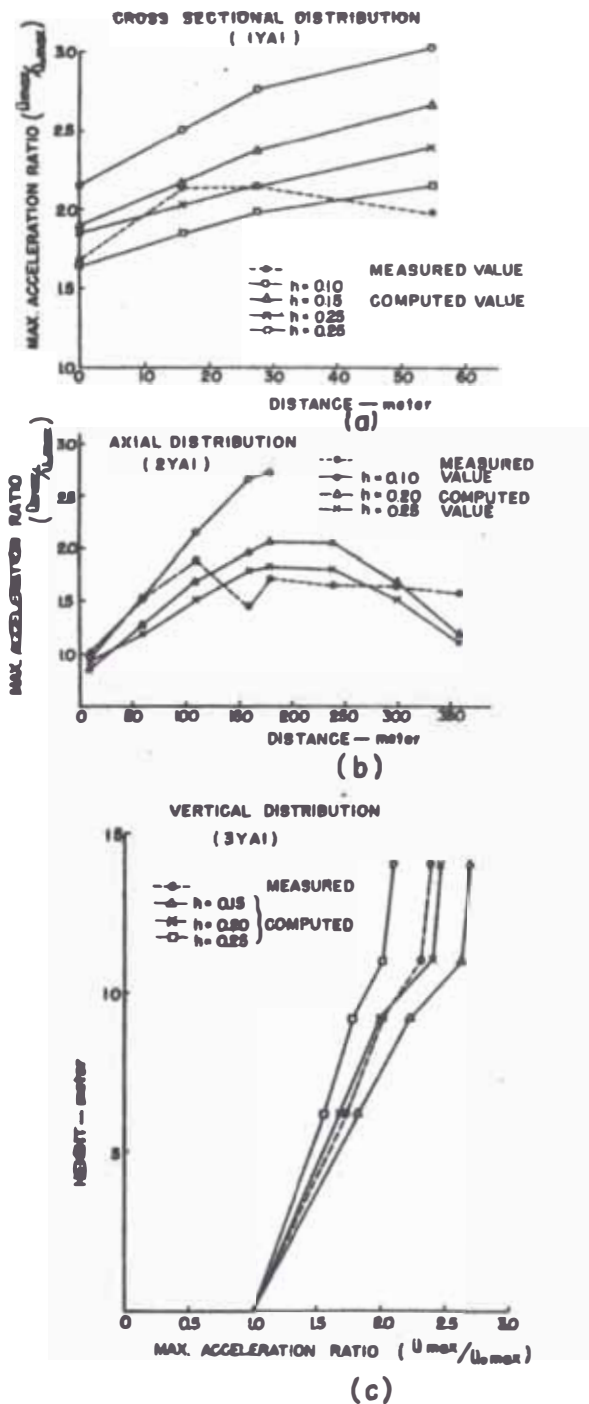


Fig. 19 Distribution of acceleration of No. 6 pier by explosion.
 a. Cross sectional distribution.
 b. Axial distribution.
 c. Vertical distribution

(3) Distribución vertical de la aceleración

Se practicaron 3 perforaciones de 3, 4.8 y 7.7 m. de profundidad, en el centro del muelle, y colocándose en su fondo acelerógrafos se pudo medir la vibración causada por la explosión, midiéndose de esta manera la máxima aceleración vertical.

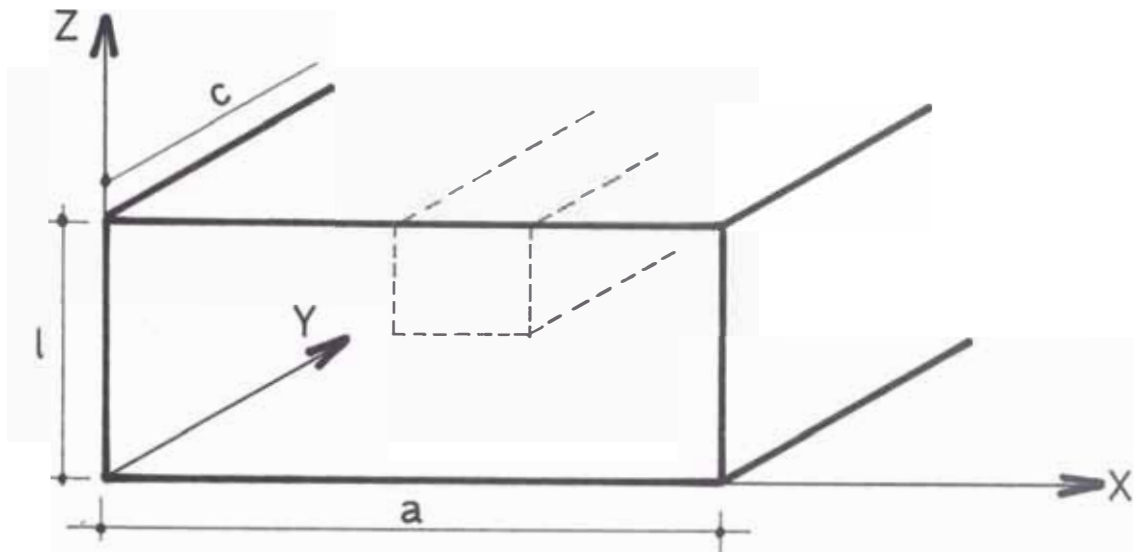
El suelo se comportó como un cuerpo uniforme visco-elástico, asumiéndose que la oscilación debida a la deformación del subsuelo puede ocurrir.

La ecuación del movimiento en las 3 dimensiones del cuerpo viscoelástico, considerando solo el desplazamiento en la presión transversal, es la siguiente:

$$\frac{\gamma}{g} \left(\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \mu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} \right) + (\lambda' + 2\mu') \frac{\partial^3 \bar{u}}{\partial t \partial x^2} + \bar{u}' \left(\frac{\partial^3}{\partial t \partial y^2} + \frac{\partial^3}{\partial t \partial z^2} \right) \text{-----(1)}$$

donde:

x, y, z: Componentes del desplazamiento según la sección transversal, axial y vertical al eje del muelle respectivamente, tan igual como se aprecia en la siguiente figura:



MODELO SIMPLE

u_0, \bar{u} : amplitud del movimiento del suelo y desplazamiento relativo de la estructura en el suelo en la dirección X .

λ, μ : constantes elásticas

λ', μ' : coeficientes de viscosidad

ρ : densidad de la masa

g : aceleración de la gravedad

Primeramente consideraremos las condiciones límites:

$x = 0$ y $x = a$. Los muros soportan el suelo de contención, pero también se mueven por la presión de tierras durante la vibración. Se asume que el centro de rotación del movimiento del muro está ubicado en su base, y que la resistencia al vuelco es - debido a la reacción. Podemos asumir sin embargo que el despla-

zamiento relativo u puede ocurrir debido al giro a través del rango:

$$0 \leq x \leq a \quad \text{Donde } \bar{u} \text{ puede ser:}$$

$$\bar{u}(x,y,z,t) = \theta(x,y,t) \cdot f(z) = \theta z \text{ -----(2)}$$

donde θ : desplazamiento angular.

Luego, el momento de volteo actuando sobre el muro inducido por la presión de tierras alrededor de la base puede escribirse como sigue, si la viscosidad del suelo no la tomamos en cuenta:

$$\int_0^1 (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} z \, dz = (\lambda + 2\mu) \frac{1^3}{3} \frac{\partial \theta}{\partial x} \text{ -----(3)}$$

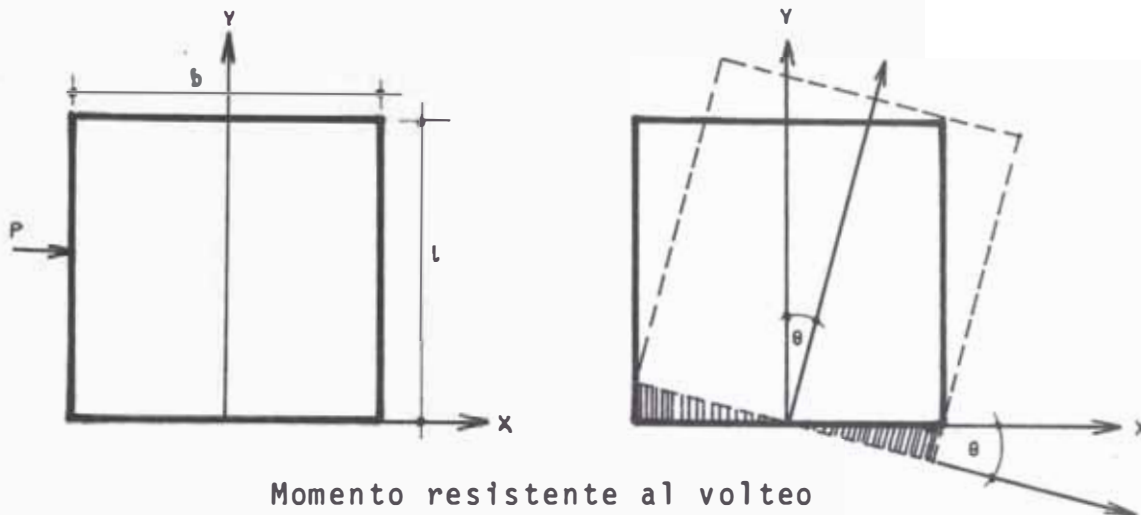
El momento resistente al volteo actuando sobre la base del muro puede expresarse así:

$$\int_{-b/2}^{b/2} k_s \theta x^2 dx = \frac{b^3}{12} k_s \theta \text{ -----(4)}$$

donde: b : ancho del muro

k_s : coeficiente de la reacción

Puede apreciarse mejor en la siguiente figura:



Momento resistente al volteo

Las condiciones límites son:

$$(i) \quad x = 0 \quad \frac{b^3}{12} k_s \theta = (\lambda + 2\mu) \frac{l^3}{3} \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (5)$$

$$(ii) \quad x = a \quad \frac{b^3}{12} k_s \theta = -(\lambda + 2\mu) \frac{l^3}{3} \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (6)$$

$$(iii) \quad y = 0 \quad \bar{u} = 0, \quad \theta = 0 \quad (7)$$

$$(iv) \quad y = c \quad \bar{u} = 0, \quad \theta = 0 \quad (8)$$

$$(v) \quad z = 0 \quad \bar{u} = 0, \quad f(z) = 0 \quad (9)$$

$$(vi) \quad z = 1 \quad \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = 0, \quad \frac{df}{dz} = 0 \quad (10)$$

Ahora bien, la solución de la ecuación (1), cuando el movimiento del suelo $u_0(t)$ es función arbitraria en forma irregular y bajo las condiciones límites ya mencionados, es la si-

$$\bar{u} = \sum_i \sum_m \sum_n \frac{(-1)^{n-1} 96 \left\{ a^2 (1 - \cos \delta t) + k \delta t \sin \delta t \right\}}{\pi^3 \delta t (2m-1) (2n-1)^2 (k \delta t^2 + 2ka + a^2)} \left(\sin \frac{\delta t}{a} x + \frac{k \delta t}{a} \cos \frac{\delta t}{a} x \right) \\ \times \sin \frac{(2m-1) \pi y}{a} \sin \frac{(2n-1) \pi z}{2l} \times \frac{1}{p_{i,m,n} \sqrt{1 - h_{i,m,n}^2}} \int_0^t \ddot{u}_0 e^{-h_{i,m,n} p_{i,m,n} (t-\tau)} d\tau$$

$$\times \sin p_{i,m,n} \sqrt{1 - h_{i,m,n}^2} (t - \tau) d\tau \quad \text{----- (11)}$$

($i = 1, 2, 3, \text{-----}, m = 1, 2, 3, \text{-----}, n = 1, 2, 3, \text{-----}$)

donde:

$$\operatorname{tg} \delta t = \frac{2k\delta t}{a}, \quad k = \frac{4(\lambda + 2\mu)}{k_s} \left(\frac{l}{b}\right)^3$$

$$p_{i,m,n} = \sqrt{\left(\frac{c_1 \delta t}{a}\right)^2 + \left\{ \frac{(2m-1) c_2 \pi}{c} \right\}^2 + \left\{ \frac{(2n-1) c_2 \pi}{2l} \right\}^2}$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{(\lambda + 2\mu) g}{\gamma}}, \quad c_2 = \sqrt{\frac{\mu g}{\gamma}}$$

$$h_{i,m,n} = \frac{1}{2p_{i,m,n}} \left[\left(\frac{c_1 \delta t \nu_1}{a}\right)^2 + \left(\frac{(2m-1) c_2 \nu_2 \pi}{c}\right)^2 + \left(\frac{(2n-1) c_2 \nu_2 \pi}{2l}\right)^2 \right]$$

$$\nu_1^2 = \frac{\lambda' + 2\mu'}{\lambda + 2\mu}, \quad \nu_2^2 = \frac{\mu'}{\mu}$$

Usaremos los valores dados en la tabla adjunta.

notación	unidad	valor	observación
a	m	165	
b	m	10.3	
c	m	410	
l	m	14	
c ₁	m/S,	1350	resultado de la prueba de prospección sísmica
c ₂	m/S.	130	*
γ	t /m ³	2	
k _s	t/m ³	37600	* *

*"Nuevas consideraciones para las propiedades antisísmicas de obras portuarias". M. Hatanaka.

** "Evaluación de los coeficientes de la reacción" K. Terzaghi.

Se obtuvo 0,32 seg. para el período de vibración libre - de 1er. orden. La respuesta y distribución de la aceleración causada por el sismo, pueden calcularse considerando al suelo como un movimiento de función forzada y tomando para $h = 0,25$.

De esta manera, nosotros podemos conocer el comportamiento de este tipo de muelle a la vibración durante el sismo toman

do al suelo retenido como un cuerpo viscó-elástico; aunque no contamos hasta ahora con resultados de la frecuencia natural y del coeficiente de amortiguamiento de dicha estructura obtenida por medidas directas.

3.2. GRUPO DE PILOTES VERTICALES E INCLINADOS

Este tipo de muelles puede construirse fácil y rápidamente y con relativo bajo costo. Además, es útil su gran tamaño en caso de ser de acero y ventajoso pues la tecnología moderna la ha protegido a base de rayos catódicos lo cual han hecho que se vuelvan muy populares en estos últimos años.

Dentro de este tipo de muelles debemos de considerar también como una variedad de ellos al llamado pilote tipo caballete, los cuales están provistos de una plataforma, y se emplean cuando la excesiva presión de tierras actuante y la gran sobrecarga hacen que los pilotes sin plataforma no puedan soportarlo.

3.3. MUELLE CONFORMADO A BASE DE GRUPOS DE PILOTES VERTICALES E INCLINADOS

3.4. MUELLES CON SOLAMENTE PILOTES VERTICALES

Para el estudio de este tipo de estructura, supondremos:

- a. La plataforma de los pilotes (el cual se considera como un pilote con capitel) tiene rigidez con el pilote

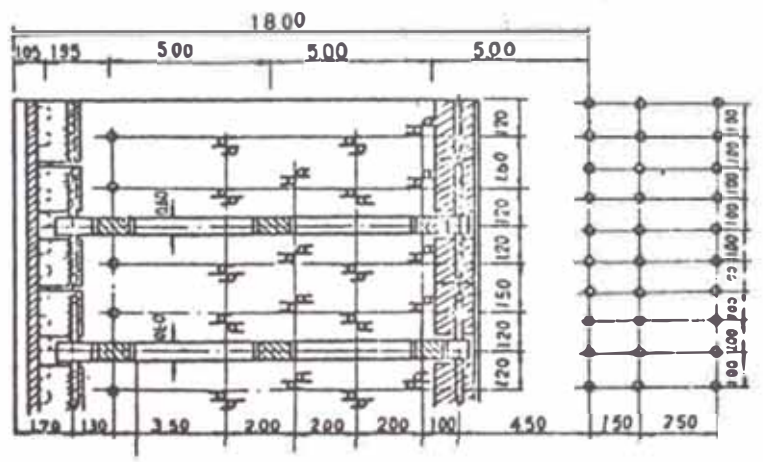
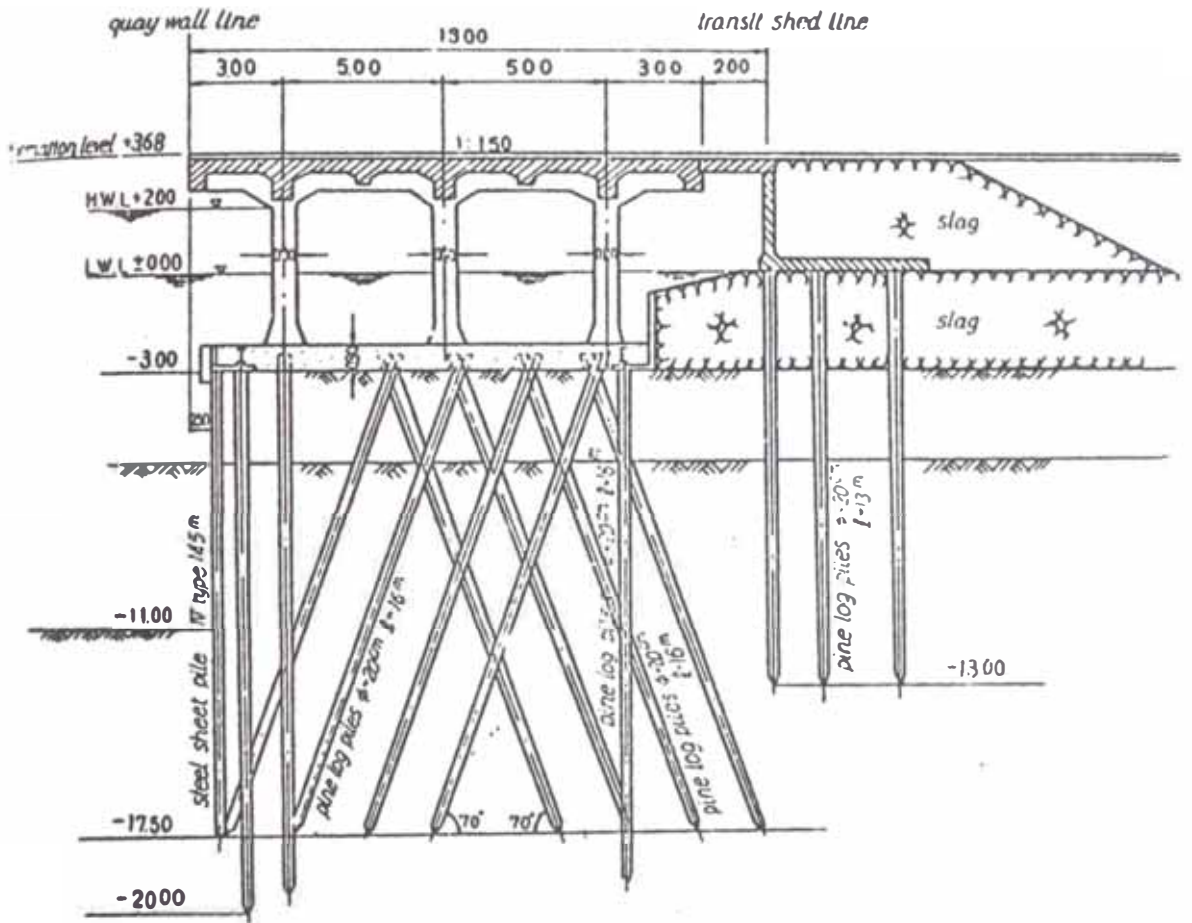
te.

- b. Todos los pilotes poseen la misma sección transversal
- c. No ocurre el asentamiento en el apoyo de los pilotes
- d. Los apoyos de los pilotes están al mismo nivel.
- e. El desplazamiento horizontal de la parte superior de cada pilote respecto del apoyo es la misma para todos los pilotes.

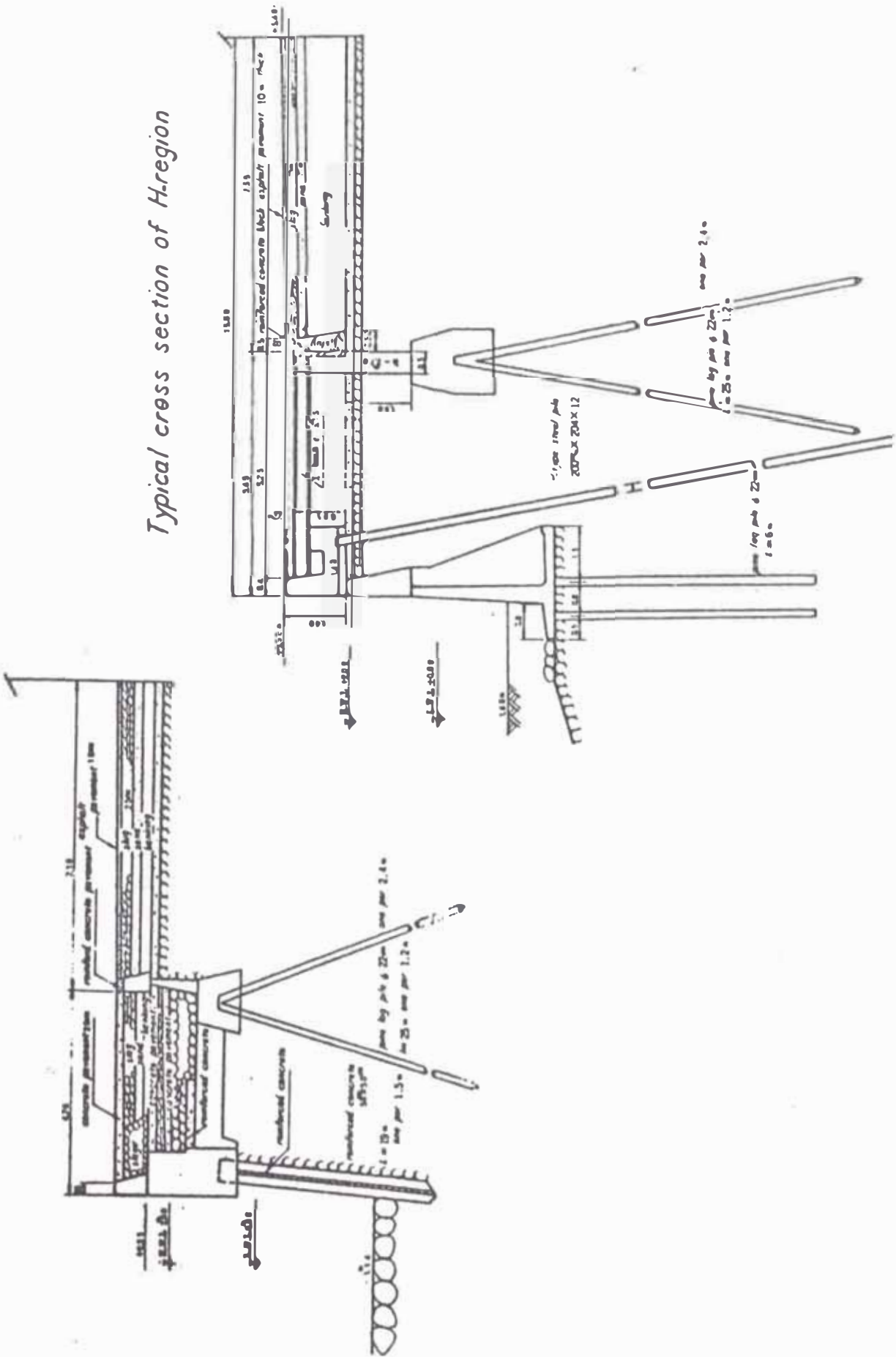
En efecto, en este tipo de pilotes, la fuerza horizontal de sismo es transferida al suelo por la fuerza cortante, la cual le origina al pilote un momento de volteo. Por consiguiente, la fuerza horizontal actuante deberá de ser pequeña ya que los pilotes ofrecen poca resistencia al volteo. Por esta razón, las defensas de los pilotes deberán de absorber el impacto; para que de esta manera disminuya la fuerza horizontal causante de la deflexión.

A continuación se muestran, diversas secciones típicas - de este tipo de muelles.

Sección típica transversal de un Muelle compuesto por un Grupo de Pilotes Verticales e Inclinados.



Ⓔ Typical cross section of retaining wall

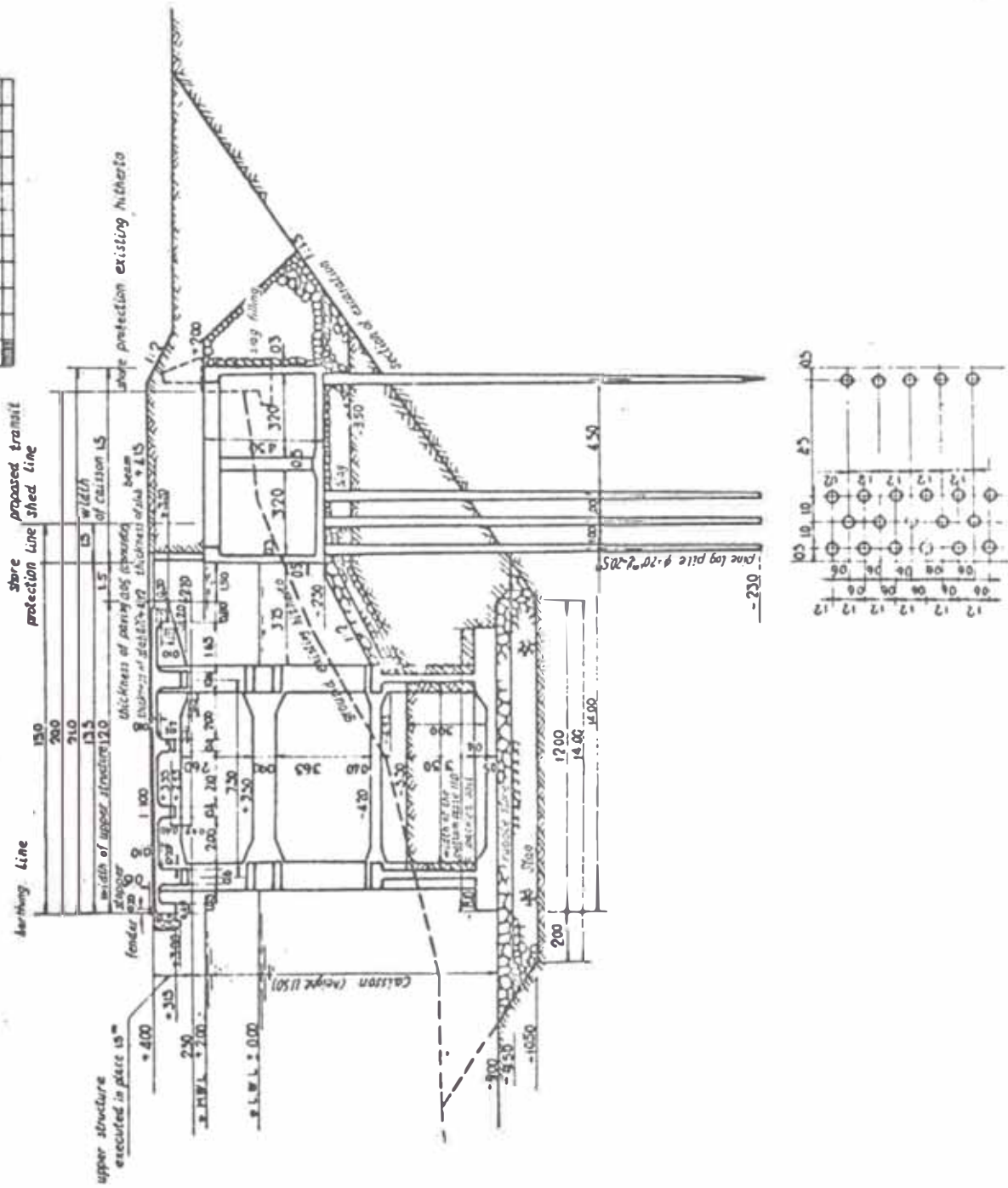


Typical cross section of H-region

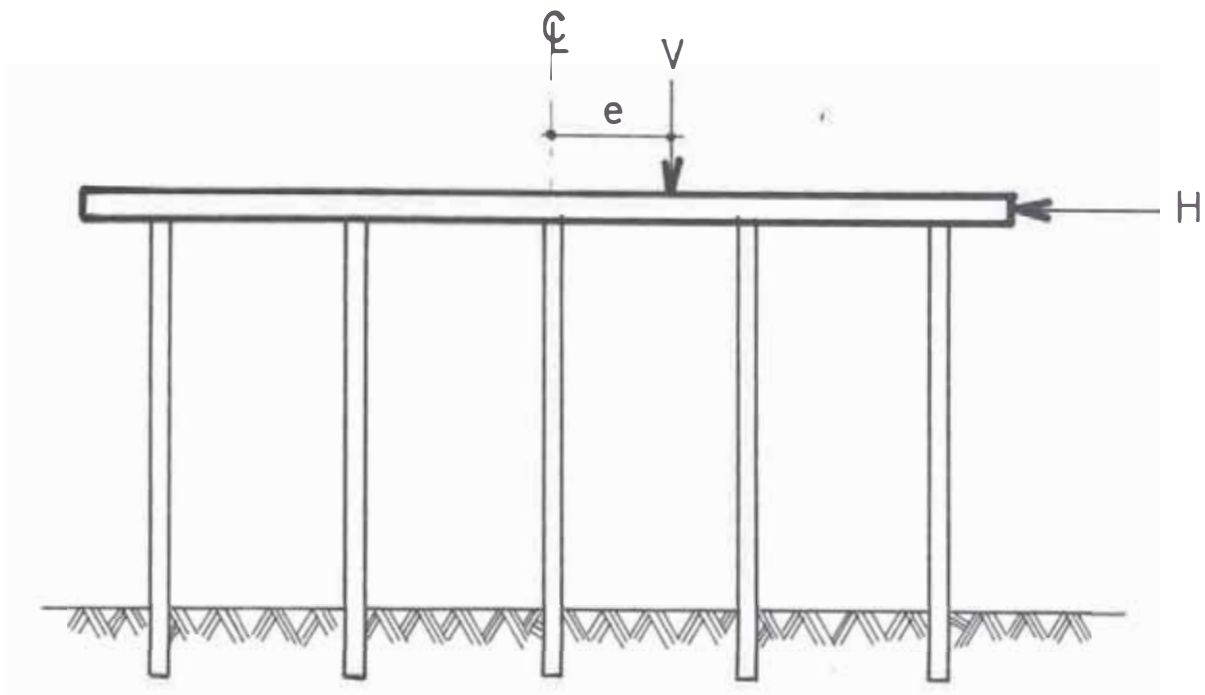
Sección típica transversal de un Muro de Contención de un Muelle

Standard Section of Kawasaki Landing Pier

1: 200



Sección transversal de un Muelle con Pilotes



Sección transversal de un muelle con grupos de pilotes verticales

3.5. MUELLE CON PILOTES INCLINADOS Y VERTICALES (Grupo simétrico)

En este tipo de estructura, la fuerza horizontal H es tomada solamente por los pilotes inclinados. En los muelles, cualquier sistema de fuerzas actuantes se reducen a solo 3 consideraciones, las cuales estudiaremos el efecto que producen cada una de ellas sobre la estructura en sí. Estas son:

- 1) - Fuerza vertical V actuando a través del eje de simetría.
- 2) - Fuerza horizontal H actuando a través del eje de la plataforma.

3) - Un momento M .

1. Muelle sujeto a fuerza vertical V .

Si una fuerza vertical actúa sobre unos pilotes simétricos en el eje centroidal (Ver Fig. 1), y puesto que la plataforma es rígida a él, el desplazamiento vertical δ_v en la parte superior de cada pilote será el mismo. Luego:

$$\delta_{v1} = \delta_{v2} = \dots \delta_{vn} \quad (12)$$

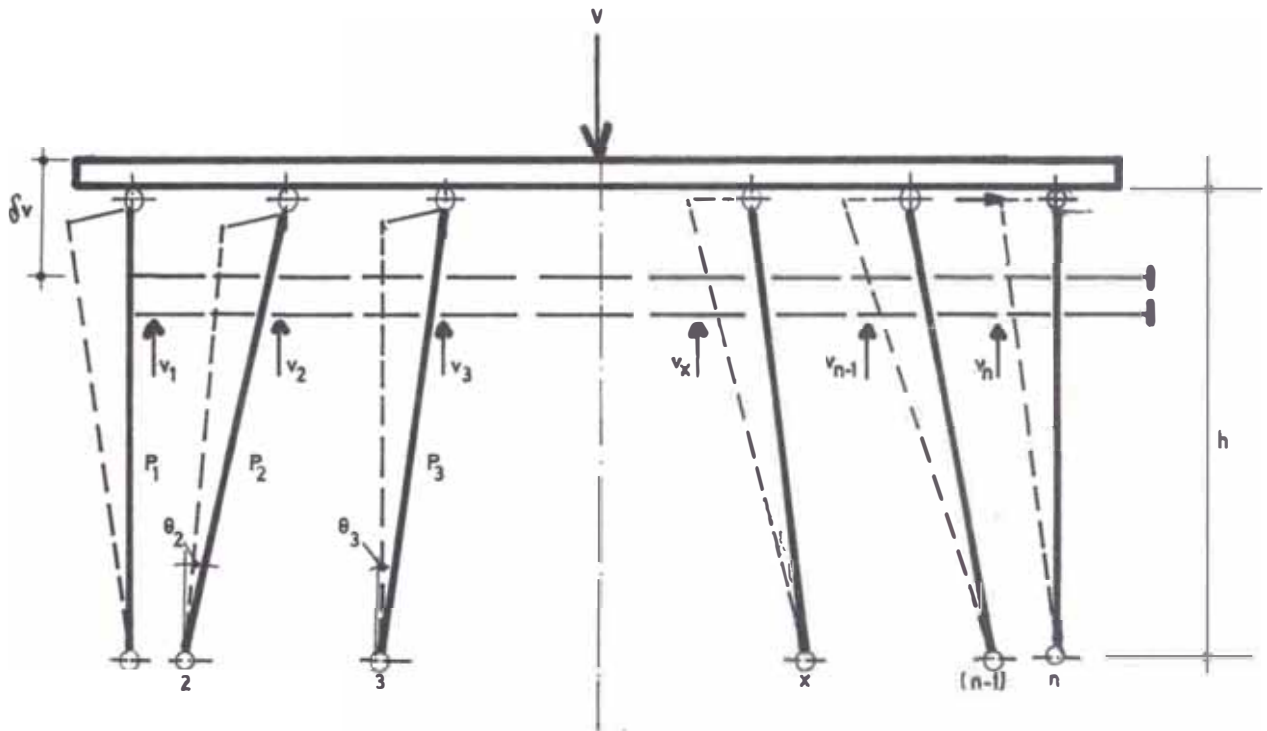


Fig. 1

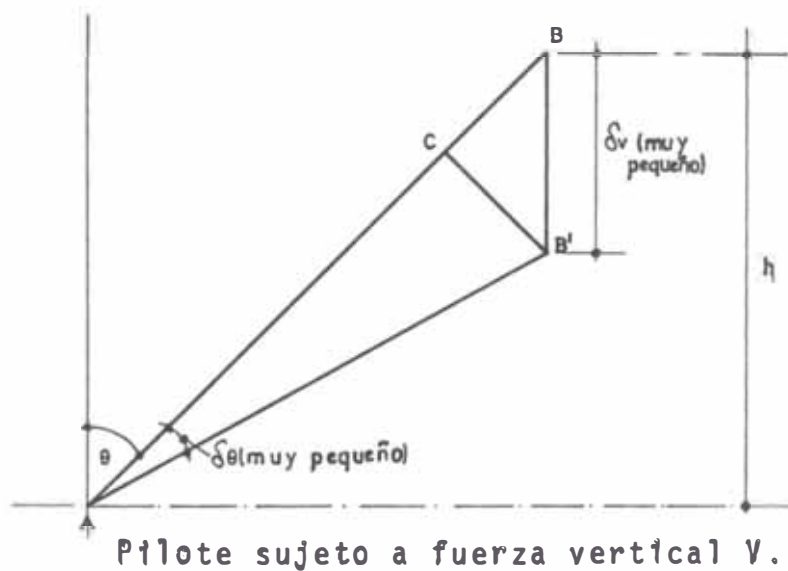
Es lógico aceptar que la fuerza V será soportada por los componentes en la parte superior de dichos pilotes, o sea:

$$V = V_1 + V_2 + \dots + V_n \quad (13)$$

siendo P_1, P_2, P_3 la fuerza axial en cada pilote, luego:

$$V = P_1 \cos \theta_1 + P_2 \cos \theta_2 + \dots + P_n \cos \theta_n \quad \text{--(14)}$$

Considerando un pilote AB inclinado un ángulo θ como muestra la figura, cuando esté sujeto a la fuerza vertical V, el pilote tomará la posición AB'.



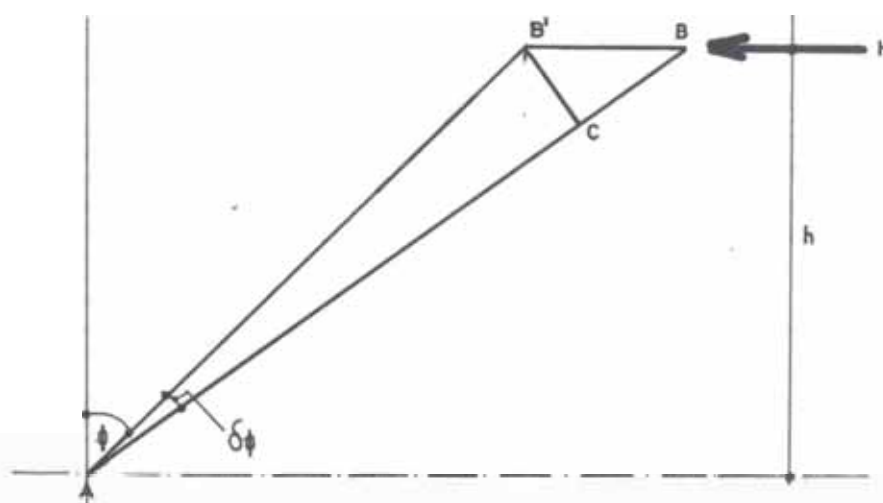
El desplazamiento vertical (δ_v) puede ser considerado como un desplazamiento $\delta_v \sin \theta$ (representado por CB') perpendicular a AB y una contracción $\delta_v \cos \theta$ (representado por BC). Cuando tratemos el diseño veremos más a fondo esta cuestión.

b) Muelle sujeto a fuerza horizontal H.

Cuando una fuerza horizontal actúa sobre la plataforma de un pilote, y suponiendo que sea rígida al pilote, es lógico

pensar que los desplazamientos serán los mismos para cada pilote.

En la figura, el pilote AB, sujeto a la fuerza horizontal H, se mueve a la posición AB', el cual se le considera un



Pilote sujeto a fuerza horizontal H.

desplazamiento $\delta_h \cos \phi \perp \overline{AB}$ y una compresión (o tracción si el pilote se inclina hacia la izquierda) $\delta_h \sin \phi$.

c) Acción del Momento M,

Si la plataforma de un muelle está sujeto a la acción de un momento de volteo M el cual rota a través de un ángulo α , - este Momento puede ser debido a la excentricidad de la fuerza vertical V o a la fuerza horizontal H. En este caso un giro antihorario de M produce la compresión de los pilotes del lado izquierdo y una tracción en los del lado derecho y viceversa para un giro horario. A continuación se dan en forma tabulada las diversas teorías para el cálculo de la resistencia lateral de pilotes.

METODOS PARA CALCULAR LA RESISTENCIA LATERAL

TEORIA	AUTOR	REACCION DEL SUELO	SUPOSICIONES Y/O METODOS DE CALCULO
METODOS CLASICOS 1. Se omite la elasticidad del pilote. (El pilote se asume rígido) 2. Se usará el equilibrio de las fuerzas laterales y momentos para obtener la solución.	ENGEL MONONOBE	Parábola	Las reacciones del suelo serán menores que la resistencia última del suelo. La resistencia última del suelo comúnmente se toma como igual a la presión pasiva de tierras.
	RAES	Línea Recta	Las reacciones del suelo se asumen como igual a la presión pasiva de tierras.
	OKABE	Línea Recta	Las reacciones del suelo por encima del tercio de la longitud de hincado del pilote, se asume igual a la presión pasiva de tierras, y la parte remanente se dará por una línea recta la cual empezará en la línea final de la presión lateral de tierras e irá hacia abajo a través del punto más bajo que marca la tercera parte del pilote.
	TSURUOKA	Línea Recta	Las reacciones del suelo se asumen ser proporcionales al desplazamiento lateral del pilote (nótese que la deflexión del pilote debido a la elasticidad del mismo se omite en los METODOS CLASICOS, luego la distribución de la reacción del suelo se dará por una línea recta.
	BROMS (Columna Corta)	Línea Recta (Menor cohesión del suelo)	Se propone tres veces la presión pasiva de tierras de Rankine, como las reacciones del suelo no cohesivo.
Constante (Suelo Cohesivo)		Para suelo cohesivo, las reacciones del suelo se asumen igual a cero bajo una profundidad de 1.5 D e igual a $qc_u D$, donde D es el diámetro o ancho del pilote y c_u es el esfuerzo cohesivo y medido por las pruebas de compresión triaxial, corte directo y otros.	
METODOS DE LA VIGA ELASTICA (Elasticamente Lineal) 1. Ecuación de equilibrio : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P = 0$ 2. P es una función lineal de la deflexión y .	CHANG	$P = Ky$	Consiste en una rigurosa solución analítica.
	MINAMI INOSE	$P = K \sqrt{xy}$	
	ROWE REESE-MATLOCK CUMMINGS	$P = Kxy$	Solución en Serie de Potencias (ROWE) Solución adimensional en diferencias finitas (REESE-MATLOCK). Método de la energía (CUMMINGS).
	PALMER-THOMPSON REESE-MATLOCK	$P = Kx^m y$	Solución en diferencias finitas. m es una constante arbitraria.
	LEVINTON	$P = K(x)y$	Método de la resultante de las reacciones.
	METODOS DE LA VIGA ELASTICA (Elasticamente No Lineal) 1. Ecuación de equilibrio : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P = 0$ 2. P es una función no lineal de la deflexión y . 3. Generalmente la solución analítica es invariable.	KUBO HAYASHI	$P = Kx^m y^{0.5}$
METODOS COMBINADOS 1. Zona de Fluencia (vieja) : Métodos clásicos. 2. Zona Elástica : Métodos de la viga elástica 3. Se usará la condición de combinar dos zonas de continuidad.		CHOU	Línea Recta $P = Ky$
	TAKESHITA	Línea Recta $P = Kxy$	Se usará la presión pasiva de tierras debido a COULOMB para la zona de Fluencia.
	BROMS (Columna Larga)	Línea Recta o Constante. $P = Ky$	Las reacciones del suelo en la zona de Fluencia son las mismas que se asumen en la Teoría de la Columna Corta de BROMS.

4. COMPORTAMIENTO DE PILOTES DE ACERO SUJETOS A CARGAS DINAMICAS HORIZONTALES.

En lo que respecta a las pruebas de cargas dinámicas, se trataron 2 clases de pruebas para un mismo pilote. Una fue la prueba de la vibración libre y la otra es la prueba de vibraciones forzadas. Las cantidades medidas fueron la distribución del esfuerzo al volteo a través del pilote, la deflexión en la parte superior del pilote, la deflexión y la aceleración a través del mismo. Los resultados de las pruebas fueron los siguientes:

Pruebas de vibración libre:

- (1) Disminución de la amplitud y aumento de la frecuencia natural del pilote.
- (2) Aumentando el valor N del suelo, aumenta también la frecuencia natural del pilote.

Pruebas de vibración forzada:

- 1) Las curvas de resonancia pertenecen a un sistema de resortes
- 2) La relación entre el valor N del suelo y la frecuencia de la resonancia es la misma que las de las vibraciones libres.

A continuación veremos como es el sistema de vibración de un pilote.

La ecuación del movimiento de un pilote es generalmente una ecuación diferencial parcial no lineal, por lo tanto su solución no es nada fácil. Se adopta el péndulo físico como un modelo simplificado de la vibración del pilote. El péndulo tiene la misma masa que el pilote prototipo, la misma longitud del punto de coronación al primer punto nulo de deflexión. Este punto se mueve durante la vibración.

3.6. PILOTES TIPO CABALLETE

En este tipo de pilotes, las pruebas fueron destinadas a observar la distribución de los coeficientes sísmicos, es que se hicieron 4 clases de pruebas de vibración en los prototipos:

- 1) Medida de las vibraciones libres causadas por el cese repentino de la tracción inicial.
- 2) Medida de las fuerzas de vibración mediante un vibrador.
- 3) Medida de la fuerza de vibración por la explosión de dinamita en el fondo del mar.
- 4) Medida de la fuerza de vibración por sismos reales.

Las principales resultados fueron los siguientes:

1. Vibración libre

Se hicieron las vibraciones tirando de los pilotes mediante cables atados a un remolcador, y dejándolo luego. El periodo de vibración libre de 1er orden fue de 0.44 seg. y el coeficiente de amortiguamiento fue el 16% del amortiguamiento-crítico.

2. Pruebas mediante el vibrador

El vibrador usado para esta prueba generó la fuerza centrífuga horizontal y vertical mediante la rotación de 4 discos sinusoidales de masas excéntricas, siendo la máxima fuerza centrífuga de alrededor 3 Ton. Los periodos de vibración obtenidos fueron de 0.12 seg. para el de 2º orden y de 0.05 seg. para el de 4to orden, no pudiéndose evaluar los valores para el 1º y el 3er.orden.

3. Pruebas de explosión

Las explosiones tuvieron lugar en el fondo del mar a una distancia de los pilotes de entre 400 a 1600 mts., siendo las cargas de explosión de 4.5 a 27 Kgs.

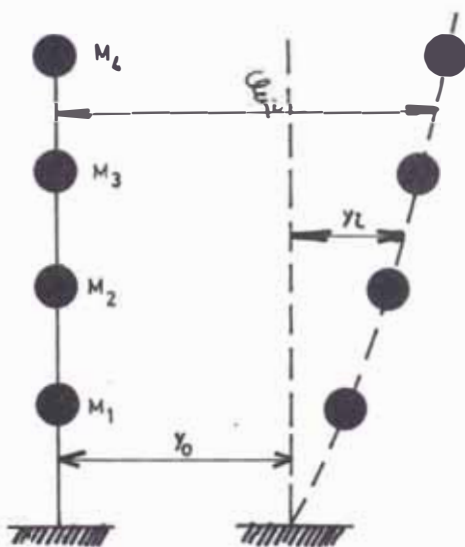
Según dichas pruebas, se halló que la amplitud de la vibración de la componente axial es más pequeña que la componen-

te perpendicular, y que en los modos de vibración proyectados al plano horizontal, no se observó ni torsión ni rotación pero sí traslación; deduciéndose que el movimiento de oscilación del pilote ocurre por la deformación de la cimentación.

El principal propósito de las pruebas de explosión fue la de medir la aceleración horizontal (componente en la dirección de la sección transversal). De acuerdo a los resultados, la máxima aceleración en la parte superior de los pilotes fue de 5 a 6 veces mayor que la aceleración del suelo.

4. Medida de la vibración en los pilotes causados por sismos reales.

Se instalaron sismógrafos electromagnéticos, obteniéndose períodos más grandes; de entre 0.4 a 0.9 seg. A fin de poder confirmar los resultados de los experimentos, se concibió un modelo simple del muelle calculándose la respuesta del modelo al sismo. La siguiente figura muestra dicho sistema.



Se asume las masas concentradas en cada piso M_i , entonces:

$$S_i = \sum_{i=1}^4 M_i \ddot{y}_i = k_i (y_i - y_{i-1})$$

donde: S_i : cortante en el piso $i + h$. La fórmula es apli-

cable a casos de resonancia de 1er orden, en la cual la vibración de la estructura causada por la explosión será la resonancia de 1er orden. Consecuentemente la aceleración en cada piso será la coordenada en el reposo ξ_i y el desplazamiento relativo debido al movimiento del suelo será y_i .

5. PILOTES TIPO CABALLETE DE CONCRETO ARMADO

Se probó un muelle de 219 x 24 mts, dividido en 3 bloques.

Las pruebas hechas fueron usando el vibrador y sometiéndola a vibración libre. Este generó una fuerza centrífuga de 10 Ton. como máximo, colocándose en el centro de cada bloque.

Los resultados fueron los siguientes:

- (1) La componente axial de la amplitud es menor que la componente según la sección transversal para una fuerza centrífuga unitaria.
- (2) Puede existir la restitución no lineal del impulso debido a las fuerzas laterales.
- (3) Puede admitirse los efectos del par de vibración sobre cada bloque.

Sin embargo, se supone que la conexión de cada bloque no es muy fuerte, así que cada uno actúa como un sistema indepen-

diente durante el sismo.

Los resultados fueron los siguientes:

block # 1	-----	aceler. máx. :	167	cm/s ²
block # 2	-----	" :	103	"
block # 3	-----	" :	73	"
Aceleración máxima del suelo	-----	:	20	"

El block # 1 es el más alejado de la orilla, sin embargo puede suponerse que la aceleración de los bloques pueden aumentar, especialmente para el block # 1, puesto que la forma del coeficiente de amortiguamiento es pequeño y el período de vibración libre es cercano al período del sismo.

3.7. MUELLES CON MUROS TIPO CELDAS

(celulares)

Como su nombre lo indica está compuesto por celdas, hechas de acero liso, esto es, planchas de acero, es prácticamente un muro tipo gravedad y se diseña para prevenir deslizamientos y excesiva presión de contacto en la base. El muro deberá de soportar la tracción anular y la deformación por corte.

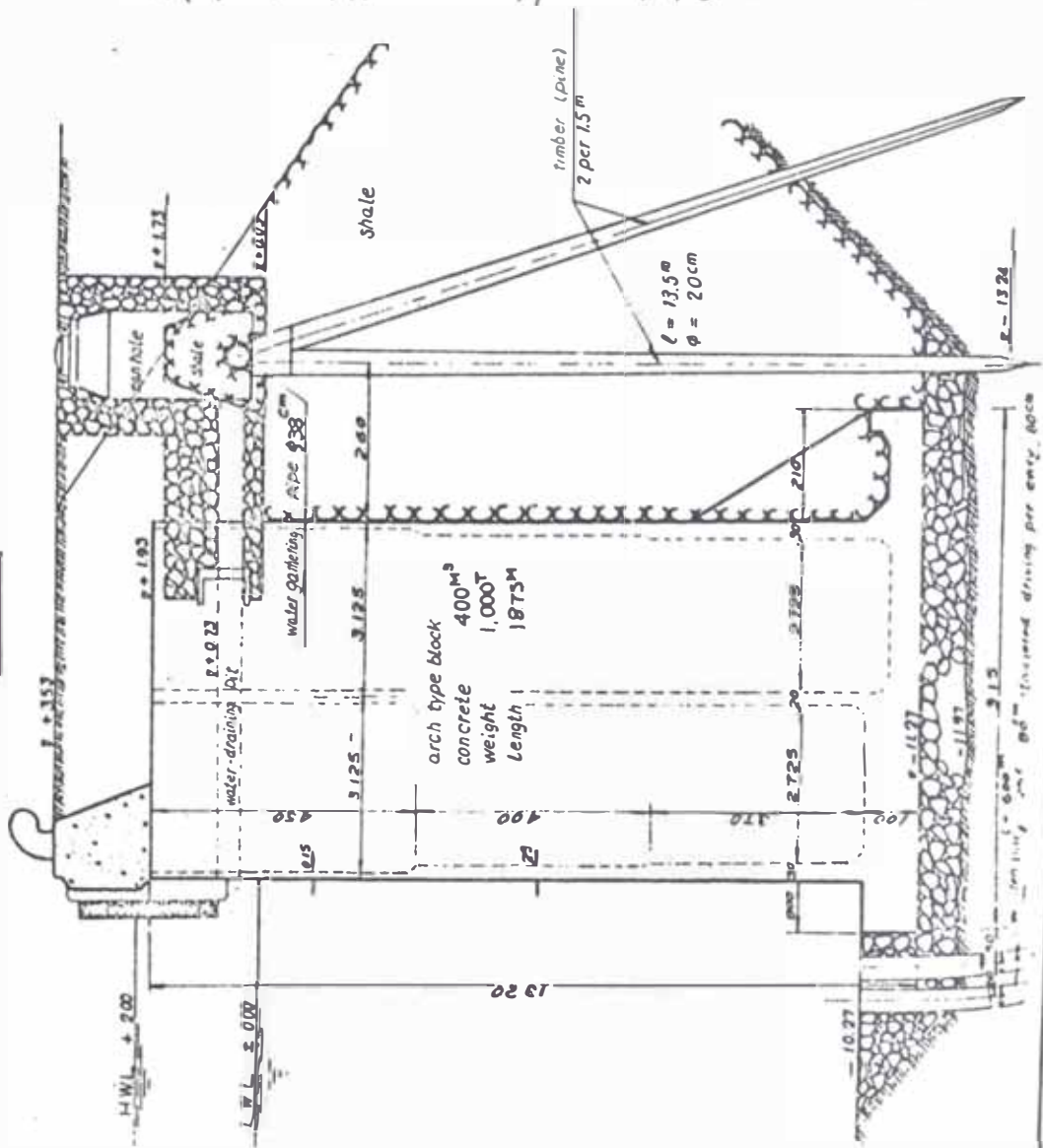
La construcción de este tipo de paredes de muelles requiere de un equipo simple y de un período relativamente corto de construcción. Se muestra a continuación, una sección típica de este muelle.

Es por eso que la estabilidad de este tipo de muelles se

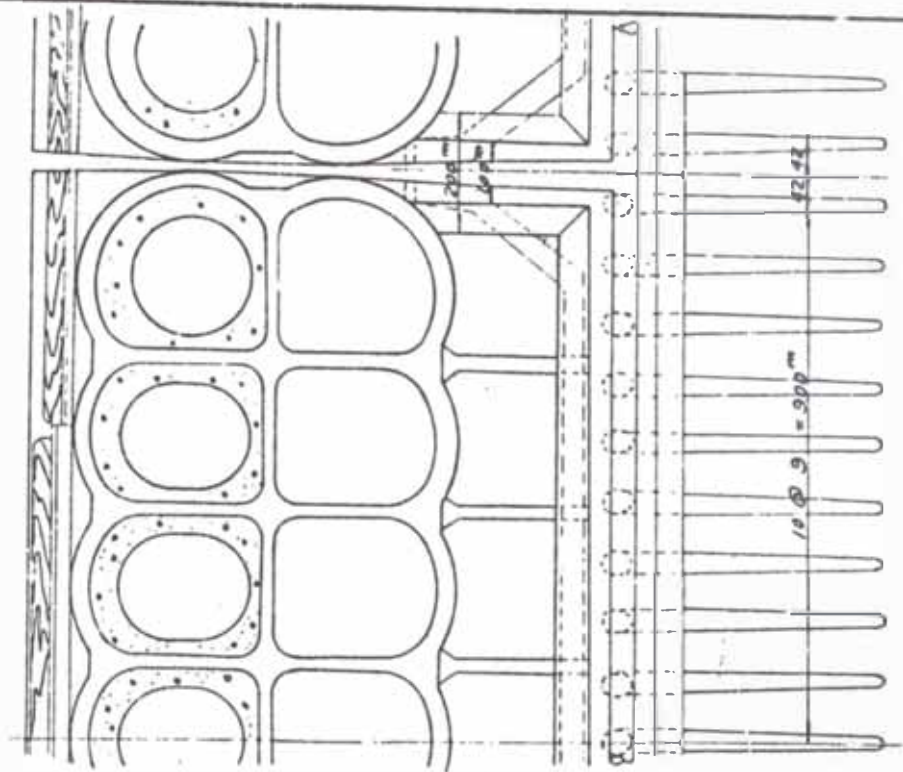
Sección transversal de un Muro de contención de Muelle Tipo Celdas (Celular)

-10m Quay wall (A)

Side View

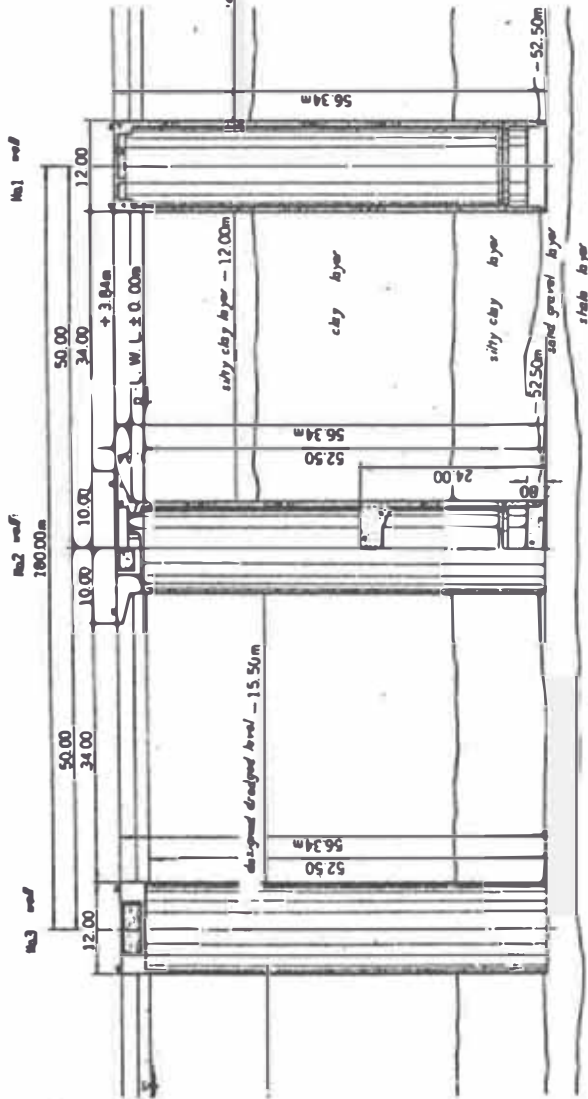


Plan

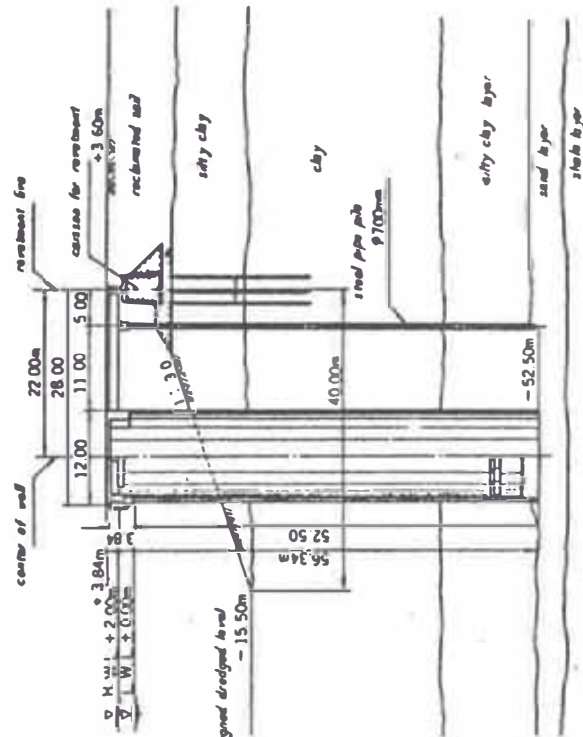


Sección transversal de muelle tipo celdas (celular)

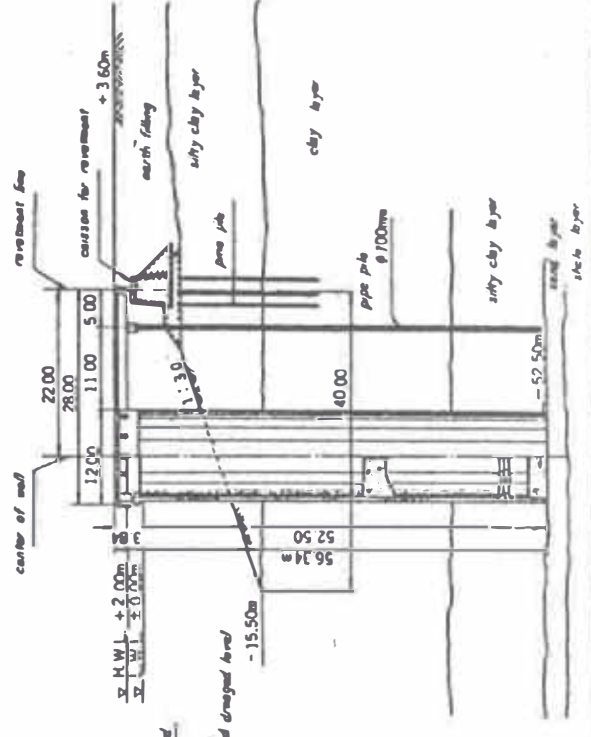
A-A Front - View



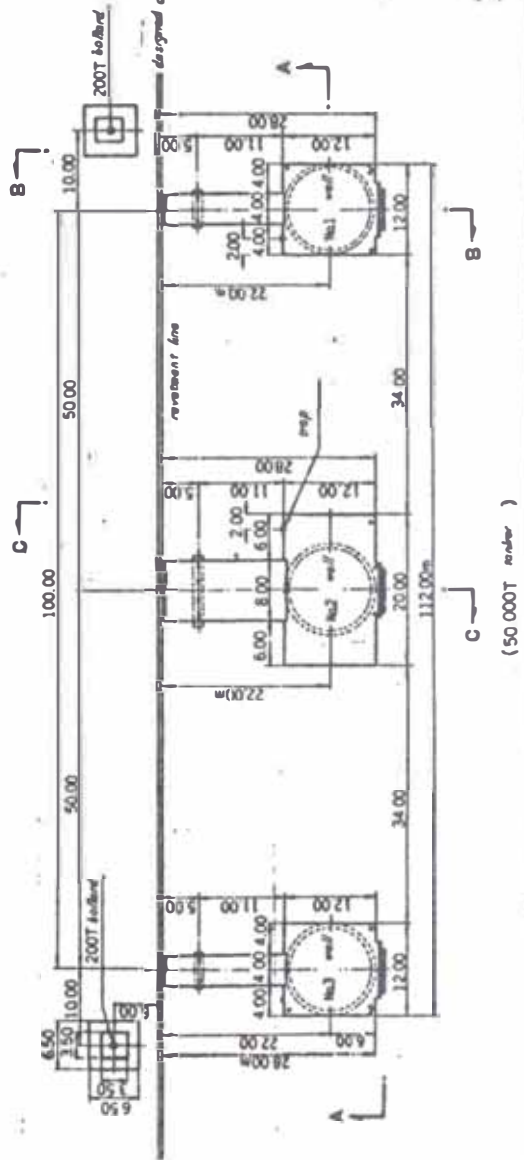
B-B section



C-C section



plan



(50 000T number)

mantiene principalmente por la tracción anular y el cortante interno en el relleno.

1. Comportamiento dinámico

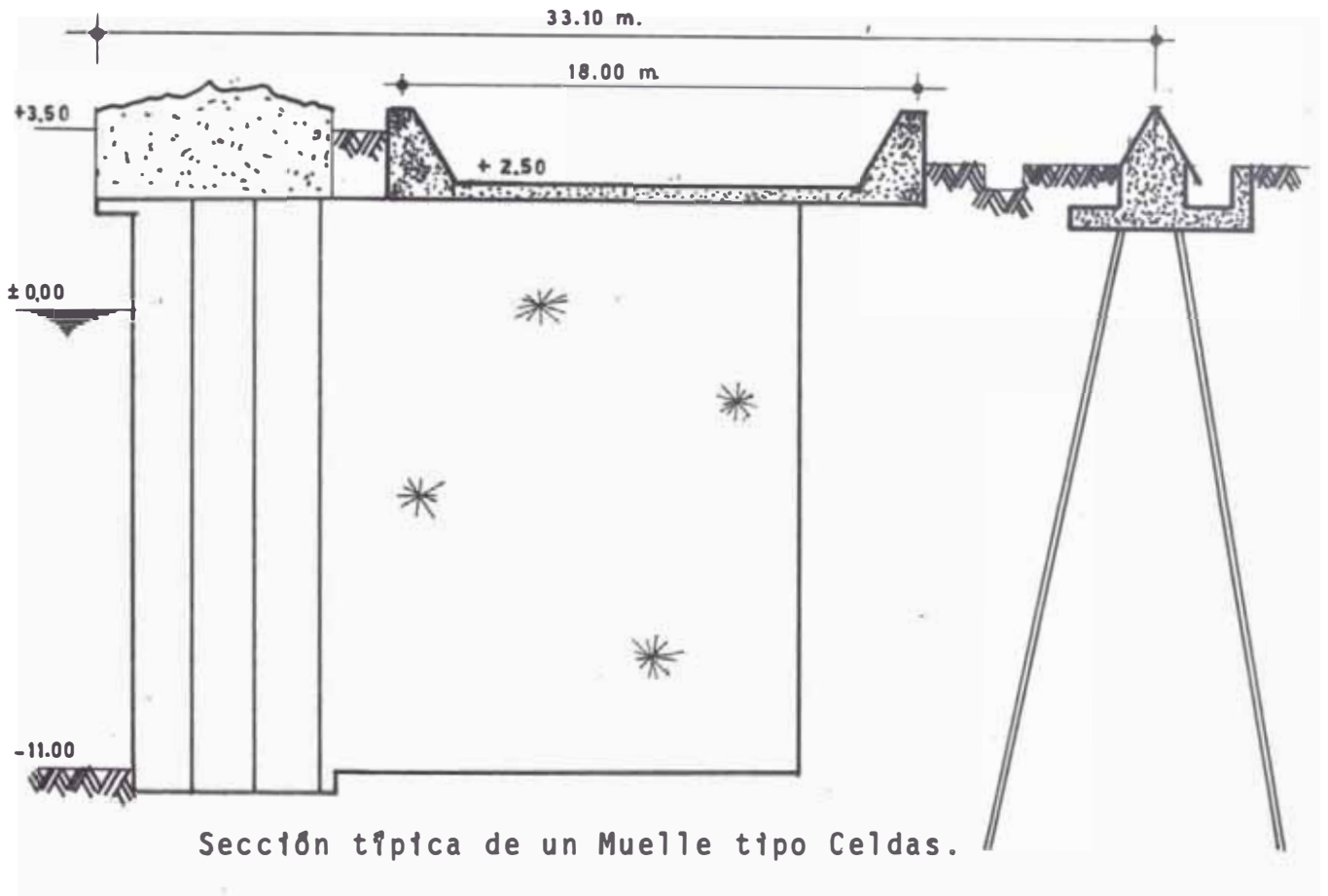
Se han practicado diversas pruebas de vibración, los cuales fueron orientados siempre a:

- (1) Distribución de la vibración y respuesta de la estructura al movimiento.
- (2) Presión de tierras sobre el muro y la variación de la tracción anular durante el sismo.

A continuación puede verse la sección transversal de este tipo de muelle.

Se practicó la vibración usando la prueba de la explosión. Los explosivos (4.5 a 112.5 Kg) se situaron en el fondo del mar a unos 300 m. y también a 500 m(X) y 900 m(Y), distantes de la estructura. Para esta prueba se usaron sismógrafos e lectromagnéticos, los cuales dieron el esfuerzo y la presión de tierras en metros. Como material de relleno de las celdas se usaron escoria y arena.

Las relaciones entre la aceleración del movimiento horizontal de cada parte de la estructura en la dirección perpendicular a la línea normal y el movimiento del suelo varía de



acuerdo a la cantidad de explosivo y la distancia al punto de explosión.

En general, la aceleración del suelo es mayor que el de la estructura, pero por los cambios de cargas y distancias, la razón de la aceleración de la estructura y del movimiento del suelo también aumenta. La causa de estos resultados es probablemente por que predomina el período de vibración inducido por la explosión; aproximándose al período natural de la estructura cuando las cargas y distancias de explosión también aumenten.

El período de vibración libre de esta estructura puede obtenerse midiéndola directamente, pero por comparación entre el espectro de aceleración de la vibración de la estructura y la del movimiento del suelo, se supone que el período natural de la estructura es de alrededor de 0,15 seg.

De acuerdo a los resultados de las mediciones de la tracción anular, es más del 2% del valor inicial durante la vibración para una aceleración de 10 cm/s^2 en el muelle. Las relaciones entre la variación de la tracción anular y la aceleración de la estructura durante la vibración no son ciertas, pero es inconcebible que la celda pueda estallar en un sismo con la misma intensidad como el coeficiente sísmico de diseño para la estructura ($\alpha=0.05$).

El valor promedio de la variación de la presión de tierras en materiales de relleno durante la vibración, el cual es un factor determinante en la deformación por cortante en la celda será menor que la variación de la tracción anular en los puntos ya discutidos.

La presión de tierras detrás del muro no se pudo observar en este ensayo.

3.8. ENTABLONADOS DE CONTENCION CON TIRANTES Y TABLESTACADOS

El entablonado se usa como un muro de muelles, de dique,

este tipo de muelles. Se da la sección típica de este muelle.

1. PRESION DE TIERRAS EN UNA TABLESTACA

Para un tablestacado con relleno de arena, las diversas pruebas dan los siguientes hechos. Cuando la deflexión del anclaje es pequeña, la presión de tierras es mayor cerca del anclaje; aunque es pequeña entre ésta y la parte introducida, la bóveda es fácilmente destruída y la distribución de la presión de tierras tiene forma triangular por la elongación elástica del nudo y del movimiento del anclaje. La deflexión necesaria en el anclaje para la distribución de la bóveda es aproximadamente 1/1000 de la altura del muro.

Coulomb propuso para la presión de tierras el ángulo de fricción del muro $\delta = \frac{2}{3}\phi$ (ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo) para tablestacas.

Tchebotarioff dijo que cerca al anclaje se produce una gran presión de tierras tan igual a la presión pasiva.

Por su parte Terzaghi dijo que la presión activa de tierras era influenciada por el coeficiente K_a y el peso específico del material de relleno, pudiendo aumentar temporal o permanentemente, debido a la sobrecarga actuante.

2. PRESION RESIDUAL DEL AGUA

La mejor manera es la de observar el cambio de nivel de agua debido a la marea y condiciones del terreno. Si la observación es imposible, la diferencia entre el nivel del mar y el nivel del agua residual se asume igual al máximo cambio de la marea.

La presión ejercida al estribo por la elevación del suelo reduce el peso específico del suelo en contacto con otras partes del entablado y como consecuencia, se reduce la presión pasiva de tierras. Durante estas condiciones el curso del agua se desvía hacia abajo por la parte trasera del relleno y el peso específico del relleno disminuye.

3. PRESION DE TIERRAS EN EL SISMO

La presión activa en la tablestaca se influencia por las restricciones del propio suelo del tablestacado, siendo la presión de tierras mayor, cerca del anclaje y en la parte introducida; y menor entre ellos.

La fuerza sísmica en la tablestaca es generalmente omitida, pero cuando tenemos un entablado con plataforma se considerará el peso de éste. Sin embargo existe incertidumbre pa-

ra determinar el comportamiento dinámico del entablado con plataforma.

Veamos ahora las fuerzas resistentes.

4. PROFUNDIDAD DE HINCADO

Para condiciones normales, la resistencia al movimiento de la profundidad de hincado de la tablestaca depende del peso específico efectivo del suelo y del coeficiente de la presión pasiva para suelos poco cohesivos y del esfuerzo de compresión para suelos cohesivos.

5. RIGIDEZ AL VOLTEO DE LAS TABLESTACAS

El esfuerzo admisible de la tablestaca es de 2100-2400 KG/CM² para períodos cortos de carga y de 1400 - 1800 $\frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$ para períodos largos de carga.

El momento máximo al volteo de la tablestaca, sigue los lineamientos de una viga simplemente apoyada en el anclaje y en el fondo del mar.

La sección de la tablestaca se determina para dicho momento y a veces se usa una sección compuesta de tablestaca y pilote para un entablonado de gran profundidad, ya que se requiere que el módulo de sección exceda al máximo módulo de sección de la tablestaca.

6. ANCLAJES

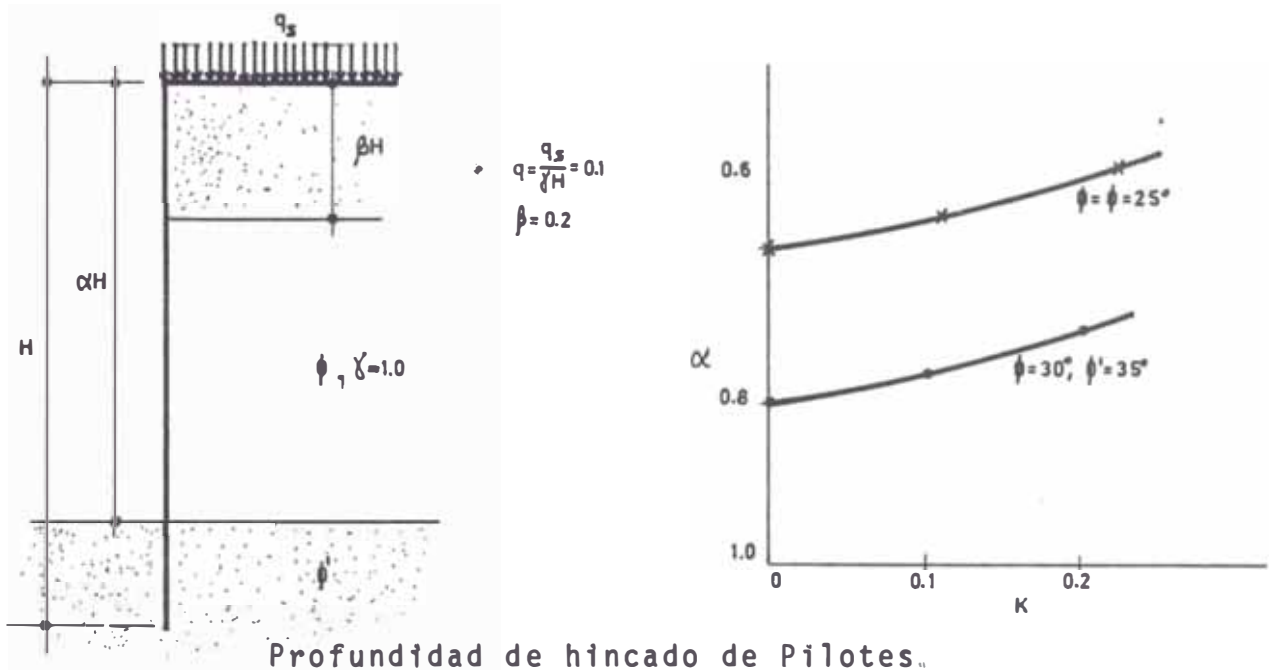
Los tipos típicos de anclaje son las placas, muros tipo L, bloques, conjunto de pilotes verticales e inclinados y plataformas. La tracción se transmite de la placa al pilote a través de un tirante en el nudo. La posición de la placa de anclaje se determina considerando que el plano de falla de la presión pasiva no coincide con el plano de falla de la presión activa detrás del relleno. El momento de volteo debido al asentamiento actúa en el nudo, haciendo necesario usar pilotes como protección.

7. EFFECTOS DEL SISMO

(a) Presión pasiva de tierras en el sismo

Durante el sismo, disminuye la resistencia de la parte introducida. La figura muestra la profundidad de hincado para

algunos coeficientes sísmicos.



La disminución de la resistencia en la porción introducida está perfectamente probada, sin embargo, el modelo experimental muestra una tendencia al descenso.

(b) Momento de volteo

El momento de volteo de una tablestaca en el sismo, se divide en 2 partes, una parte estática la cual actúa siempre - sobre sobre la tablestaca; y una parte oscilante la cual cambia de acuerdo al movimiento del suelo. En la primera parte el momento de volteo es mayor que en la segunda.

(c) Anclaje

La tracción en el anclaje aumenta en el sismo, debido a

la fuerza sísmica en la parte superior del entablonado, debido a la disminución de la resistencia en la parte introducida, en la parte trasera del relleno.

3.9. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados de las pruebas de vibración en los prototipos hechos y de consideraciones analíticas adicionales al respecto, puede verse claramente que dichas estructuras pueden considerarse como un modelo de vibración simple. Sin embargo se presume que el comportamiento de dichas estructuras durante el sismo puede muy bien acomodarse a la teoría de la vibración lineal.

Por lo tanto puede considerarse como dato fundamental a introducirse en el diseño antisísmico de muelles.

Se notará sin embargo, que las características de la vibración pueden cambiar con el tiempo en un sismo fuerte, y también el cambio no será uniforme dependiendo del tipo de muelle.

Por consiguiente, todavía permanecen los problemas para futuras investigaciones.

C A P I T U L O I V '

ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE MUELLES

La idea fundamental en el análisis y diseño antisísmico de los muelles es la de prevenir los irreparables daños debidos al sismo.

Se verá cada tipo de muelle, estudiando en cada caso el análisis para luego ver el diseño.

4.1. MUELLES CON MUROS TIPO GRAVEDAD

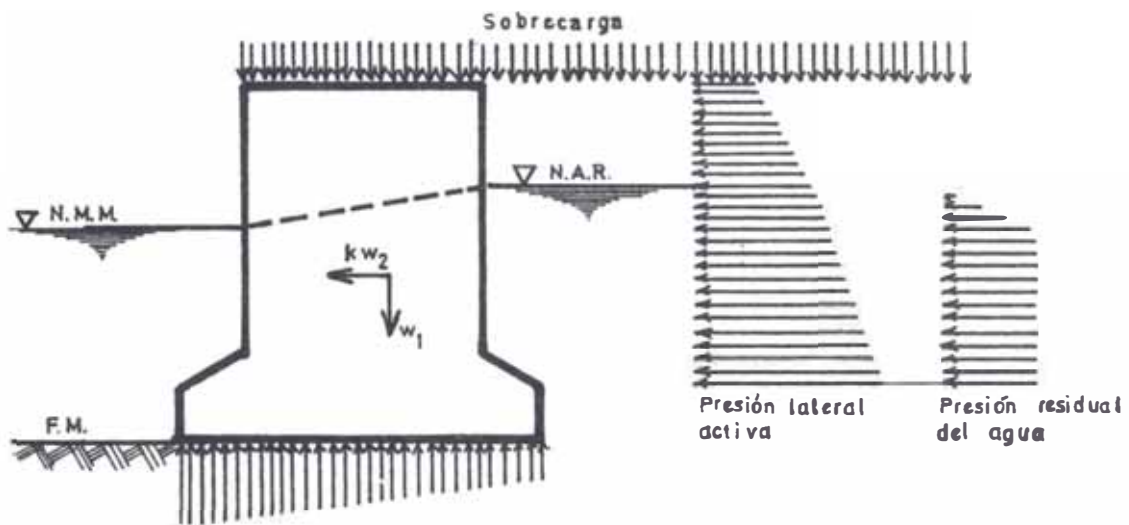
Se considerarán las fuerzas externas tales como la presión de tierras, presión del agua y la masa propia del muro.

1. ANALISIS

El análisis de la estabilidad de este tipo de muros se hace considerando 3 partes :

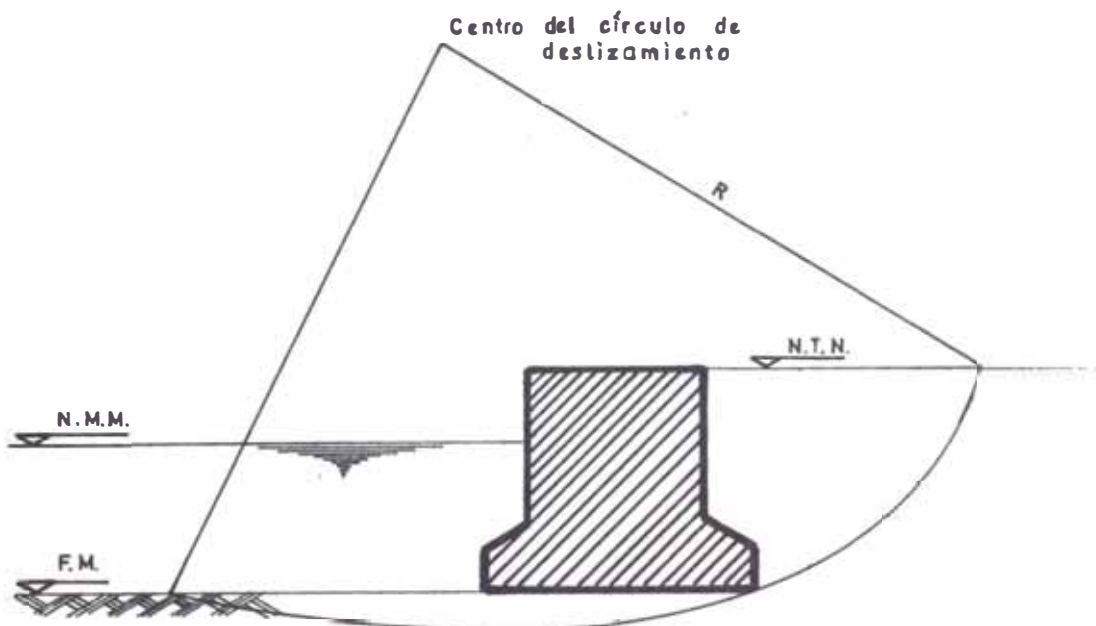
- (1) Deslizamiento del muro a lo largo de su base
- (2) Capacidad portante en la base
- (3) Análisis de la estabilidad de la pendiente incluyendo la parte posterior del talúd y la cimentación.

La Fig. 1. muestra las fuerzas externas y reacciones actuando en el muro, mientras que en la Fig. 2 se muestran los métodos de análisis de la estabilidad, en el cual se le considera al muro con una pendiente vertical.



FIG(1)

Fuerzas actuantes en el Muro



FIG(2)

Análisis de la estabilidad del Muro con pendiente vertical

Donde :

w_1 : Peso del muro

Kw_2 : Fuerza sísmica actuando sobre el muro

N.M.M. = Nivel medio del mar

N.A.R. = Nivel del agua residual

F.M. = Fondo del mar

N.T.N. = Nivel del terreno natural

Veamos ahora las fuerzas externas actuantes.

1. PRESION LATERAL DE TIERRAS DURANTE EL SISMO

(1) Coefficiente sísmico aparente

El coeficiente sísmico en el aire aumentará en el agua. Este coeficiente aumentado se llama coeficiente sísmico aparente y vale:

$$K' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} K \quad (1)$$

K' : coeficiente sísmico aparente

K : coeficiente sísmico en el aire

γ : peso específico de la masa en el aire

(2) Presión lateral de tierras en el sismo

Se usará la fórmula de Mononobe-Okabe. Para superficie horizontal la fórmula será:

$$P = \left\{ W + \sum \gamma h \right\} K \quad (2)$$

$$(3) K = \frac{\cos^2 (\phi \mp \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos (\delta + \psi \pm \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi \pm \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi \pm \theta) \cos \psi}} \right]^2}$$

$$(4) \zeta = \frac{\pi}{4} \pm \frac{\phi}{2} + \frac{\psi}{2} - \frac{1}{2} \operatorname{tg}^{-1} \frac{BC \pm A \sqrt{B^2 - A^2 + C^2}}{B^2 - A^2}$$

$$A = \sin (\delta \pm \theta)$$

$$(5) B = \pm \sin (\theta - \phi \pm \psi) \cos \delta - \cos \theta \sin (\psi \pm \phi + \delta)$$

$$C = \mp \sin \theta \sin (\psi + \phi + \delta) \mp \sin (\theta - \phi \pm \psi) \sin \delta$$

donde:

p = presión lateral de tierras en el sismo -----(T/m^2)

w = carga uniforme en la superficie -----(T/m^2)

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo -----($^\circ$)

caso general ----- 30°

buenas condiciones ----- 40°

γ = peso específico del suelo -----(tm/m³)
 por encima de la mesa de agua y por
 detrás del talúd ----- 1,8 t/m³
 por debajo del nivel del agua y por detrás
 del talúd ----- 1,0 t/m³

h = profundidad desde la superficie -----(m.)

ψ = ángulo entre el muro y la vertical -----(°)

K = coeficiente de presión de tierras

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro (°)

$$\underline{+ 15^\circ} < \delta < \underline{+ 20^\circ}$$

ξ = ángulo entre el plano de falla y la horizontal (°)

θ = ángulo dado por la siguiente ecuación

$$\theta = \text{tg}^{-1}K = \text{tg}^{-1}K'$$

En todas las ecuaciones, los signos son los siguientes:

los de arriba para la presión activa.

los de abajo para la presión pasiva.

Se hará la siguiente corrección para el caso de la presión lateral de tierras debajo de la superficie del mar, así:

La presión de tierras a nivel del agua en la parte posterior del talúd y en el fondo del muro se calculan empleando los coeficientes sísmicos en el aire y en el agua respectivamente ,

uniendo dichos puntos por una línea recta dando de esta manera la distribución de la presión de tierras bajo el agua.

(3) Presión dinámica del agua en el sismo

La presión dinámica del agua en la parte posterior del talúd no se considera, ya que dicha presión se incluye en la presión lateral de tierras, calculando el valor de K' dado por la ecuación (1).

La presión dinámica del agua en frente del muro, tampoco se considera por la complejidad de las características tales como la diferencia entre el movimiento del muro o la presión de tierras.

(4) Presión del agua residual

Cuando exista diferencias de nivel de agua en frente y en la parte posterior del talúd (Fig. 1), la presión residual del agua debido a tales desniveles se tomará en cuenta. Dicha distribución de presión es hidrostática, uniforme y dada por la siguiente ecuación:

$$P_w = h_w \cdot \gamma_w \quad (6)$$

donde:

P_w : presión del agua residual (T/m²)

h_w : diferencia de nivel de agua (m)

γ_w : densidad del agua (t/m³)

$$\approx 1.0$$

$1/3 < h_w < 2/3$ de la diferencia de marea en la parte frontal del muro.

Deslizamiento del muro a través de su base

La razón entre las componentes horizontal y vertical de la fuerza externa total será menor que el coeficiente de fricción entre el suelo y la base, el cual es usualmente entre 0.5 y 0.6.

El factor de seguridad será mayor de 1.2 para condiciones estáticas y puede reducirse a 1.0 en condiciones sísmicas.

Principalmente:

$$u > \frac{\sum H}{\sum V} \quad (6)$$

$$F = \frac{\sum Vxu}{\sum H}$$

donde:

F : factor de seguridad

u : coeficiente de fricción estática

$\sum H$: fuerza horizontal total actuando en el muro (T/m)

$\sum V$: fuerza vertical total actuando en el muro (T/m)

(6) Capacidad portante en la base

La reacción del suelo o pilotes no excederá la capacidad portante admisible. El cálculo se hará así:

(i) Para el caso $e \leq \frac{b}{6}$

$$P_1 = \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b l} \quad (7)$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b l}$$

Para el caso $e > \frac{b}{6}$

$$P_1 = \frac{2}{3l} \cdot \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)} \quad (8)$$

$$b' = 3\left(\frac{b}{2} - e\right)$$

donde:

P_1 = reacción máxima en la parte delantera ----- (t/m²)

P_2 = reacción máxima en la parte trasera ----- (t/m²)

V = componente vertical de la resultante de

la fuerza externa ----- (ton)

e = excentricidad de la fuerza vertical ----- (m)

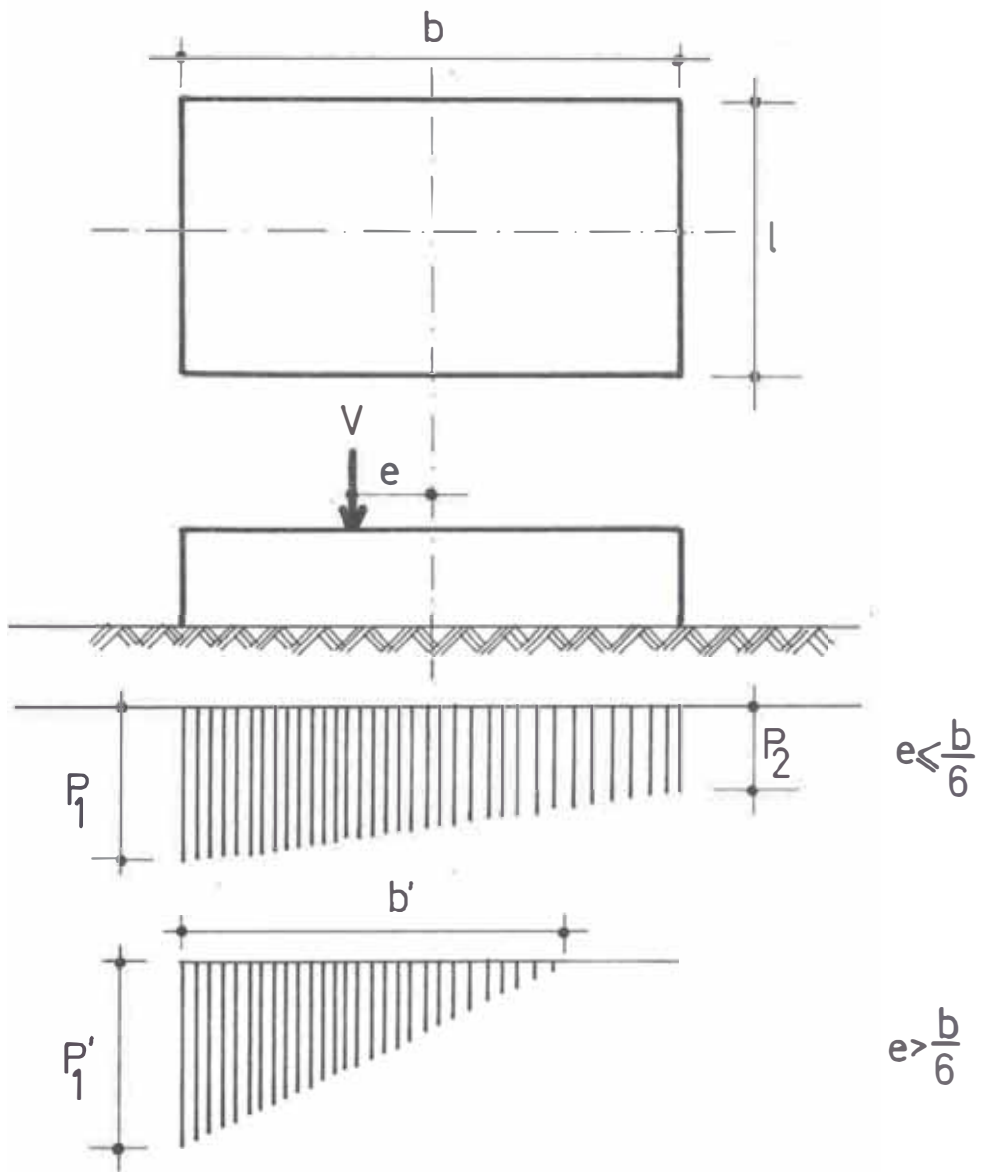
l = longitud de la cimentación ----- (m)

b = ancho de la cimentación (m)

b' = ancho efectivo de aplicación de la reacción

cuando $e > \frac{b}{6}$ (m)

Las figuras (3) muestran el caso o casos considerados anteriormente.



FIG(3)

(ii) La capacidad portante para suelo arenoso y arcilloso se calculan por las siguientes fórmulas:

(a) Suelo arenoso

$$q = \gamma h N'_g + 0,5 \gamma b N'_\gamma \quad (9)$$

(b) Suelo arcilloso

$$q = 5,5C + \gamma h \quad (10)$$

donde:

q: capacidad portante última ----- (T/m²)

γ : peso específico del suelo ----- (T/m³)

c: cohesión del suelo ----- (T/m²)

C = 1/2 para esfuerzo de compresión no confinada.

b: ancho de la cimentación ----- (m)

h: profundidad de la cimentación ----- (m)

N'_g, N'_γ : factor de capacidad portante

valores standards:

para arena suelta ----- 25° ~ 35°

para arena densa ----- 35° ~ 45°

(iii) El límite inferior del factor de seguridad para la capacidad portante de la cimentación es 2,5 cuando se tiene una

estructura importante, de lo contrario será 1,5. Para suelos - de cimentaciones menos duras es deseable prevenir el excesivo- asentamiento debido al sismo.

(iv) Se tomará en cuenta el aumento de la inclinación y la excentricidad de la carga debida al sismo. Para cargas las cuales producen $\frac{e}{b} > 0.15$ o $\frac{V}{H} > 0,4$ como muestra la siguiente figura (4) el cálculo se ejecutará basándose en la superficie circular de deslizamiento agregándose a los análisis- ya mencionados donde se omitió el efecto de la componente horizontal sobre la capacidad portante.

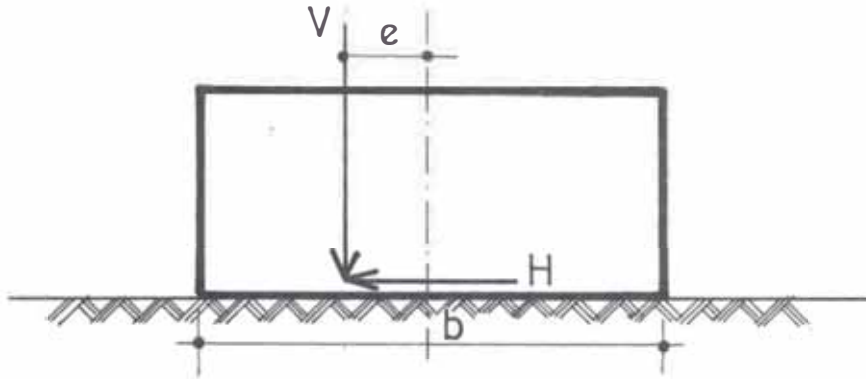
Según lo expuesto, tendremos entonces:

$$V_c = 2b_1^2 \gamma N \quad (11)$$

Los valores de N pueden hallarse en cualquier libro de capacidad portante; ver figura (5)

V_c : capacidad portante última -----(T)
 b_1 : $\frac{1}{2} b$ -----(m)
 γ : densidad del suelo de cimentación -----(T/m³)
 l : longitud de la cimentación -----(m)

CIMENTACION SUJETA A CARGA EXCENTRICA E INCLINADA



PLANO DE FALLA DEBIDO A LA CARGA INCLINADA

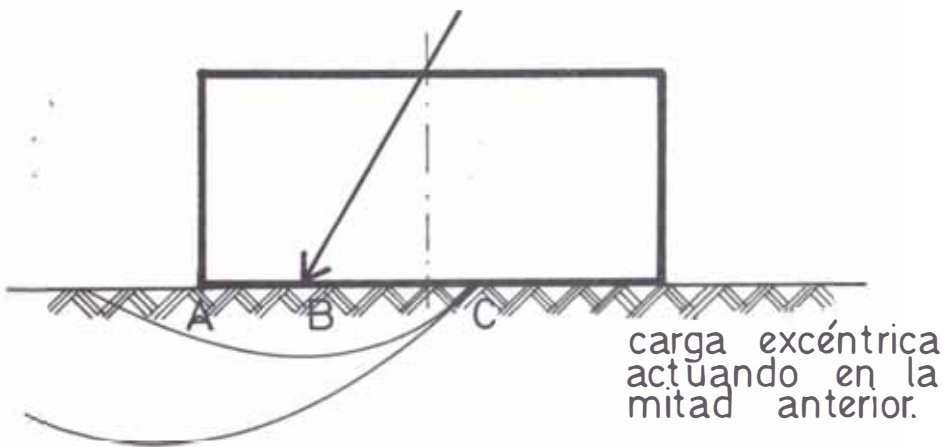
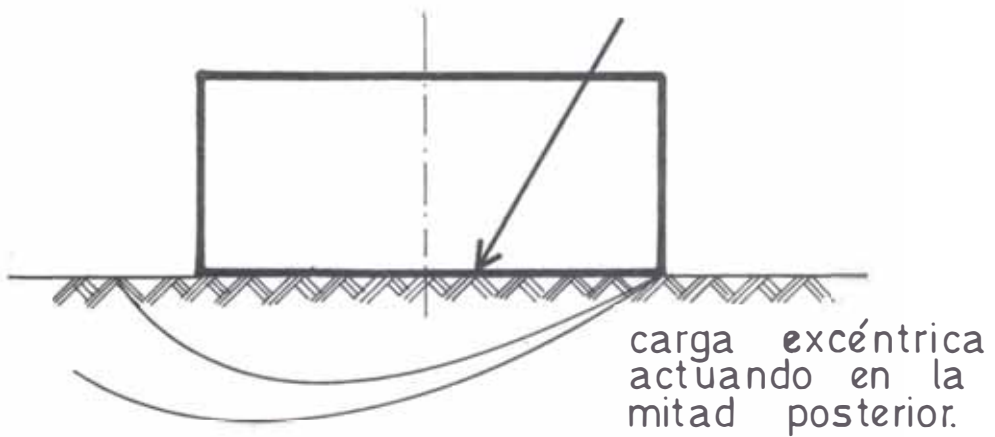
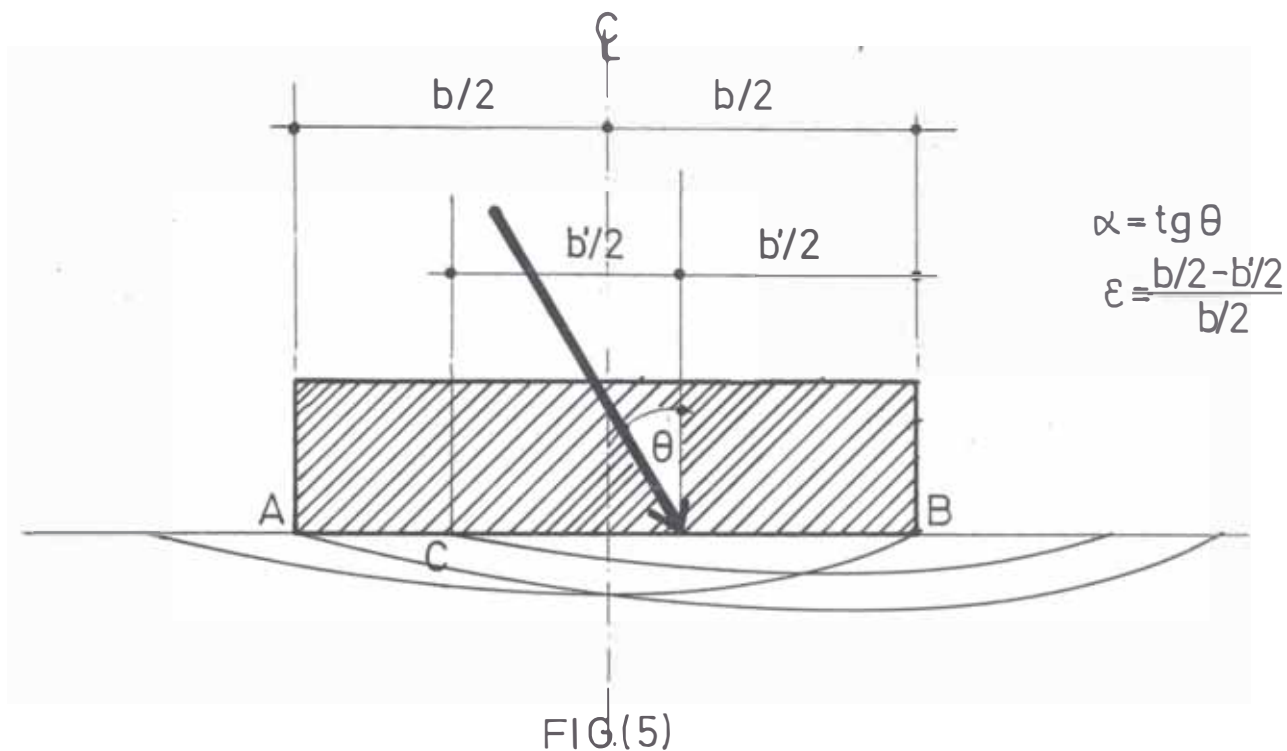


FIG.(4)



7. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA PENDIENTE INCLUYENDO LA PARTE POSTERIOR DEL TALUD Y LA CIMENTACION

Dicha estabilidad es analizada mediante el método de la superficie circular de deslizamiento, tomando en consideración la fuerza sísmica horizontal.

El factor de deslizamiento (factor de seguridad) se expresa por la razón del momento resistente al momento de volteo alrededor del centro del círculo (Fig. 6).

El momento resistente es producido por el esfuerzo cortante a través del plano de falla. Y el momento de volteo es

producido por la resultante de las fuerzas actuando sobre el suelo en el plano de falla, tales como la sobrecarga, el peso de la masa, presión del agua residual detrás del talúd y la fuerza de sismo.

Tendremos entonces la siguiente expresión:

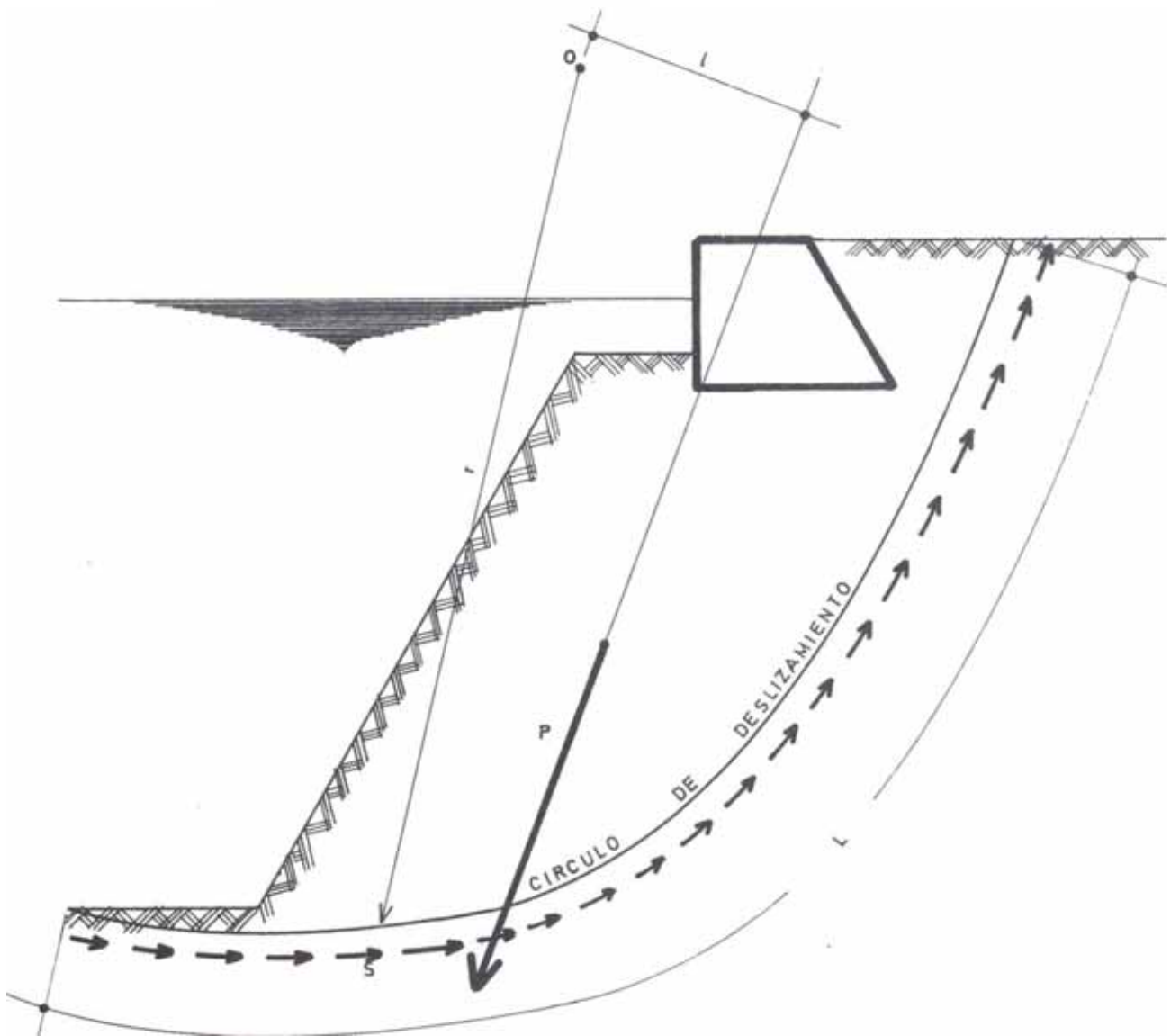


FIG.(6)

Método de la superficie circular de deslizamiento

$$F = \frac{r \sum s \Delta L}{Pl} \quad (12)$$

Donde:

- r : radio del círculo -----(m)
 L : longitud del arco -----(m)
 S : esfuerzo cortante a través del
 plano de falla -----(T/m^2)
 P : fuerza resultante actuando sobre
 la masa por encima del plano
 de falla -----(T/m^2)
 l : brazo de P respecto del centro del
 círculo -----(m)

En la práctica se usa el método de las rebanadas o el método del círculo de fricción.

El análisis requiere de gran labor, sin embargo, una estimación rígida del factor de seguridad debido a centros de círculos alejados da resultados peligrosos.

El valor de F no será menor a los dados a continuación

Tipo de estructura	F	
	Estado estacionario	en sismos
permanente	1.5	1.2
temporales o permanente no importantes	1.2	1.0

4.2. DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCION DE MUELLE TIPO GRAVEDAD

(1) Datos.-

Se requiere el diseño de un muro de muelle tipo gravedad para la cual se calculará:

- a) La fuerza sísmica actuante
- b) La presión de tierras
- c) La presión del agua residual
- d) Capacidad portante
- e) Estabilidad al deslizamiento

Los datos son los siguientes:

Profundidad del agua	H (m)	- 9.00
coronación del muro	H' (m)	+ 4.00
nivel de marea alta (H.W.L.)	(m)	+ 2.00

nivel medio del mar (N.M.M.)	(m)	<u>±</u> 0.00
nivel del agua residual h_w (NAR)	(m)	+ 1.00
sobrecarga	(T/m ²)	1.50
ancho del muro en la base	b (m)	10.00
peso específico del suelo	(T/m ³)	
encima del nivel del agua residual		1.60
debajo del nivel del agua residual		1.00
ángulo de fricción interna del suelo		
detrás del talúd del muro	ϕ (°)	30
fimentación	ϕ' (°)	40
ángulo de fricción entre la pared y el suelo	δ (°)	15
coeficiente sísmico	K	0.10

SOLUCION

a). Cálculo de la Fuerza Sísmica actuando sobre el muro.

Considerando el área achurada de la Fig. 7 del muelle en
mención, tenemos:

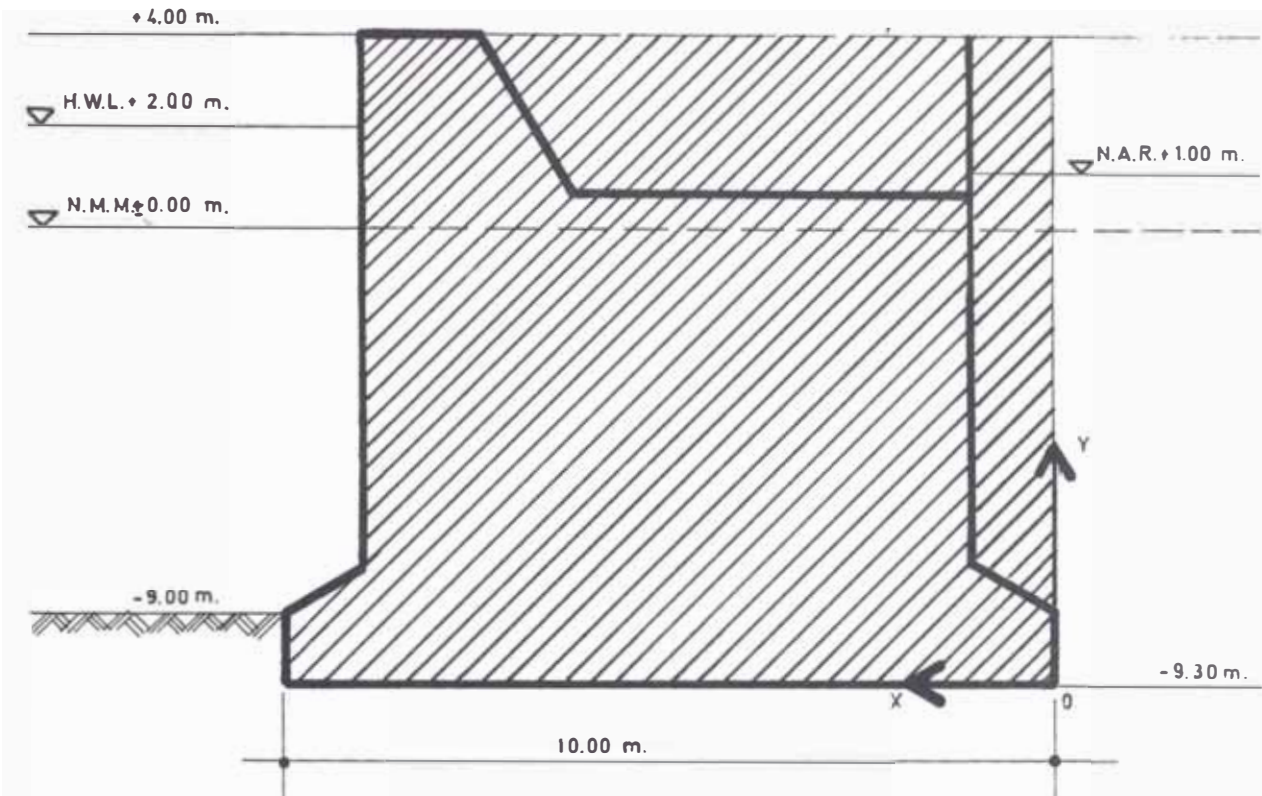


FIG.(7)

Peso del muro W_0 (T/m)	Coordenadas del centro de gra- vedad (m)
250.0	$Y = 6.05$
162.0	$X = 4.93$

Fuerza sísmica actuando sobre el muro (H_0)

$$H_0 = 250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 0.1 = 25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \quad H_0 = 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Momento respecto al punto O. (M_o)

$$M_o = 25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 6.05 \text{ m} + 162 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 4.93 \text{ m} = 930.5 \frac{\text{tm-m}}{\text{m}}$$

b). Cálculo de la presión de tierras

Coefficiente sísmico aparente :

$$K' = \frac{\gamma}{\gamma-1} K = 0.2$$

Los coeficientes de presión de tierras correspondientes a coeficientes sísmicos $K = 0.1$ y 0.2 pueden hallarse del diagrama de coeficientes de presión de tierras en los libros de - Ingeniería Antisísmica, tales son:

Coeficiente de presión de tierras	$K = 0.1$ (encima del nivel de agua)	$K = 0.2$ (debajo del nivel de agua)
$K_A \cos \delta$	0.35	0.43
$K_A \sin \delta$	0.09	0.12

Luego, las componentes horizontal y vertical de la presión de tierras puede calcularse como sigue:

Componente horizontal de la presión de tierras

$$P_{oh} = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.35 = 0.525 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{1h} = P_{oh} + 1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 3 \text{ m} \times 0.35 = 0.525 + 1.680 = 2.205 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{2h} = P_{1h} + 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 10.3 \text{ m} \times 0.43 = 2.205 + 4.429 = 6.634 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral resultante:

$$P_{1h} = \frac{0.525 + 2.205}{2} \times 3 = 4.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_{2h} = \frac{2.205 + 6.634}{2} \times 10.3 = 45.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_h = P_{1h} + P_{2h} = 4.11 + 45.6 = 49.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_h = 49.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Componente vertical de la presión de tierras

$$P_{ov} = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.09 = 0.135 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{1v} = P_{ov} + 1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 3 \text{ m} \times 0.09 = 0.135 + 0.432 = 0.567 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{2v} = P_{1v} + 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 10.3 \text{ m} \times 0.12 = 0.567 + 1.236 = 1.803 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral resultante:

$$P_{1v} = \frac{0.135 + 0.567}{2} \times 3 = 1.053 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_{2v} = \frac{0.567 + 1.803}{2} \times 10.3 = 12.205 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_v = P_{1v} + P_{2v} = 1.053 + 12.205 = 13.258$$

$$P_y = 13.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

El punto (en altura) de aplicación de la resultante de la presión de tierras está a 4.89 m.

c). Presión del agua residual

La presión total del agua residual P_w y su punto de aplicación n_w puede obtenerse así, donde $p_w = 1.0$

$$P_w = \frac{1}{2} p_w \times 1 \text{ m} + p_w \times 9.3 \text{ m} = 0.5 + 9.3 = 9.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$n_w = \frac{1}{9.8} \left\{ 0.5 \times (9.3 + 0.3) + \frac{1}{2} \times 9.3^2 \right\} = 4.91 \text{ m.}$$

Peso propio del muro y fuerzas externas

Carga vertical

$$V = W_0 + P_v = 162 + 13.4 = 175.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga horizontal

$$H = H_o + P_h + P_w = 25 + 49.7 + 9.8 = 84.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Momento (M) respecto al final de la parte posterior del muro.

$$M = M_o + P_h \cdot n_p + P_w \cdot n_w$$

$$M = 930.5 + 49.7 \times 4.89 + 9.8 \times 4.91 = 930.5 + 242.7 + 48.1$$

$$M = 1221.3 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Por consiguiente, la abscisa del punto de aplicación de la resultante de la fuerza X_r puede obtenerse así:

$$X_r = \frac{M}{V} = \frac{1221.3}{175.4} = 6.96 \text{ m.}$$

Luego, la excentricidad de la carga es:

$$e = 6.96 - \frac{1}{2} \times 10 = 1.96 \text{ m.}$$

d). Cálculo de la Capacidad Portante

La capacidad portante última de la cimentación puede obtenerse por la ecuación (11) y el coeficiente N lo obtenemos del diagrama de capacidad portante. Usando este diagrama.

$$\phi' = 40^\circ, \quad \alpha = \frac{84.5}{175.4} = 0.48 \quad \xi = \frac{1.95}{5.0} = 0.39 ; N = 5.0$$

Luego, la capacidad portante última V_c :

$$V_c = 2b_1^2 \gamma N = 2 \times \left(\frac{10}{2}\right)^2 \times 1 \times 5 = 250$$

$$V_c = 250 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Y el factor de seguridad de la capacidad portante F_c vale:

$$F_c = \frac{\bar{V}_c}{\bar{V}} = \frac{250}{175.4} = 1.42$$

e). Estabilidad al deslizamiento a través de la base del muro

El factor de seguridad al deslizamiento F_s es dado por - la ecuación (9):

$$F_s = \frac{Vu}{H} = \frac{175.4 \times 0.6}{84.5} = 1.25$$

A continuación mostramos el diagrama de presión de tierras y el de la presión residual del agua.

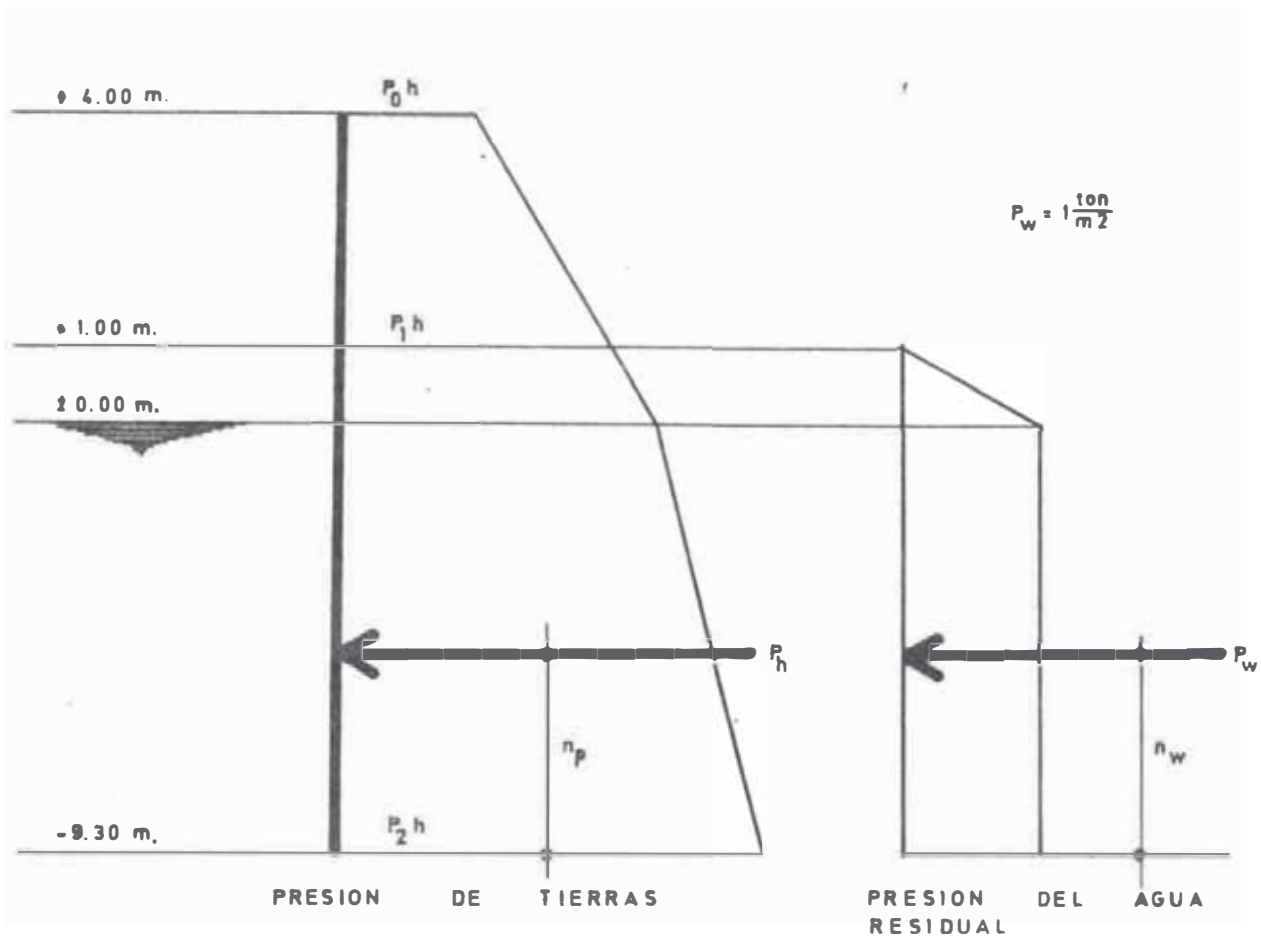


FIG.(8)

4.3. MUELLE CON GRUPO DE PILOTES VERTICALES E INCLINADOS

1. ANALISIS

Debido a que el conjunto se compone de pilotes verticales e inclinados y más aún formando un grupo simétrico o asimétrico, es que nuestro estudio se desdoblará tratando cada caso por separado.

4.4. MUELLE CON PILOTES VERTICALES

Para el análisis se considerará lo siguiente:

- a. La plataforma de los pilotes (el cual se considerará como un pilote con capitel) tiene rigidez con el pilote.
- b. Todos los pilotes son de la misma sección transversal
- c. No ocurre el asentamiento en el apoyo de los pilotes
- d. Los apoyos de los pilotes están al mismo nivel
- e. El desplazamiento horizontal de la parte superior de cada pilote respecto del apoyo es la misma para todos los pilotes.

La fuerza horizontal es transferida al suelo por el cortante el cual produce momentos de volteo en el pilote. Por lo tanto la fuerza horizontal actuante debe ser pequeña ya que los pilotes ofrecen poca resistencia al volteo. Por esta razón, las defensas efectivas así como las defensas de los pilotes deberán absorber el impacto y luego disminuir la fuerza horizontal causando la deflexión.

La figura 9 representa un muelle con n pilotes verticales los cuales están sujetos a la fuerza vertical V y horizontal H . Las cargas sobre el pilote se determinan por medio de un análisis estático simple.

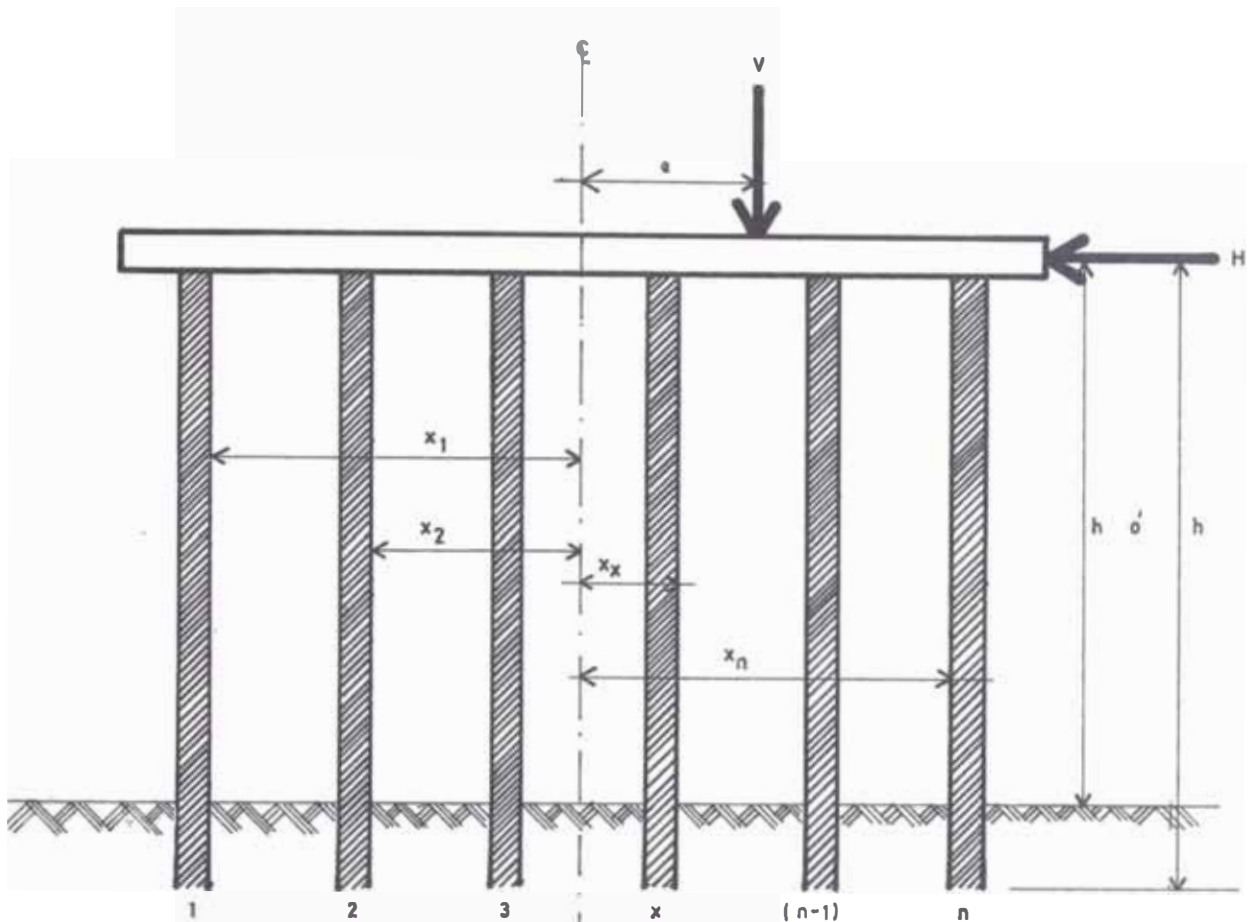


FIG.(9)

Grupo de pilotes verticales

Si los pilotes son asimétricos y siendo x la distancia de cada pilote al centro del grupo de los pilotes y siendo e la excentricidad de la fuerza vertical V al eje del grupo de pilotes, dicho pilote estará sujeto al momento $(Ve - Hh)$.

La carga axial P_x sobre cada pilote es:

$$P_x = \frac{V}{n} + \frac{x (Ve - Hh)}{\sum_1^n h x^2}$$

De acuerdo a la suposición (e), la fuerza horizontal H es soportada igualmente por cada pilote, siendo el cortante sobre cada pilote:

$$Q_x = \frac{H}{n}$$

Asumiendo fijo la parte superior del pilote, el momento de volteo será:

$$M_x = \frac{Hh}{2n}$$

4.5. PILOTES INCLINADOS Y VERTICALES (Grupo simétrico)

En cada grupo se estudiarán por separado la acción de la fuerza vertical, horizontal y el momento de volteo.

1. Muelle sujeto a fuerza vertical V

Si una fuerza vertical actúa sobre unos pilotes simétricos en el eje centroidal, como se ve en la figura 10, y puesto que la plataforma es rígida a él, el desplazamiento vertical δ_v en la parte superior de cada pilote será el mismo. Luego

$$\delta_{v1} = \delta_{v2} = \dots = \delta_{vn} \quad (1)$$

La fuerza vertical V será soportada por la componente vertical en la parte superior del pilote, tal que :

$$V = v_1 + v_2 + \dots + v_n \quad (2)$$

Si la fuerza axial sobre cada pilote, es: $P_1, P_2, P_3,$
etc, luego:

$$V = P_1 \cos \phi_1 + P_2 \cos \phi_2 + \dots + P_n \cos \phi_n \quad (3)$$

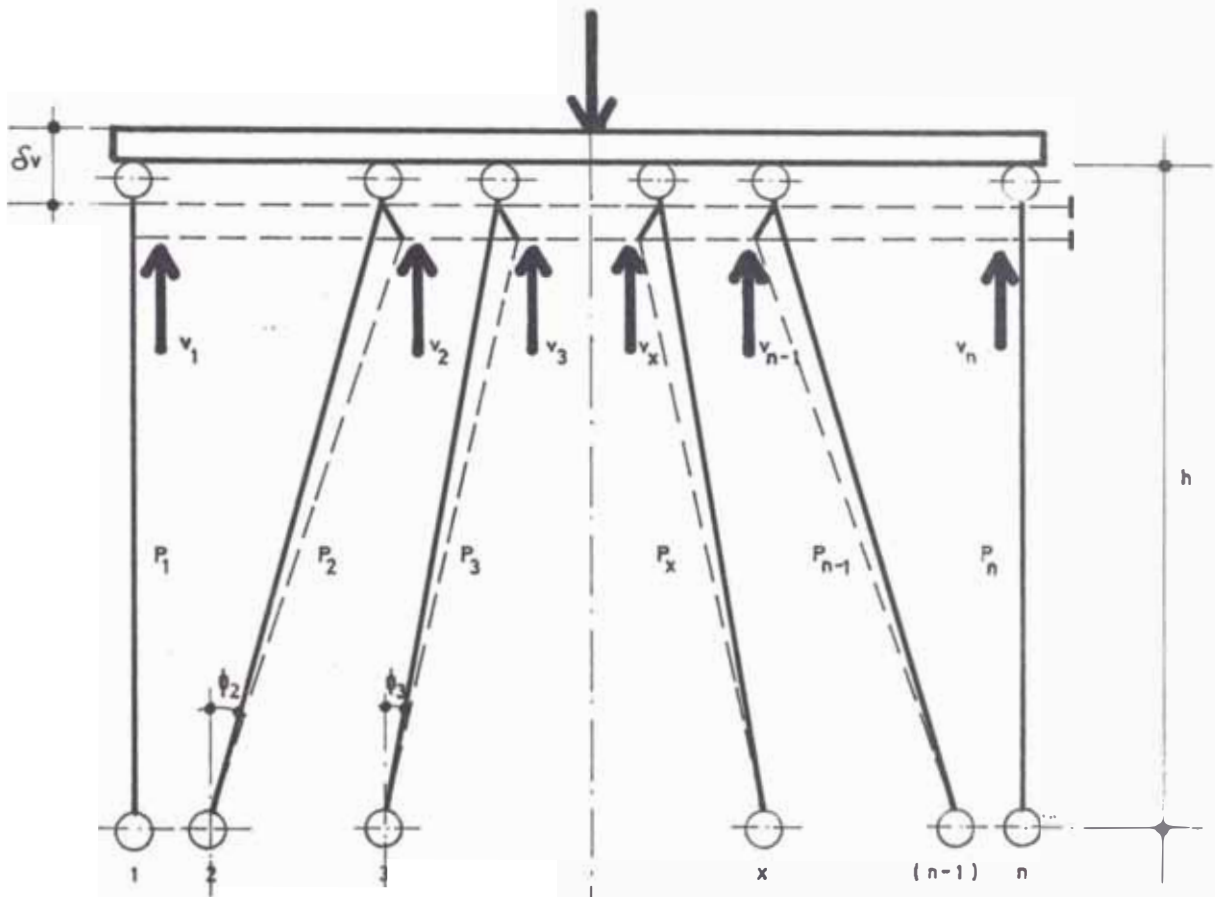


FIG. 10

Grupo simétrico de pilotes

Consideremos un pilote AB inclinado un ángulo ϕ como muestra la Fig. 11; cuando está sujeto a la fuerza vertical V , el pilote tomará la posición AB' .

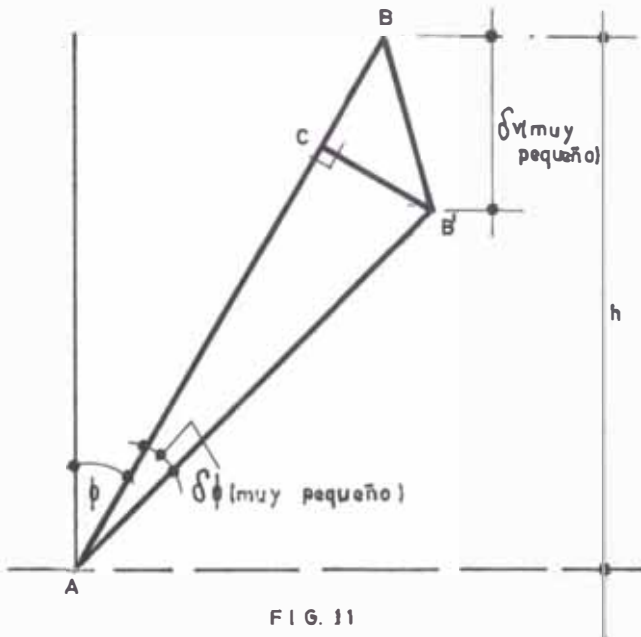


FIG. 11

Pilote inclinado sujeto a fuerza vertical

El desplazamiento vertical - (δ_v) puede ser considerado como un desplazamiento $\delta_v \sin \phi$ (representado por CB') perpendicular a AB y una compresión $\delta_v \cos \phi$ (representado por BC). Puesto que los desplazamientos son debidas a cargas muy pequeñas comparadas con la longitud del pilote, luego

$$AB \approx AC = \frac{h}{\cos \phi} \quad (4)$$

La compresión total del pilote está dada por:

$$\frac{P}{\cos \phi} \cdot \frac{h}{AE} = \frac{P}{\cos \phi} \cdot \frac{h}{k} \quad (5) \text{ donde } AE = k \text{ (sección transversal)}$$

El desplazamiento vertical en la parte superior del pilote es:

$$\delta_v = \frac{P}{\cos^2 \phi} \cdot \frac{h}{k} \quad (6)$$

y puesto que todos los pilotes se desplazan verticalmente la misma magnitud, luego:

$$\frac{P_1}{\cos^2 \phi_1} \cdot \frac{h}{k} = \frac{P_2}{\cos^2 \phi_2} \cdot \frac{h}{k} = \dots = \frac{P_n}{\cos^2 \phi_n} \cdot \frac{h}{k} \quad (7)$$

Por consiguiente:

$$P_2 = P_1 \frac{\cos^2 \phi_2}{\cos^2 \phi_1} = \dots = P_1 \frac{\cos^2 \phi_n}{\cos^2 \phi_1} \quad (8)$$

De la ecuación (3):

$$V = P_1 \left(\cos \phi_1 + \frac{\cos^3 \phi_2}{\cos^2 \phi_1} + \dots + \frac{\cos^3 \phi_n}{\cos^2 \phi_1} \right) \quad (9)$$

Por lo tanto:

$$P_1 = V \frac{\cos^2 \phi_1}{\cos^3 \phi_1 + \cos^3 \phi_2 + \dots + \cos^3 \phi_n} \quad (10)$$

En general, la fuerza axial sobre cualquier pilote debido a la fuerza vertical V es:

$$P_x = V \frac{\cos^2 \phi_x}{\sum_1^n \cos^3 \phi_x} \quad (11)$$

2. Muelle sujeto a fuerza horizontal H.

Si una fuerza horizontal H actúa sobre la plataforma de un pilote como muestra la figura 12 y puesto que será rígida - al pilote:

$$\delta h_1 = \delta h_2 = \dots = \delta h_n \quad (12)$$

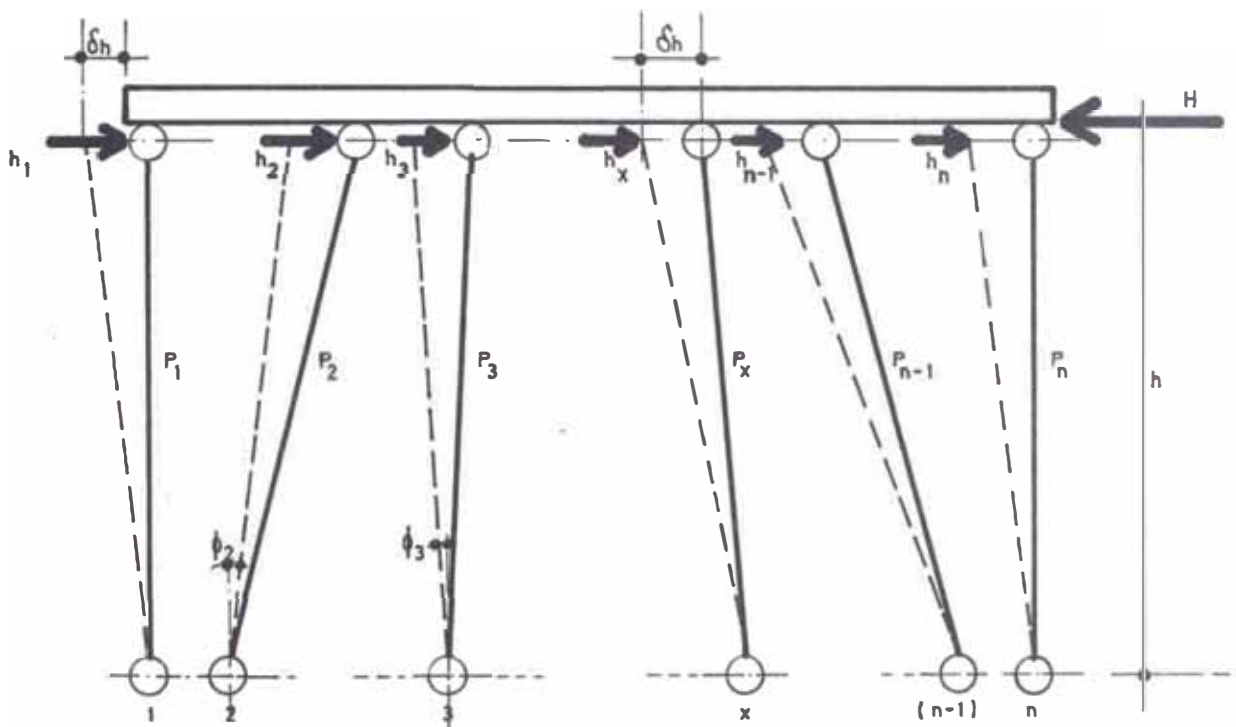


FIG. 12

Y como la fuerza H es opuesta a las reacciones h_1, h_2, h_3, \dots , etc:

$$H = h_1 + h_2 + \dots + h_n$$

Luego:

$$H = P_1 \operatorname{sen} \phi_1 + P_2 \operatorname{sen} \phi_2 + \dots + P_n \operatorname{sen} \phi_n \quad (13)$$

En la Fig. 13 el pilote AB, sujeto a la fuerza horizontal H, se mueve a la posición AB' el cual se le considera un desplazamiento $\delta_h \cos \phi$ recto a AB y una compresión (o tracción si el pilote se incli

na hacia la izquierda)

$$\delta_h \operatorname{sen} \phi$$

El desplazamiento horizontal de cualquier pilote en la parte superior es:

$$\delta_h = \frac{P}{\cos \phi \operatorname{sen} \phi} \cdot \frac{h}{k} \quad (14)$$

Y de la ecuación (12):

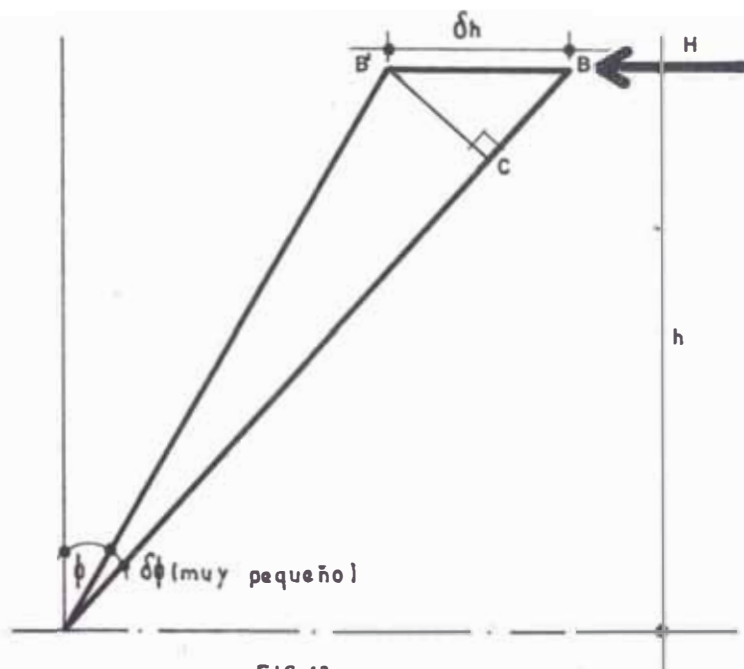


FIG. 13

$$\frac{P_1}{\cos \phi_1 \operatorname{sen} \phi_1} \cdot \frac{h}{k} = \frac{P_2}{\cos \phi_2 \operatorname{sen} \phi_2} \cdot \frac{h}{k} = \dots = \frac{P_n}{\cos \phi_n \operatorname{sen} \phi_n} \cdot \frac{h}{k} \quad (15)$$

Y expresando las fuerzas axiales sobre cada pilote $P_2, P_3,$ etc. en términos de P_1 , tendremos:

$$P_2 = P_1 \frac{\cos \phi_2 \sin \phi_2}{\cos \phi_1 \sin \phi_1} \quad (16 a)$$

$$P_n = P_1 \frac{\cos \phi_n \sin \phi_n}{\cos \phi_1 \sin \phi_1} \quad (16 b)$$

Y reemplazando P_2 , P_3 , en la ecuación (13) la fuerza horizontal será:

$$H = P_1 \sin \phi_1 + \frac{P_1 \cos \phi_2 \sin^2 \phi_2}{\cos \phi_1 \sin \phi_1} + \dots + \frac{P_1 \cos \phi_n \sin^2 \phi_n}{\cos \phi_1 \sin \phi_1} \quad (17)$$

Por consiguiente:

$$H = P_1 \left(\frac{\cos \phi_1 \sin^2 \phi_1 + \cos \phi_2 \sin^2 \phi_2 + \dots + \cos \phi_n \sin^2 \phi_n}{\cos \phi_1 \sin \phi_1} \right) \quad (18)$$

Por lo tanto:

$$P_1 = H \left(\frac{\cos \phi_1 \sin \phi_1}{\cos \phi_1 \sin^2 \phi_1 + \cos \phi_2 \sin^2 \phi_2 + \dots + \cos \phi_n \sin^2 \phi_n} \right) \quad (19)$$

En general, la fuerza axial sobre cada pilote debido a la fuerza horizontal H es:

$$P_x = H \frac{\cos \phi_x \sin \phi_x}{\sum_1^n \cos \phi_x \sin^2 \phi_x} \quad (20)$$

3. Fuerza axial en los pilotes debido a la acción del Momento de volteo M

Sea la plataforma de un muelle con pilotes simétricos tal como se muestra en la Fig. 14, sujeta a un momento de volteo M el cual gira a través de un ángulo α . Dicho momento M puede ser debido a la excentricidad de la fuerza vertical V o a la fuerza horizontal H. En este caso un giro antihorario de M produce la compresión de los pilotes de la izquierda de los mismos y una tracción en la parte derecha del grupo y viceversa para un giro horario. Debemos de hacer notar que la suma de las componentes verticales y horizontales de las fuerzas en los pilotes son ambas iguales a cero.

Puesto que la plataforma es rígida en comparación con los pilotes, el desplazamiento vertical de cada pilote será proporcional a su distancia al eje de simetría.

De acuerdo a la Fig. 14 (b):

$$\frac{\delta_{v1}}{\delta_{v2}} = \frac{x_1}{x_2} \quad (21)$$

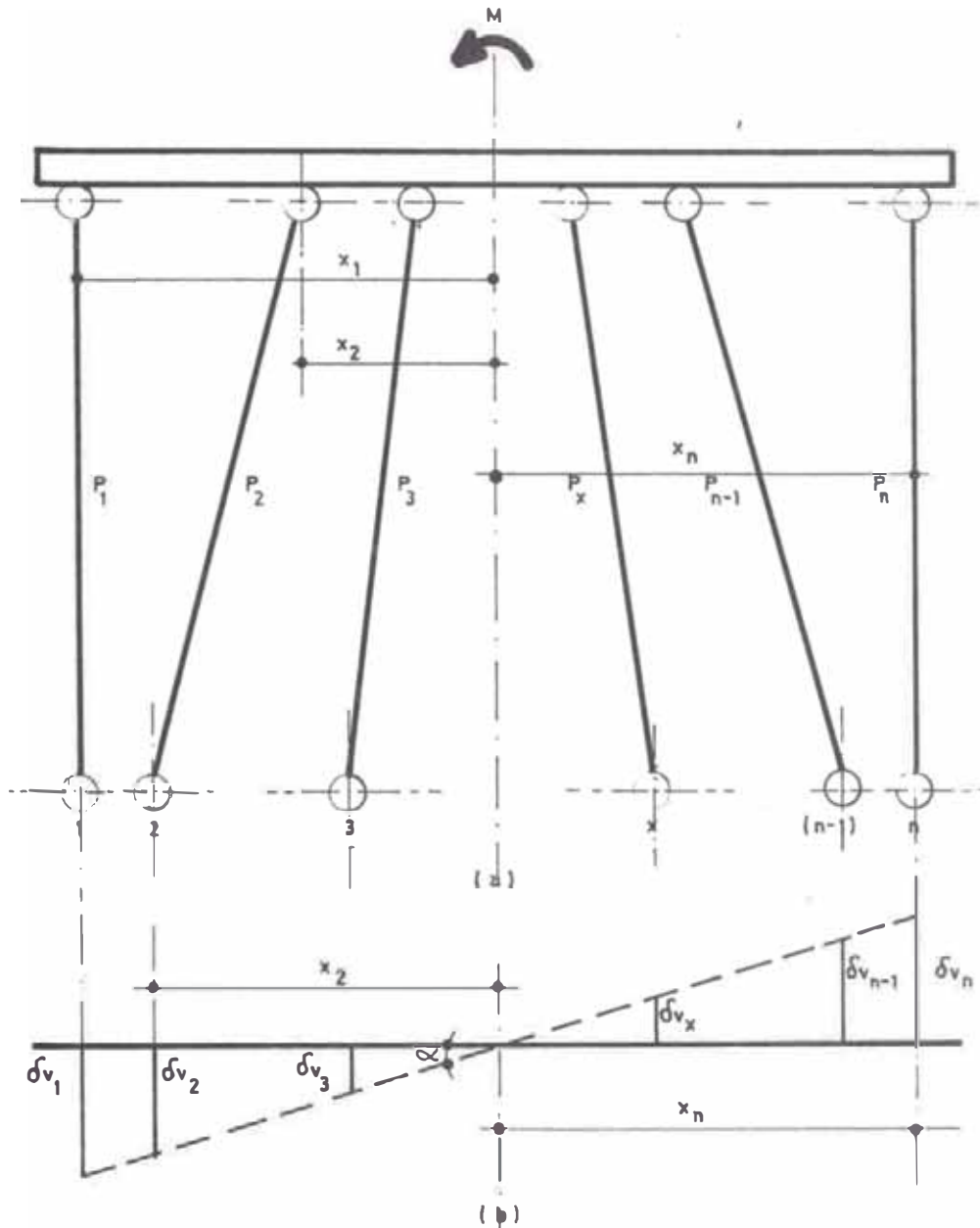


FIG. 14

Pilotes simétricos sujetos a la acción del momento M .

Usando la expresión del desplazamiento vertical de la ecuación

(6)

$$\frac{P_1}{P_2} \cdot \frac{\cos^2 \phi_2}{\cos^2 \phi_1} = \frac{x_1}{x_2} \quad (22)$$

Y por lo tanto:

$$P_2 = P_1 \frac{\cos^2 \phi_2}{\cos^2 \phi_1} \frac{X_2}{X_1} \quad (23)$$

El momento M será tomado por las componentes actuales de las reacciones de la parte superior de los pilotes, tal que:

$$M = P_1 X_1 \cos \phi_1 + P_2 X_2 \cos \phi_2 + \dots + P_n X_n \cos \phi_n \quad (24)$$

De la ecuación (23), la ecuación de momentos puede expresarse en términos de P_1 , así:

$$M = P_1 X_1 \cos \phi_1 + P_1 \left(\frac{\cos^3 \phi_2}{\cos^2 \phi_1} \right) \left(\frac{X_2^2}{X_1^2} \right) + \dots + P_1 \left(\frac{\cos^3 \phi_n}{\cos^2 \phi_1} \right) \left(\frac{X_n^2}{X_1^2} \right) \quad (25)$$

Por lo tanto:

$$M = \frac{P_1}{X_1 \cos^2 \phi_1} (X_1^2 \cos^3 \phi_1 + X_2^2 \cos^3 \phi_2 + \dots + X_n^2 \cos^3 \phi_n) \quad (26)$$

Y:

$$P_1 = \frac{M X_1 \cos^2 \phi_1}{X_1^2 \cos^3 \phi_1 + X_2^2 \cos^3 \phi_2 + \dots + X_n^2 \cos^3 \phi_n} \quad (27)$$

En general, la fuerza axial en cualquier pilote debido a la acción del momento M , será:

$$P_x = M \frac{X_x \cos^2 \phi_x}{\sum_1^n X_1^2 \cos^3 \phi_x} \quad (28)$$

4.6. MUELLES CON GRUPO DE PILOTES ASIMÉTRICOS

Para el análisis de las fuerzas axiales sobre el grupo de pilotes asimétricos es necesario encontrar el centro elástico de los pilotes. Esto se define como el punto a través del cual actúa una fuerza vertical u horizontal causando solamente una traslación más no una rotación. A fin de hallar este punto y las fuerzas finales en los pilotes, se deberán de encontrar algunas ecuaciones, para lo cual al grupo de pilotes lo dividiremos en 2 partes; el izquierdo y el derecho.

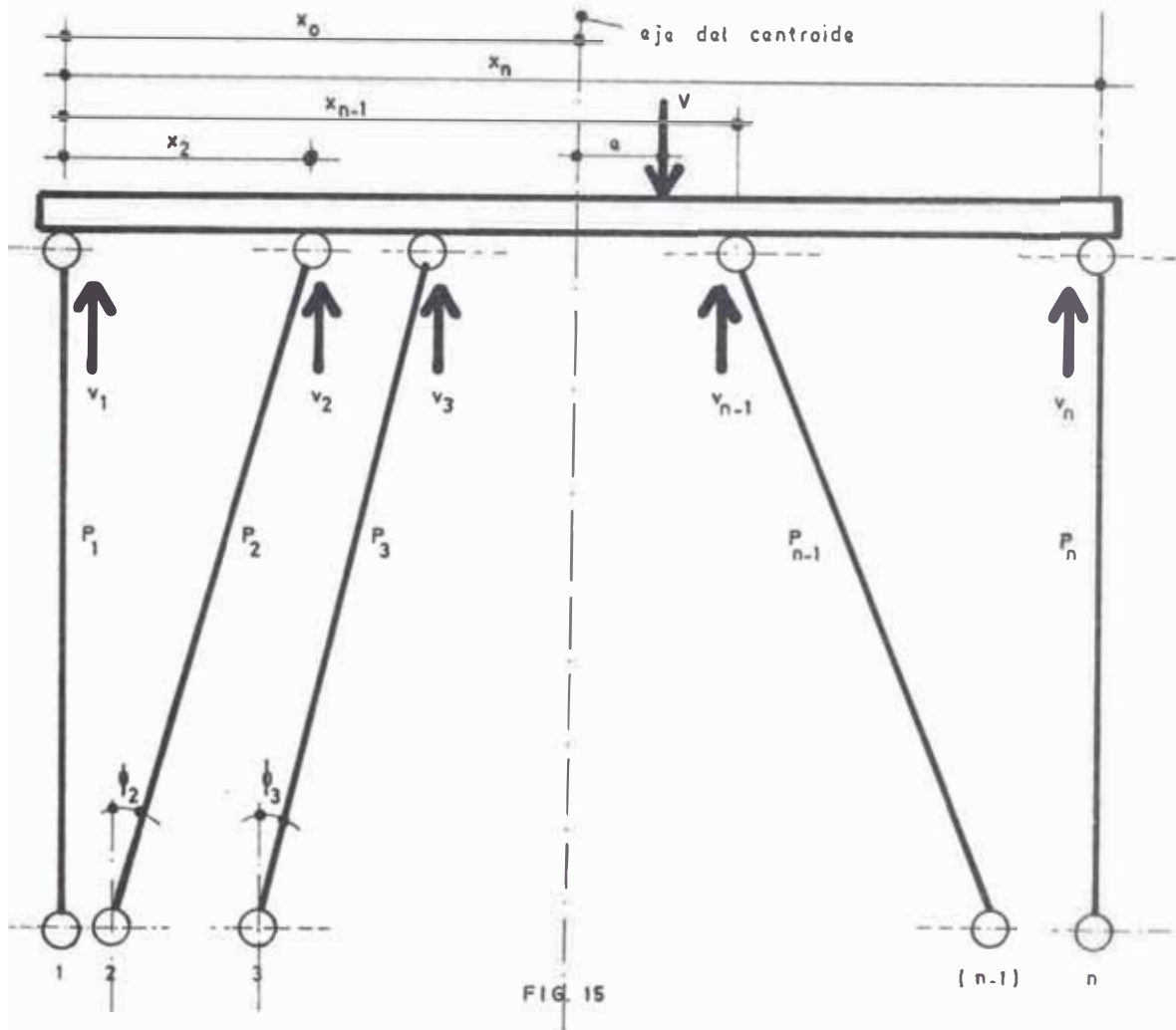
Seguidamente determinaremos una solución simple y práctica para el problema considerando solamente el desplazamiento vertical de la plataforma del muelle actuando con las fuerzas verticales. Supondremos entonces que la plataforma no sufre desplazamiento horizontal. Esto permite hacer uso de las ecuaciones para el caso de pilotes simétricos como una primera aproximación

A continuación introduciremos una fuerza horizontal imaginaria en la plataforma del muelle. El valor de esta fuerza horizontal se determina por las leyes del equilibrio aplicándolo a la totalidad del muelle. Dicho equilibrio de las reacciones horizontales creará como es lógico suponer una pequeña fuerza vertical no balanceada (remanente) la cual se distribuirá en los pilotes, similarmente al método de la distribución de momentos. Se tendrá un proceso análogo cuando se trate de fuerzas horizontales; esto es omitiremos un desplazamiento vertical como una primera aproximación y luego la tomaremos en cuenta introduciendo una fuerza vertical imaginaria a fin de satisfacer las leyes del equilibrio. La fuerza horizontal no balanceada (remanente) se distribuirá en los pilotes.

a). Muelle con pilotes asimétricos sujetos a fuerzas verticales

En un principio se omitirá el movimiento horizontal de la plataforma, teniéndose en cuenta que cada pilote es comprimido verticalmente la misma magnitud. Esto sucede cuando la resultante de las fuerzas verticales actuantes V pasa a través del centroide de los pilotes. De otro modo, o sea de no ser así, tanto la plataforma como el pilote girarán en un movimiento vertical debido al momento M , $M = Vx$ el cual se considera en los cálculos.

A fin de determinar el eje del centroide, supondremos que la plataforma de los pilotes en la Fig. 15 se desplaza una distancia vertical unitaria hacia abajo. De acuerdo a la Fig. (11) la deformación axial del pilote AB es $\cos \phi$ y la reacción



del pilote es $\cos^2 \phi \frac{k}{h}$, donde : $K = AE$.

La componente vertical de la reacción en la parte superior del pilote AB es $(\frac{k}{h})(\cos^3 \phi)$. Llamando x_0 a la distancia al centroide de las componentes verticales de las reacciones -

de los pilotes de la parte izquierda, tendremos:

$$X_0 = \frac{X_1 \cos^3 \phi_1 + X_2 \cos^3 \phi_2 + \dots + X_n \cos^3 \phi_n}{\cos^3 \phi_1 + \cos^3 \phi_2 + \dots + \cos^3 \phi_n} \quad (29)$$

De donde:

$$X_0 = \frac{\sum_{1}^n X \cos^3 \phi_x}{\sum_{1}^n \cos^3 \phi_x} \quad (30)$$

4.7. FUERZAS EN LOS PILOTES POR APROXIMACIONES SUCESIVAS.-

Puesto que omitiendo el movimiento de la plataforma en un comienzo y aplicando las ecuaciones (11) y (28) para el caso de un muelle con grupo simétrico de pilotes, es que se ha llegado a un valor aproximado para la reacción de los pilotes.

La fuerza axial en cualquier pilote inclinado un ángulo ϕ_x debido a V y M , donde V no pasa por el eje del centroide, será:

$$P_x = \cos^2 \phi_x \left[\frac{V}{\sum_{1}^n \cos^3 \phi_x} + \frac{M}{\sum_{1}^n X \cos^3 \phi_x} \right] \quad (31)$$

Por condiciones de equilibrio en la dirección vertical, se encontrará que los componentes verticales de las reacciones de los pilotes quedarán satisfechos por la condición:

$$V = \sum_1^n P_x \cos \phi_x \quad (32)$$

En la otra parte del grupo, en la dirección horizontal, habrá una fuerza residual horizontal. Esto significa que el sistema no está en equilibrio en esta última dirección (horizontal), aplicándose entonces una fuerza horizontal imaginaria H a la plataforma del muelle, donde:

$$H = - \sum P_x \operatorname{sen} \phi_x \quad (33)$$

Esta fuerza horizontal creará fuerzas axiales adicionales en los pilotes.

Considerando solamente el efecto del movimiento horizontal (omitiendo el vertical) se calculan las reacciones en los pilotes debido a la fuerza imaginaria H sobre la plataforma, aplicando la ecuación (20) como para el caso de pilotes si métricos. La fuerza axial adicional sobre cualquier pilote inclinado un ángulo ϕ_x debido a H será:

$$P_x = H \frac{\cos \phi_x \sin \phi_x}{\sum_1^n \cos \phi_x \sin^2 \phi_x} \quad (34)$$

Observando la suma algebraica de las componentes horizontales de las reacciones de los pilotes (obtenida por resultados adicionales de las ecuaciones (31) y (34), muestran que ellos son iguales para la fuerza imaginaria sobre la plataforma H, pero cuyas componentes verticales debidos a V no son iguales. Esto significa que tenemos que repetir un ciclo nuevamente con una nueva fuerza imaginaria vertical:

$$V = - \sum_1^n P_x \cos \phi_x \quad (35)$$

Esta última fuerza V es pequeña y da origen a una pequeña fuerza horizontal H no balanceada, la cual se omite. Y así de esa manera se repite el proceso hasta alcanzar el grado de precisión deseada.

1. Muelle de pilotes asimétricos sujeto a fuerzas horizontales

El proceso es el mismo que para el caso anterior.

Primeramente omitiremos el desplazamiento vertical, ha-

llando un valor aproximado de las reacciones de los pilotes tratando al sistema como si fuese simétrico. De la ecuación (20) la reacción axial aproximada es:

$$P_x = H \frac{\cos \phi_x \operatorname{sen} \phi_x}{\sum_1^n \cos \phi_x \operatorname{sen}^2 \phi_x} \quad (36)$$

Resolviendo las reacciones verticales, tendremos una fuerza vertical no balanceada la cual se distribuirá en los pilotes considerando el efecto de una fuerza vertical imaginaria.

$$V = - \sum_1^n P_x \cos \phi_x \quad (37)$$

Esta fuerza vertical imaginaria creará una fuerza horizontal no balanceada determinada por las leyes del equilibrio. Se notará así mismo que dichas fuerzas disminuyen progresivamente conforme se repita el proceso. La suma algebraica de los resultantes dará las reacciones finales en los pilotes.

c). Análisis más precisos.-

Para ambos casos, sean grupos simétricos o no, existen soluciones más exactas considerando al grupo junto con su

plataforma como un sistema estáticamente indeterminado. Primeramente asumimos un sistema estáticamente determinado, calculándose luego las fuerzas axiales desconocidas por el método de los trabajos virtuales. Este método tiene la ventaja de introducir el volteo y la deformación axial en la plataforma, así como la deformación axial en los pilotes.

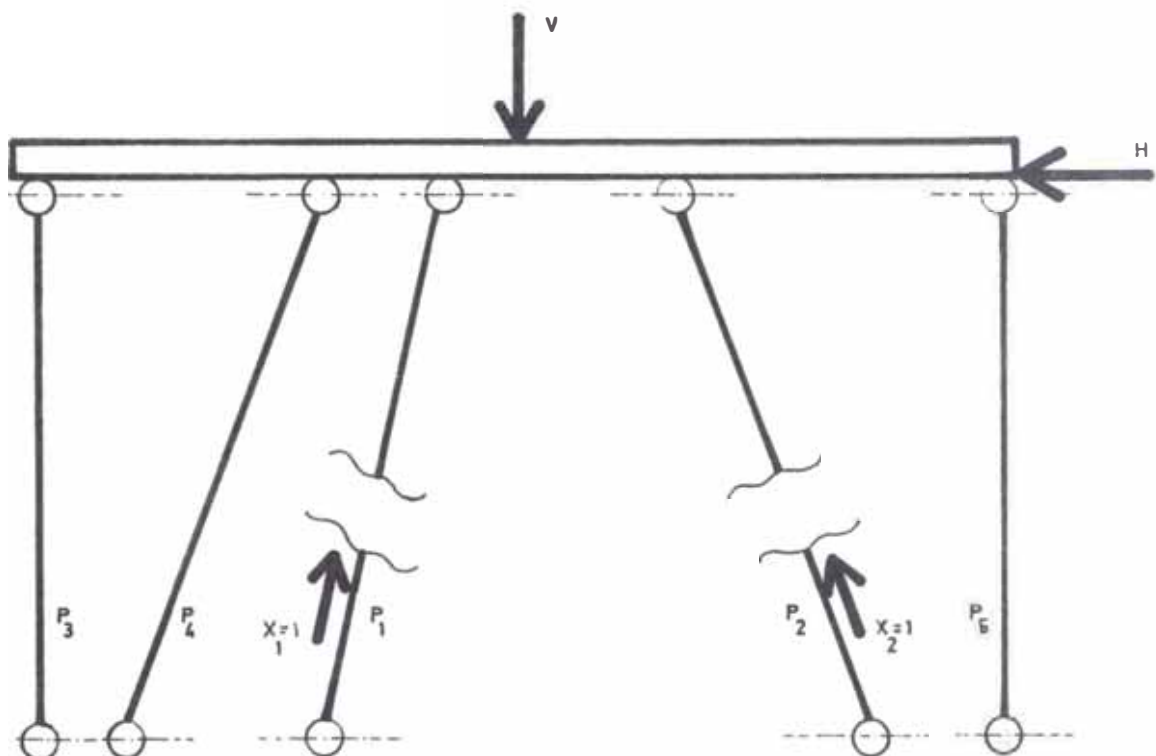


FIG. 16

Método de los Trabajos Virtuales

En la Fig. (16) el sistema principal se asume cortando los pilotes 1 y 2 y calculando el momento de volteo M_0 y haciendo N_0 diagramas para las ecuaciones de equilibrio estático. Las cargas virtuales $X_1 = 1$ y $X_2 = 1$ se aplican a lo largo del corte. Se hacen diagramas para M_1 , N_1 y M_2 , N_2 . Las fuerzas axiales remanentes en los pilotes 1 y 2 se determinan-

asumiendo las ecuaciones de deformación en los cortes, así:

$$\delta_{10} + x_1 \delta_{11} + x_2 \delta_{12} = \frac{x_1 L_1}{A_1 E} \quad (38)$$

$$\delta_{20} + x_1 \delta_{21} + x_2 \delta_{22} = \frac{x_2 L_2}{A_2 E} \quad (39)$$

Donde:

- L_1, L_2 : longitud de los pilotes 1 y 2
- A_1, A_2 : área de los pilotes 1 y 2.

Las deformaciones serán:

$$\delta_{10} = \int \frac{M_0 M_1}{IE} dl + \sum \frac{N_0 N_1}{AE} \Delta l \quad (40)$$

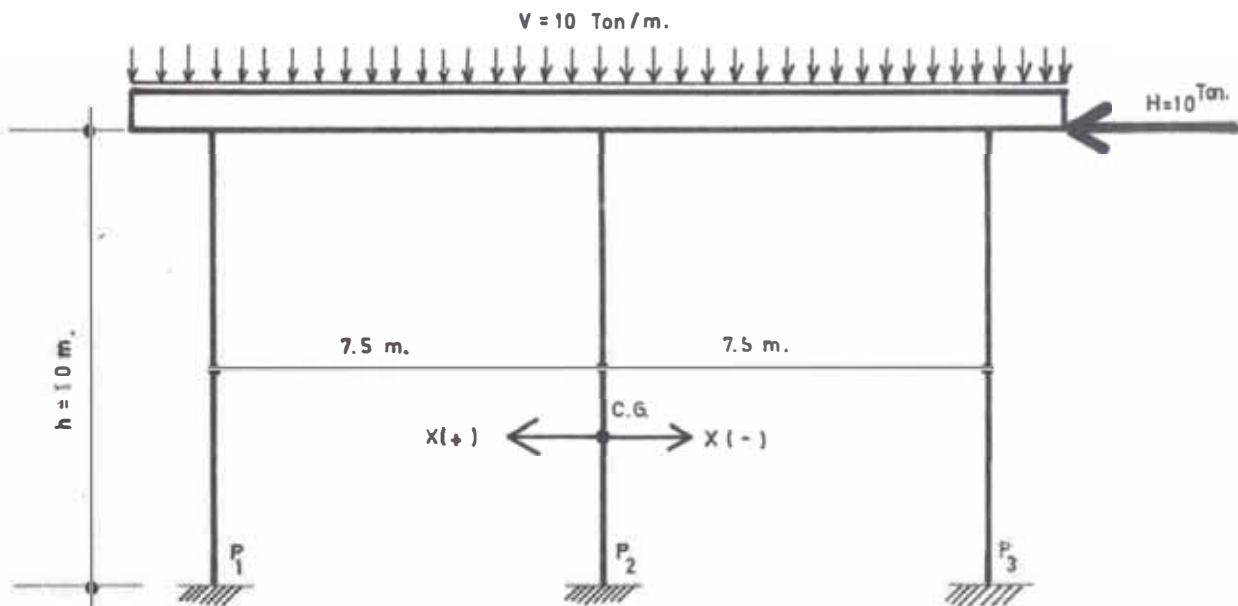
$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2}{IE} dl + \sum \frac{N_1^2}{AE} \Delta l \quad (41)$$

4.8. DISEÑO.-

A continuación trataremos por separado los pilotes ya sean verticales, inclinados o en conjunto y también si son o no simétricos.

1. PILOTES VERTICALES SIMETRICOS

Calcular la carga axial, cortante y momento sobre cada pilote de la siguiente figura:



Puesto que V es simétrica $\rightarrow e = 0$ (excentricidad) -
La fuerza axial sobre cada pilote es:

$$P_x = \frac{V}{n} + \frac{x (Ve - Hh)}{\sum_1^n x^2}$$

donde $e = 0$

$n = 3$ pilotes

x : dist. de c/pilote al
C.G. del conjunto

Luego:

$$P_1 = \frac{10 \times 15}{3} + \frac{7,5 (0 - 10 \times 10)}{7,5^2 + 7,5^2} = -50 - 6.67$$

$$P_1 = - 56,67 \text{ ton.}$$

$$P_2 = - 50 + 0 = - 50$$

$$P_2 = - 50 \text{ ton.}$$

$$P_3 = - 50 - \frac{7,5 (0 - 10 \times 10)}{7,5^2 + 7,5^2} = - 50 + 6,67$$

$$P_3 = - 43.33 \text{ ton}$$

- Cortante en cada pilote: $Q_x = \frac{H}{n} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ ton.}$

$$Q_x = 3.33 \text{ ton.}$$

- Momento de volteo sobre cada pilote: $M_x = \frac{Hh}{2n}$

$$M_x = \frac{10 \times 10}{2 \times 3} = 16,67$$

$$M_x = 16,67 \text{ ton-m}$$

2. GRUPO SIMETRICO DE PILOTES.-

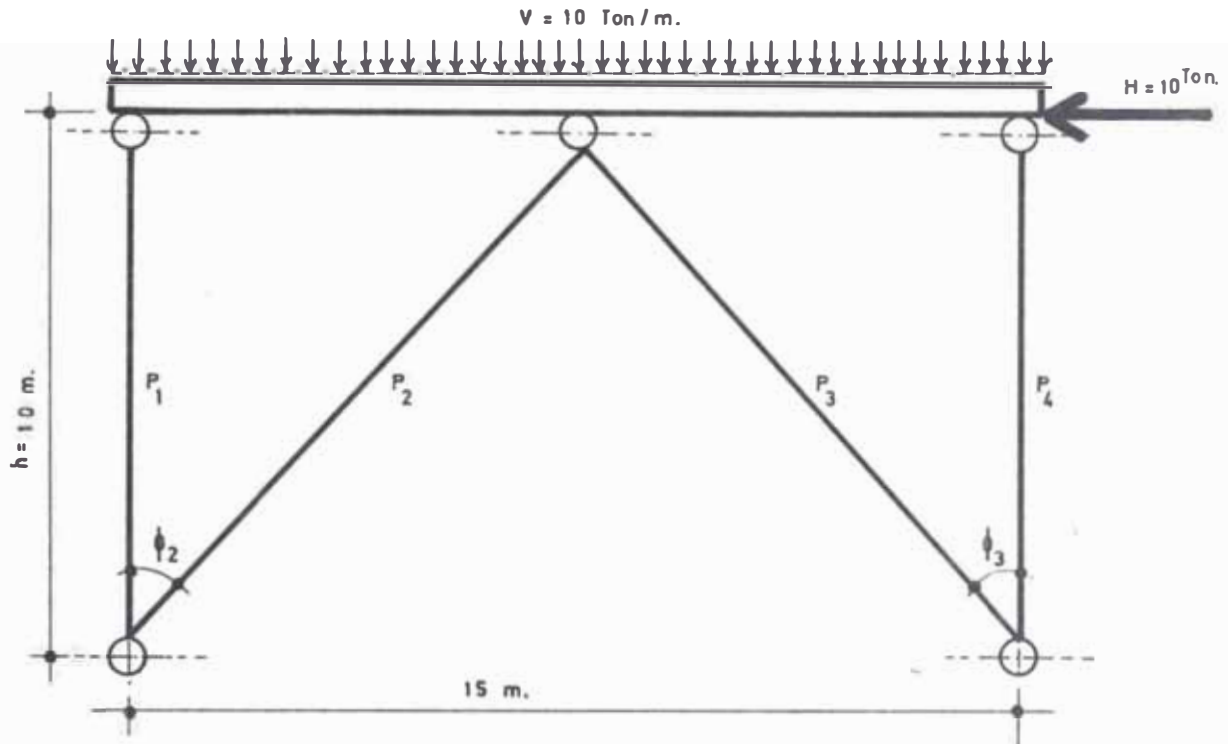
Calcular las fuerzas axiales en cada pilote, debido a las cargas actuantes sobre el grupo de pilotes, sabiendo que:

$$\phi_1 = \phi_4 = 0$$

$$\phi_2 = \phi_3$$

$$\cos \phi_2 = 4/5$$

$$\text{sen } \phi_2 = 3/5$$



a . Fuerza axial sobre cada pilote debido a

$$V = 150 \text{ ton.}$$

La carga axial sobre cada pilotes es:

$$P_x = V \frac{\cos^2 \phi_x}{\sum_1^n \cos^3 \phi_x}$$

Luego:

$$P_1 = P_4 = -V \frac{\cos^2 \phi_1}{\cos^3 \phi_1 + \cos^3 \phi_2 + \cos^3 \phi_3 + \cos^3 \phi_4}$$

Como $\begin{cases} \phi_1 = \phi_4 \\ \phi_2 = \phi_3 \end{cases}$
$$P_1 - P_4 = -V \frac{\cos^2 \phi_1}{2(\cos^3 \phi_1 + \cos^3 \phi_2)}$$

Reemplazando valores :

$$P_1 - P_4 = -150 \cdot \frac{1}{2 \left[1 + \left(\frac{4}{5} \right)^3 \right]} = -49.6$$

$$P_1 = P_4 = 49.6 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$P_2 = P_3 = -P_1 \cos^2 \phi_2 = -49.6 \times \left(\frac{4}{5} \right)^2 = 31.74 \text{ ton.}$$

$$P_2 = P_3 = -31.74 \text{ ton. (compresión)}$$

Comprobación: La suma de las componentes verticales es:

$$2 \times 49.6 + 2 \times 31.74 \times \cos \phi_2 = 99.22 + 50.78 = 150 \text{ ton} \approx 149.98$$

b. Fuerza axial sobre cada pilote debido a

$$H = 10 \text{ tons.}$$

Como es lógico suponer no existe fuerza axial sobre los pilotes P_1 y P_4 .

Para los pilotes P_2 y P_3 inclinados, la carga axial sobre cada pilote es:

$$P_x = H \frac{\cos \phi_x \sin \phi_x}{\sum_1^n \cos \phi_x \sin^2 \phi_x}$$

Luego:

$$P_2 = H \frac{\cos \phi_2 \sin \phi_2}{2 \cos \phi_2 \sin^2 \phi_2}$$

Reemplazando valores:

$$P_2 = 10 \frac{\frac{4}{5} \times \frac{3}{5}}{2 \times \frac{4}{5} \times \left(\frac{3}{5}\right)^2} = 8.33$$



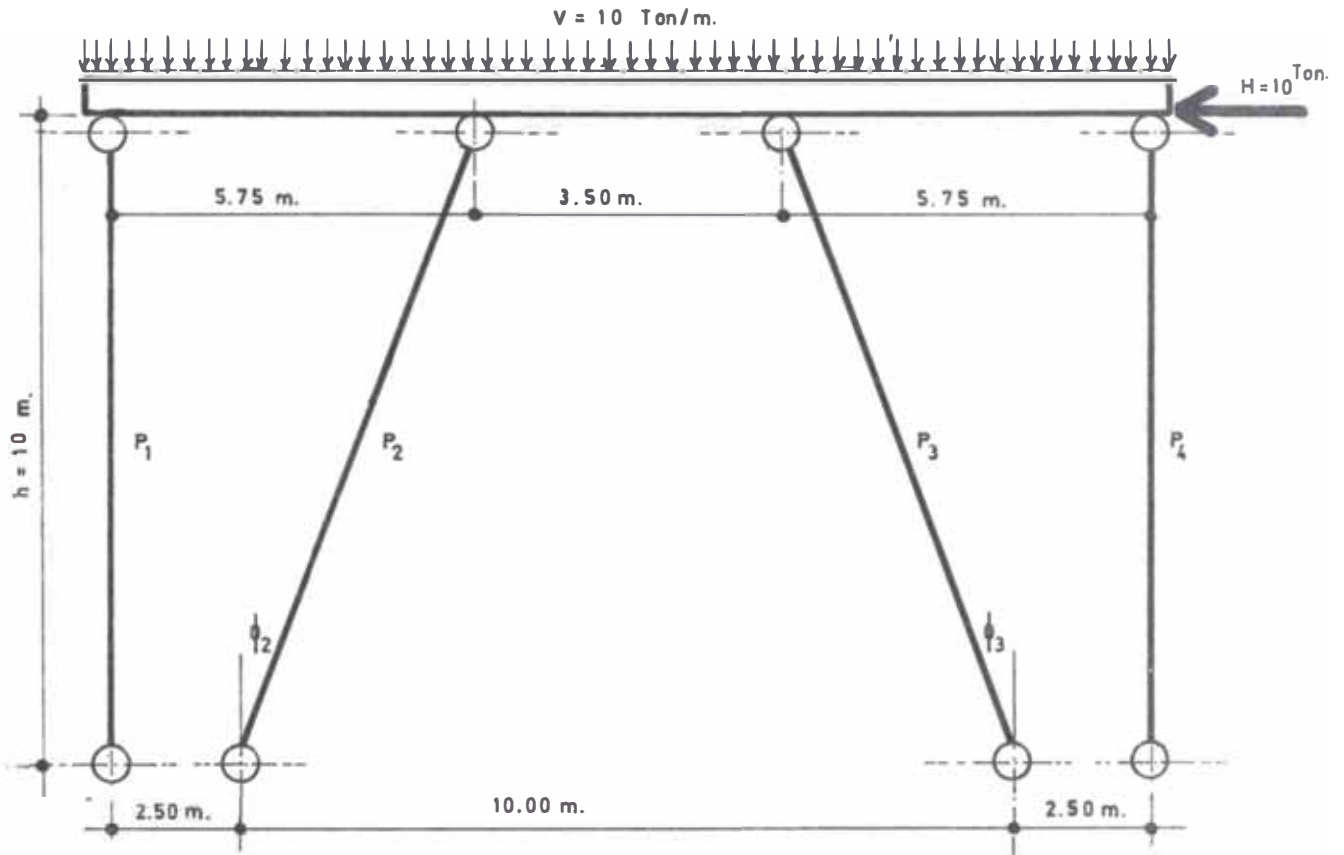
$$P_2 = - 8.33 \text{ ton. (Compresión)}$$

$$P_3 = + 8.33 \text{ ton. (tracción)}$$

$$P_1 = P_4 = 0$$

3. GRUPO SIMETRICO DE PILOTES CON IGUAL INCLINACION

Calcular las fuerzas axiales sobre cada pilote, debido a la sollicitación de carga. Se seguirá el mismo proceso que para el ejemplo anterior.



a.- Fuerza en los pilotes debido a $V = 150$ ton.:

$$P_1 = P_4 = -150 \times \frac{1}{2 \left[1 + (.95)^3 \right]} = -40.32 \text{ ton.}$$

$$P_2 = P_3 = 40.32 \times \cos^2 \phi_2 = -40.32 \times .95^2 = -36.38 \text{ ton.}$$

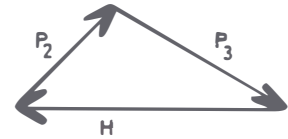
b.- Fuerzas en los pilotes debido a $H = 10$ ton:

En los pilotes verticales: $P_1 = P_4 = 0$

En los pilotes inclinados: $P_2 = -10 \times \frac{0.95 \times 0.31}{2 \times .95 \times (.31)^2} = 16.1$

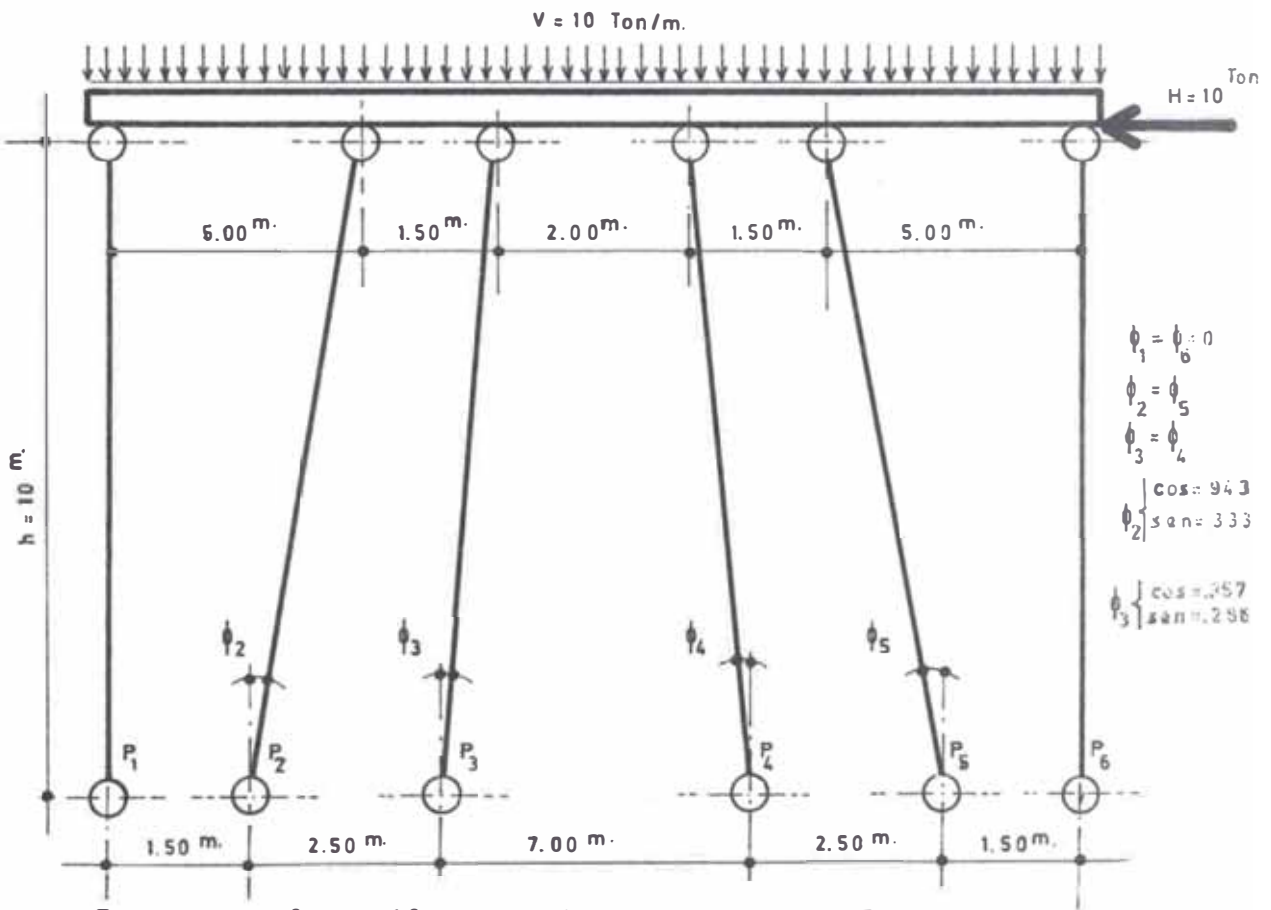
$P_2 = - 16.1 \text{ ton. (Compresión)}$

$P_3 = + 16.1 \text{ ton. (Tracción)}$



4. GRUPO SIMETRICO (6 PILOTES)

Calcúlese la fuerza axial en cada pilote del muelle (Ver Fig.) solicitada por el siguiente esquema de cargas actuantes.



a.- Fuerza en los pilotes debido a $V = 150 \text{ Ton.}$:

En los pilotes verticales:

$$P_1 = P_6 = - 150 \times \frac{1}{2(1 + .943^3 + .957^3)}$$

$$P_1 = P_6 = -27.8 \text{ ton. (Compresión)}$$

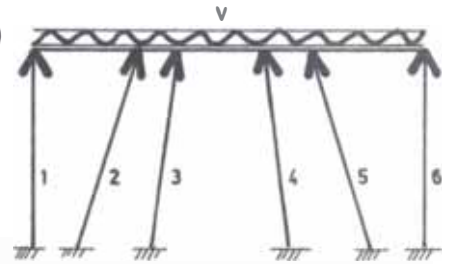
Pilotes inclinados:

$$P_2 = P_5 = P_1 \cos^2 \phi_2 = -27.8 \times .943^2 = -24.8$$

$$P_2 = P_5 = -24.8 \text{ Ton. (Compresión)}$$

$$P_3 = P_4 = P_1 \cos^2 \phi_3 = -27.8 \times .957^2 = 25.6$$

$$P_3 = P_4 = 25.6 \text{ ton. (Compresión)}$$



b.- Fuerzas en los pilotes debido a $H = 10$ tons. :

$$\text{Pilotes verticales: } P_1 = P_6 = 0$$

$$\text{Pilotes inclinados: } P_2 = P_5 = 10 \times \frac{.943 \times .333}{2(.943 \times .333^2 + .957 \times .286^2)}$$

$$P_2 = P_5 = -8.68 \text{ ton (Compresión)}$$

$$P_3 = P_4 = 10 \times \frac{.957 \times .286}{3.62}$$

$$P_3 = P_4 = 7.55 \text{ ton}$$

$$P_1 = P_6 = 0 \text{ ton}$$

$$P_2 = 8.68 \text{ ton}$$

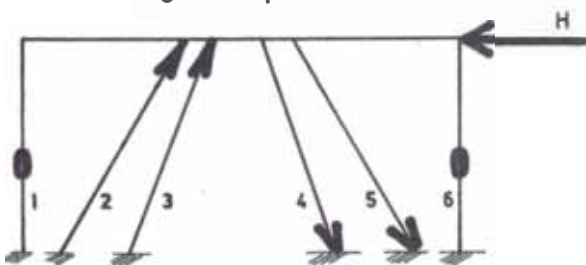
$$P_3 = 7.55 \text{ ton}$$

$$P_4 = 7.55 \text{ ton}$$

$$P_5 = 8.68 \text{ ton}$$

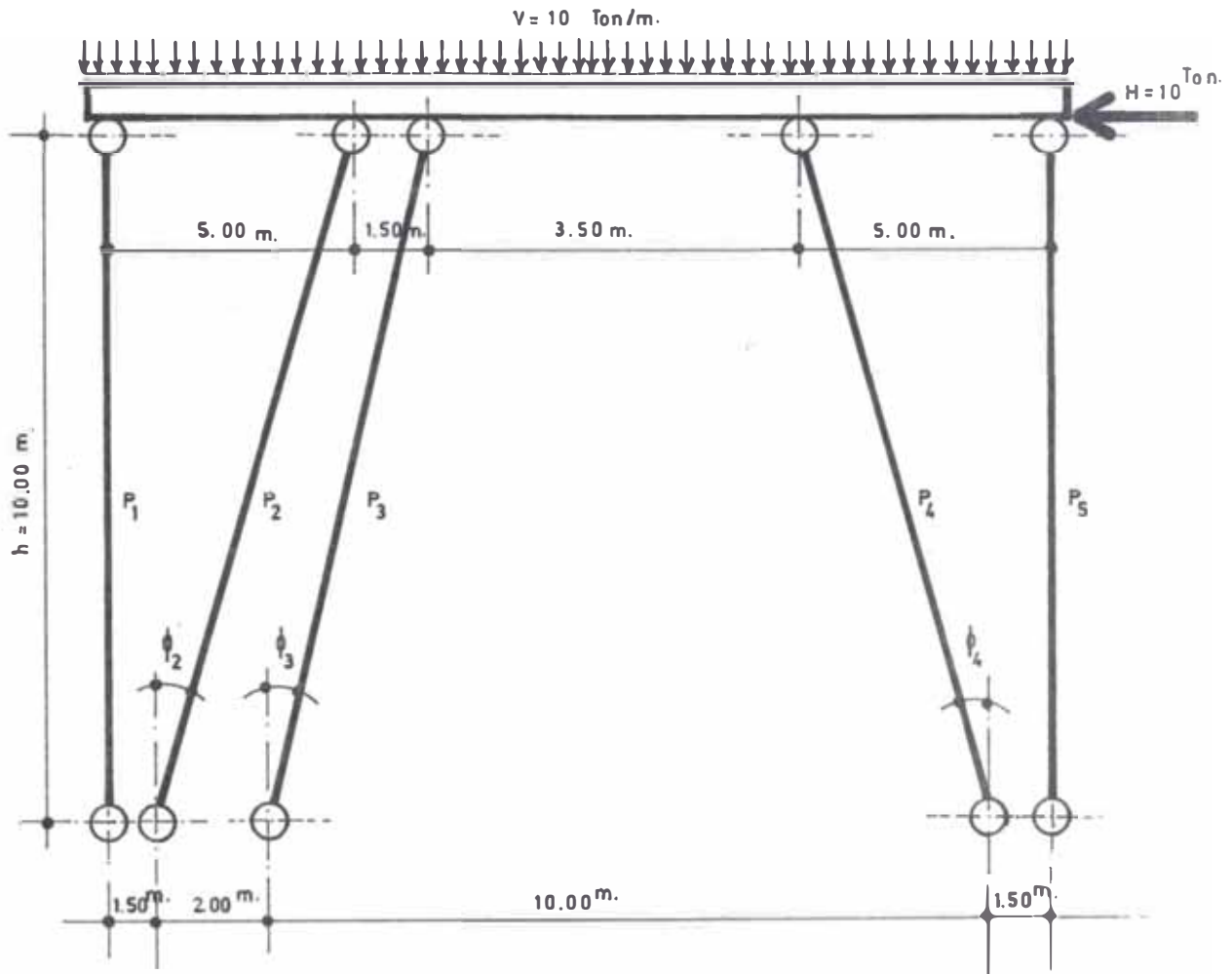
> Compresión

> Tracción



5. GRUPO ASIMETRICO DE PILOTES

En la siguiente figura, calcular las fuerzas axiales en los pilotes del muelle, debido a la sollicitación de carga mostrada.



Tenemos :

$$\phi_1 = \phi_5 = 0$$

$$\phi_2 = \phi_4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \cos \phi_2 = .943 \\ \sin \phi_2 = .333 \end{array} \right.$$

$$\phi_3 \quad \left\{ \begin{array}{l} \cos \phi_3 = .957 \\ \sin \phi_3 = .286 \end{array} \right.$$

a.- Cálculo del Centroide del Grupo de Pilotes

De la ecuación (30):

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i \cos^3 \phi_i}{\sum_{i=1}^n \cos^3 \phi_i}$$

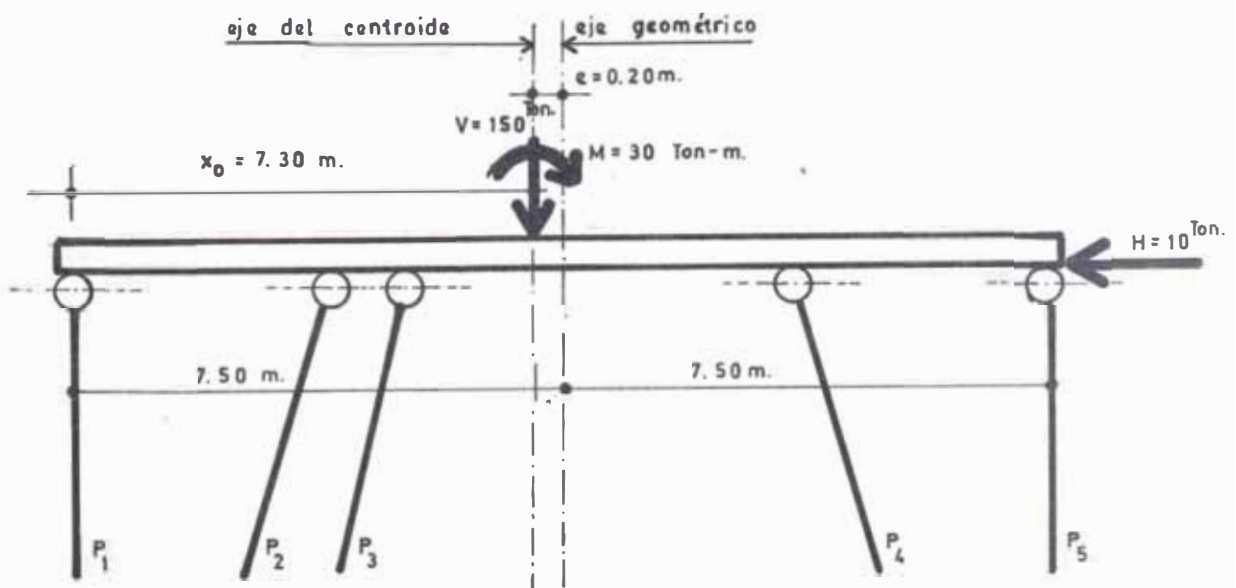
Reemplazando valores tendremos :

$$X_0 = \frac{5 \times .943^3 + 6.5 \times .957^3 + 10 \times .943^3 + 15}{1 + .943 + .957 + .943 + 1} = 7.3$$

$$X_0 = 7.30 \text{ m.}$$

Luego, excentricidad: $\frac{15}{2} - 7.30 = 0.20 \text{ m.}$

La cual puede apreciarse en la siguiente figura:



Luego, la plataforma de los pilotes estará sujeta a las siguientes cargas:

$$V = 150 \text{ TON.}$$

$$H = 10 \text{ TON.}$$

$$M = 30 \text{ TON-M. (Ve = } 150 \times 2 = 30)$$

Tanto V como M pasan a través del eje del centroide del grupo asimétrico de pilotes.

b.- Fuerzas axiales en los pilotes del grupo.

Se usarán las ecuaciones 11, 20 y 28 para determinar las respectivas fuerzas en los pilotes debido a V, H o M.

Las soluciones se presentan tabuladas en las tablas y 2; en las siguientes hojas.

TABLA 1.- FUERZAS AXIALES EN LOS PILOTES DEBIDO A LA CARGA VERTICAL

ESTADO DE CARGA (1)	PILOTE (2)	P _v (TON) (3)	P _H (TON) (4)	P _M (TON) (5)	P _{TOTAL} (TON) (6)	COMPONENTE VERTICAL (TON) (6) cos φ (7)	COMPONENTE HORIZONTAL (TON) (6) sen φ (8)
CASO I: V=150 TON ↓ M=30 TON-M ↷	1	-33.1	---	1.78	-31.32	31.32 ↑	0
	2	-29.2	---	.495	-28.705	27.10 ↑	9.45 →
	3	-30.1	---	.177	-29.923	28.60 ↑	8.55 →
	4	-29.2	---	.582	-29.782	28.10 ↑	9.80 ←
	5	-33.1	---	-1.88	-34.98	34.98 ↑	0
TOTAL						150.1 ↑	8.20 → No BALANCEADA
CASO II: 8.2 → No balanceada,	1	---	---	---	---	0	0
	2	---	9	---	9	8.5 ↑	2.96 ←
	3	---	8	---	8	7.62 ↓	2.28 ←
	4	---	-9	---	-9	8.5 ↓	2.96 ←
	5	---	---	---	---	0	0
TOTAL						7.62 ↓ No balanceada	8.2 ←
CASO III: 7.62 ↓ No balanceada	1	-1.69	---	---	-1.69	1.69 ↑	0
	2	-1.485	---	---	-1.485	1.4 ↑	.49 →
	3	-1.5	---	---	-1.5	1.4 ↑	.43 →
	4	-1.485	---	---	-1.485	1.4 ↑	.49 ←
	5	-1.69	---	---	-1.69	1.69 ↑	0
TOTAL						7.62 ↑	.43 → No balanceada (Despreciable)

(a) ANALISIS

TABLA 1 (b) FUERZAS FINALES EN LOS PILOTES

PILOTE	CASO I	CASO II	CASO III	FUERZA FINAL (TON)
1	-31.32	0	-1.69	-33.01
2	-28.705	9	-1.485	-21.19
3	-29.923	8	-1.5	-23.423
4	-29.782	-9	-1.485	-40.267
5	34.98	0	1.69	-36.67

TABLA 2.- FUERZA AXIAL EN LOS PILOTES DEBIDO A LA CARGA HORIZONTAL

ESTADO DE CARGA (1)	PILOTE (2)	P _V , (TON) (3)	P _H , (TON) (4)	P _M , (TON) (5)	P _{TOTAL} (TON) (6)	COMPONENTE VERTICAL (TON) (6) cos φ (7)	COMPONENTE HORIZONTAL (TON) (6) sen φ (8)
(a) ANALISIS							
CASO I: H=10 TON. ←	1	---	---	---	-11.0	0	0
	2	---	-11.0	---	-11.0	10.4 ↑	3.625 →
	3	---	-9.7	---	9.7	9.3 ↑	2.75 →
	4	---	11.0	---	11.0	10.4 ↓	3.625 →
	5	---	---	---	---	0	0
TOTAL						9.3 ↑	10.0 →
No balanceada							
CASO II: 9.3 TON. ↑ No balanceada	1	2.06	---	---	2.06	2.06 ↓	0
	2	1.81	---	---	1.81	1.71 ↓	.6 ←
	3	1.83	---	---	1.83	1.76 ↓	.525 ←
	4	1.81	---	---	1.81	1.71 ↓	.6 →
	5	2.06	---	---	2.06	2.06 ↓	0
TOTAL						9.3 ↓	.525 ←
No balanceada							
CASO III: 1.525 TON. ← No balanceada	1	---	---	---	---	0	0
	2	---	-.58	---	-.58	.548 ↑	.191 →
	3	---	-.51	---	-.51	.486 ↑	.145 →
	4	---	.58	---	.58	.548 ↓	.191 →
	5	---	---	---	---	0	0
TOTAL						.486 ↑	.527 →
No balanceada (Despreciable)							

TABLA 2.- (b) FUERZA FINAL EN PILOTES

PILOTE	CASO I	CASO II	CASO III	FUERZA FINAL (TON)
1	0	2.06	0	2.06
2	-11.0	1.81	-.58	- 9.77
3	- 9.7	1.83	-.51	- 8.38
4	11.0	1.81	.58	13.39
5	0	2.06	0	2.06

6. GRUPO SIMETRICO DE PILOTES

(Método de los Trabajos Virtuales)

Determinar los esfuerzos en el grupo de pilotes simétricos, de la siguiente figura :

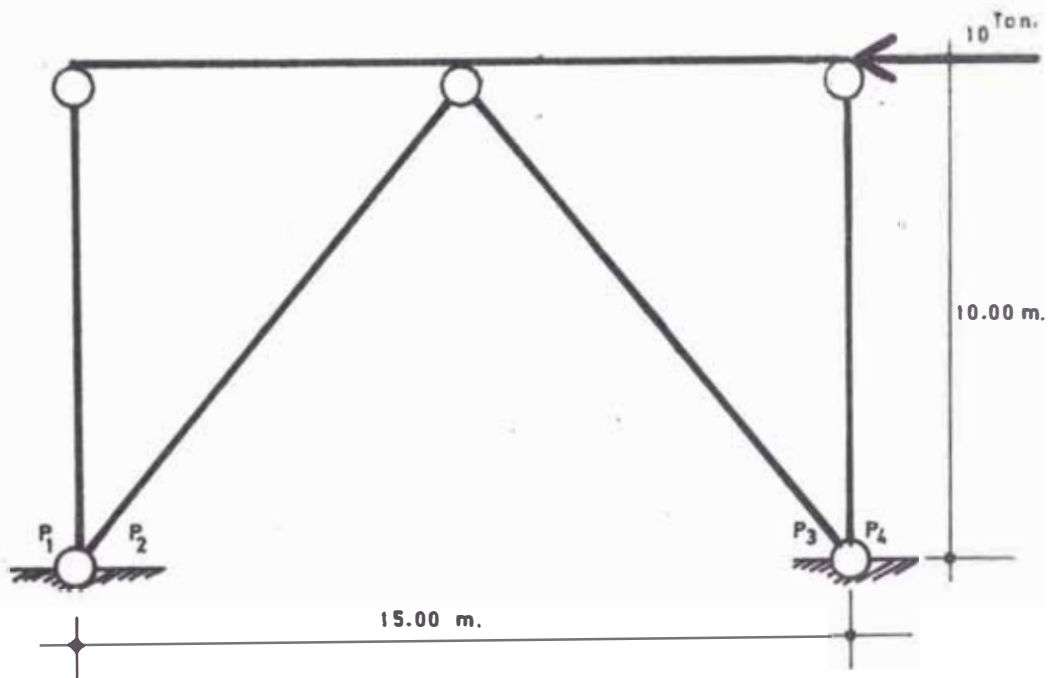
Asumir :

Sección de la plataforma : 0.4 x 1.0 m. ($A_1 = 0.4 \text{ M}^2$, $I_1 = 0.0333 \text{ M}^4$)

Sección de los pilotes : 0.4 x 0.4 m. ($A_2 = 0.16 \text{ M}^2$, $I_2 = 0.00213 \text{ M}^4$)

Luego :

$$I_1 = 15 I_2$$



(a)

La fuerza axial sobre cada pilote se determina a partir de:

$$\delta_{10} + x_1 \delta_{11} = - x_1 \frac{L_3}{A_3 E} \quad (42)$$

Además:

$$\delta_{10} = \sum \frac{M_0 M_1}{E I} \Delta L + \sum \frac{N_0 N_1}{E I} \Delta L$$

Reemplazando valores de los diagramas de esfuerzos, tenemos: (ver siguiente hoja)

$$\delta_{10} = \frac{1}{E} \left[\frac{-2 \times 5 \times 7.5}{2} \times 4 \frac{1}{.033} \right] + \frac{1}{E} \left[-2 \times \frac{6.67 \times .80 \times 10}{.16} \right. \\ \left. \frac{16.66 \times 1 \times 12.5}{.16} \right]$$

$$\delta_{10} = - .023734 \frac{m}{E}$$

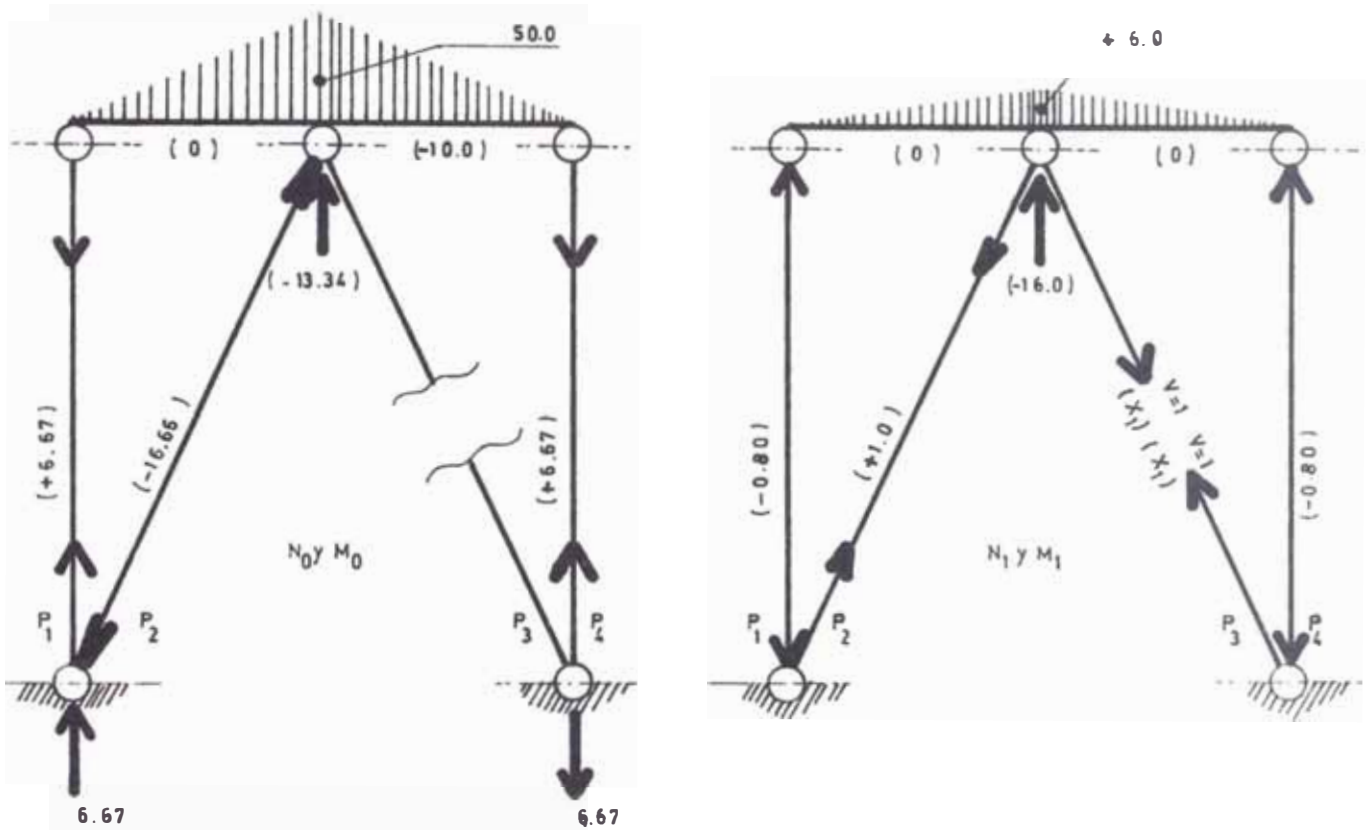


Diagrama de Esfuerzos

También :

$$\delta_{11} = \sum \frac{M_1^2}{EI} \Delta L + \sum \frac{N_1^2}{EI} \Delta L$$

Reemplazando valores del diagrama:

$$\delta_{11} = \frac{1}{E} \left[2 \times \frac{6 \times 7.5}{2} + 4 \times \frac{1}{0.33} \right] + \frac{1}{E} \left[2 \times \frac{0.8 \times 0.8 \times 10}{0.16} + \frac{1 \times 2.5}{0.16} \right]$$

$$\delta_{11} \approx .002814 \frac{\text{m}}{E}$$

y:

$$\frac{L_3}{AgE} = \frac{12,5}{0.16E} = \frac{78}{E} = 0.000039 \frac{m}{E}$$

Por lo tanto :

$$-.023734 + .002814X_1 = .000039X_1$$

$$X_1 = 8.33 \text{ TON.}$$

Luego, las fuerzas axiales sobre los pilotes son :

$$\text{Pilotes verticales} \quad P_1 = P_4 = 0$$

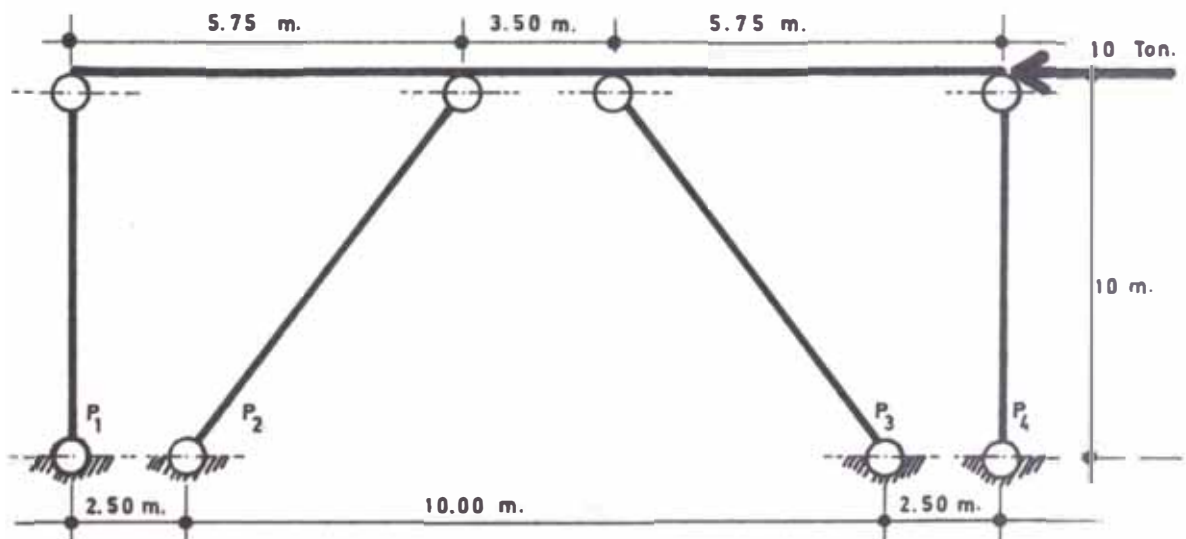
$$\text{Pilotes inclinados} \quad P_2 = - 8.33 \text{ TON. (Compresión)}$$

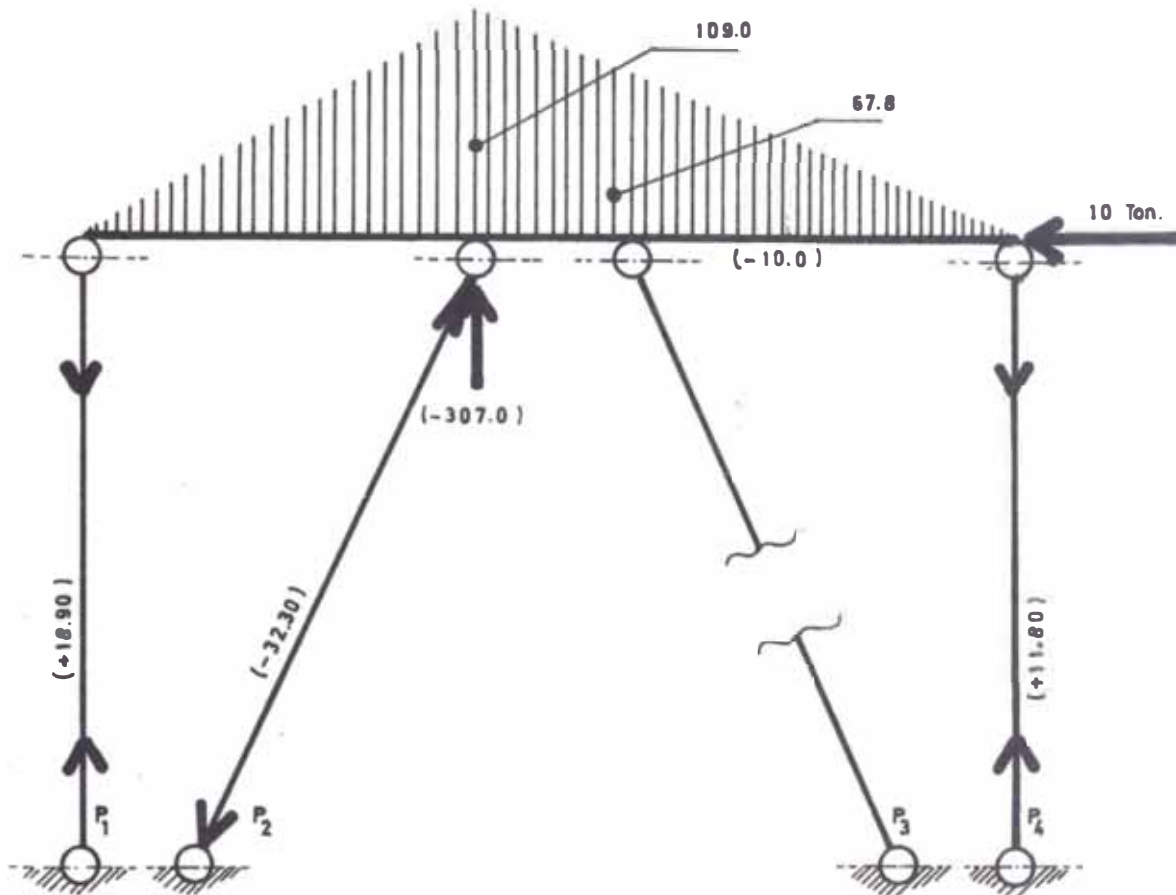
$$P_3 = + 8.33 \text{ TON. (Tracción)}$$

7. GRUPO ASIMETRICO DE PILOTES

(Método de los Trabajos Virtuales)

Calcular las fuerzas axiales en los pilotes de la estructura mostrada en la siguiente figura :

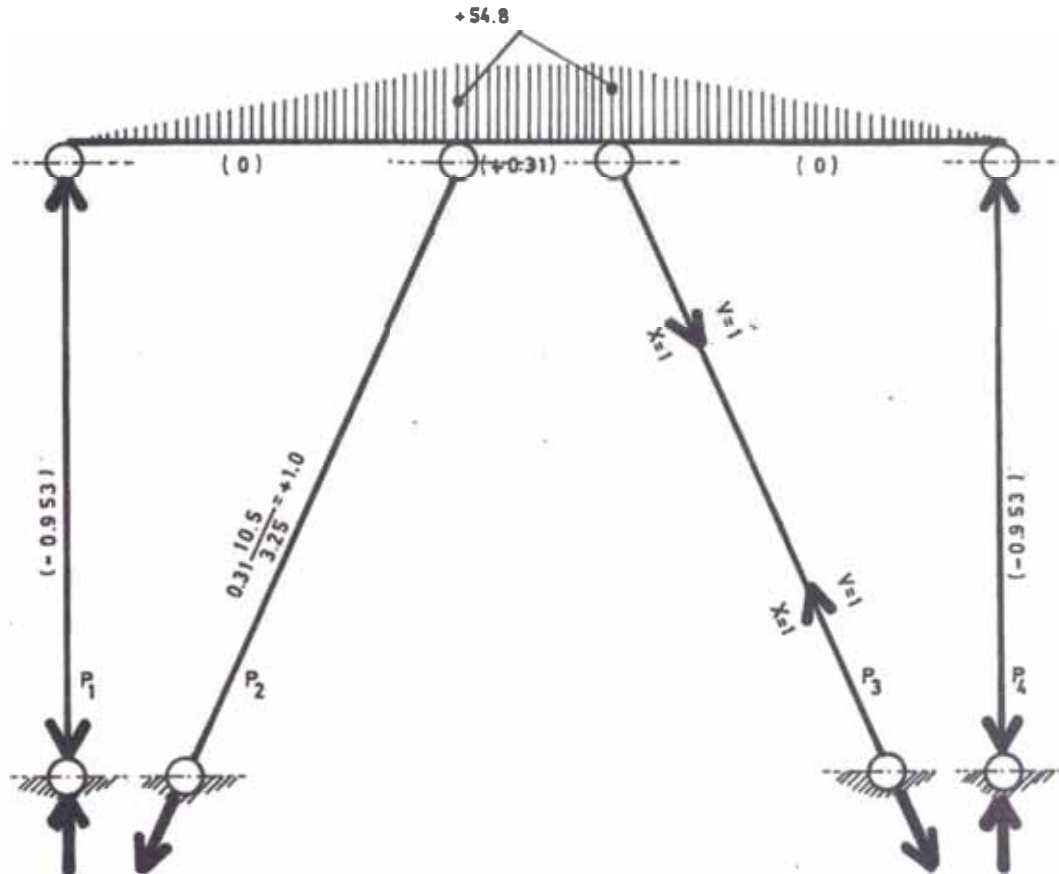




(b)

La ecuación (42) se usará para determinar las fuerzas -
axiales. Por lo tanto será necesario determinar : δ_{10} , δ_{11}

para lo cual hacemos uso de los diagramas respectivos (b) y (c).



(c)

$$\delta_{10} = \frac{1}{E} \left[-\frac{109 \times 5.75}{2} \times 3.66 - 3.5 \frac{(109 + 67.8)}{2} \times 5.48 \right. \\ \left. - \frac{67.8 \times 5.75}{2} \times 3.66 \right] \frac{1}{0.033} + \frac{1}{E} \left[(-18.90)(0.953)(10) - (32.30) \right. \\ \left. (1)(10.50) - (11.80)(0.953)(10) - \frac{1}{16}(10)(0.31)(3.50) \right]$$

$$\delta_{10} = -0.05576 \frac{m}{E}$$

También :

$$\delta_{11} = \frac{1}{E} \left[2 \times \frac{(5.48)(5.75)}{2} \times 3.66 + (5.48)(3.5)(5.48) \right] \frac{1}{0.033}$$

$$+ \frac{1}{E} \left[(2)(0.953)(0.953)(10) + (1)(1)(10.5) \right] \frac{1}{0.16}$$

$$\delta_{11} = 0.003425 \frac{m}{E}$$

Luego : $\frac{L_3}{A_3 E} = \frac{10.5}{0.16E}$ de donde :

$$- 0.05576 + 0.003425X_1 = - 0.000033X_1$$

$$X_1 = 16.1 \text{ TON.}$$

Luego, las fuerzas axiales sobre los pilotes son :

Pilotes verticales :

$$P_1 = 3.6 \text{ TON. (Tracción)}$$

$$P_4 = - 3.6 \text{ TON. (Compresión)}$$

Pilotes inclinados :

$$P_2 = - 16.2 \text{ TON. (Compresión)}$$

$$P_3 = 16.2 \text{ TON. (Tracción)}$$

4.9. PILOTES TIPO CABALLETE

1. ANALISIS

La flexibilidad es muy grande en la dirección horizontal ya que resiste la fuerza lateral con sólo la rigidez al volteo de los pilotes.

Se considera además que los esfuerzos de volteo en los pilotes aumenta el desplazamiento tanto de los pilotes como el de la losa. Es razonable considerar para esta condición, 2 ejes principales plásticos para cada pilote, y que el desplazamiento de la losa bajo estas condiciones es el desplazamiento último.

La relación del desplazamiento último al máximo relativo es el factor de seguridad. Sin embargo, este generalmente es la razón de la fuerza resistente a la fuerza externa actuando sobre la estructura, es una relación de fuerzas.

Para el análisis se considera al pilote como

- a) Un grado de libertad.
- b) Masa de la losa del piso (plataforma) más la sobrecarga.

c) La relación de fuerza vs. deflexión no es lineal, y :

$$\frac{Y}{Y_c} = \frac{F}{F_y} + c \left(\frac{F}{F_y} \right)^r \quad \text{donde :}$$

Y = deflexión

Y_y = deflexión de la estructura en la fluencia

$$Y_c = Y_y / (1 + c)$$

F = fuerza de reacción

F_y = fuerza de reacción de la estructura en la fluencia

r = constante = 0.3

c = Constante = 3.0

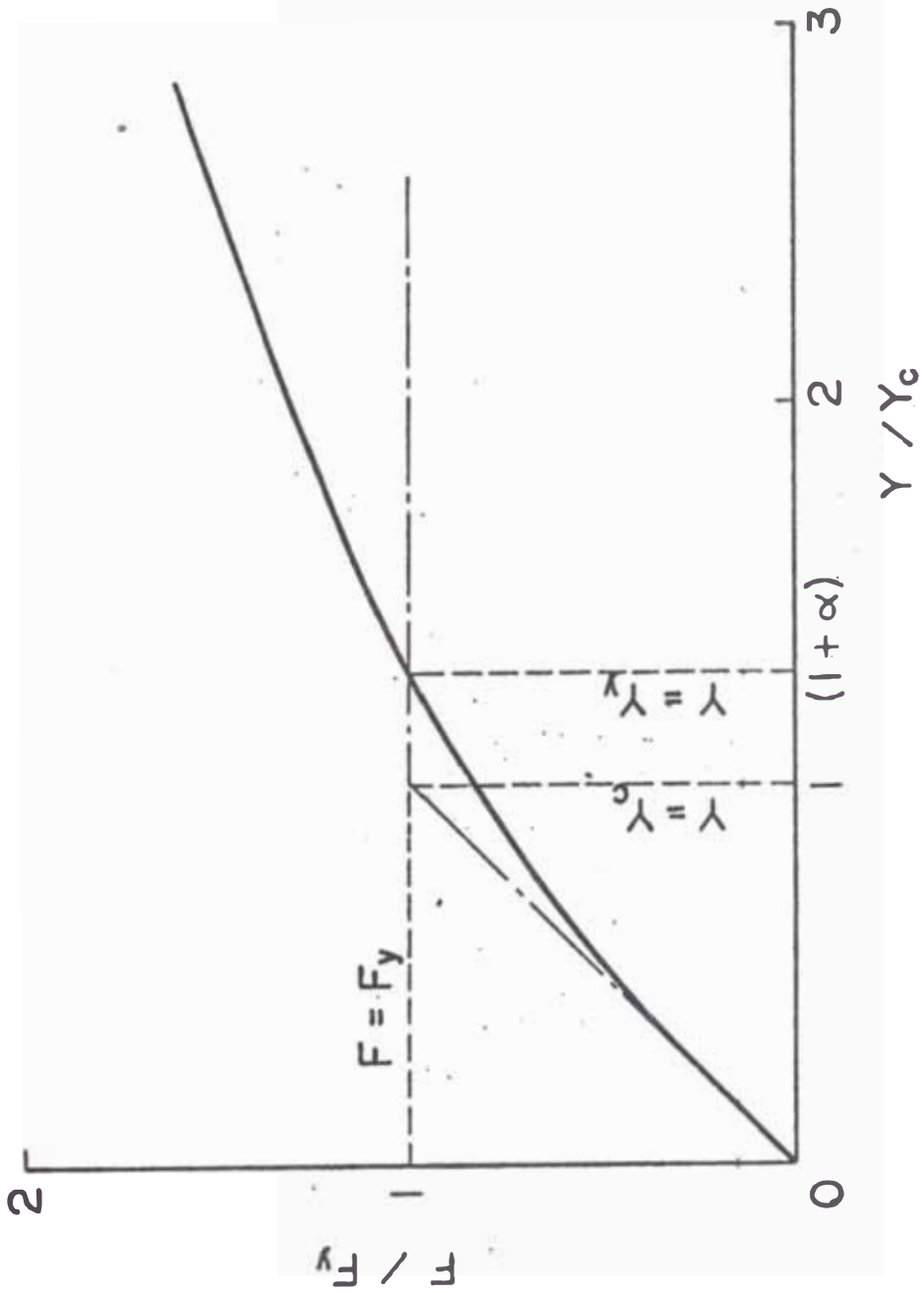
A continuación se verá el espectro promedio de respuesta, y el factor de seguridad, esto es :

$$F = \frac{Y_{cr}}{Y_r} > 2.0$$

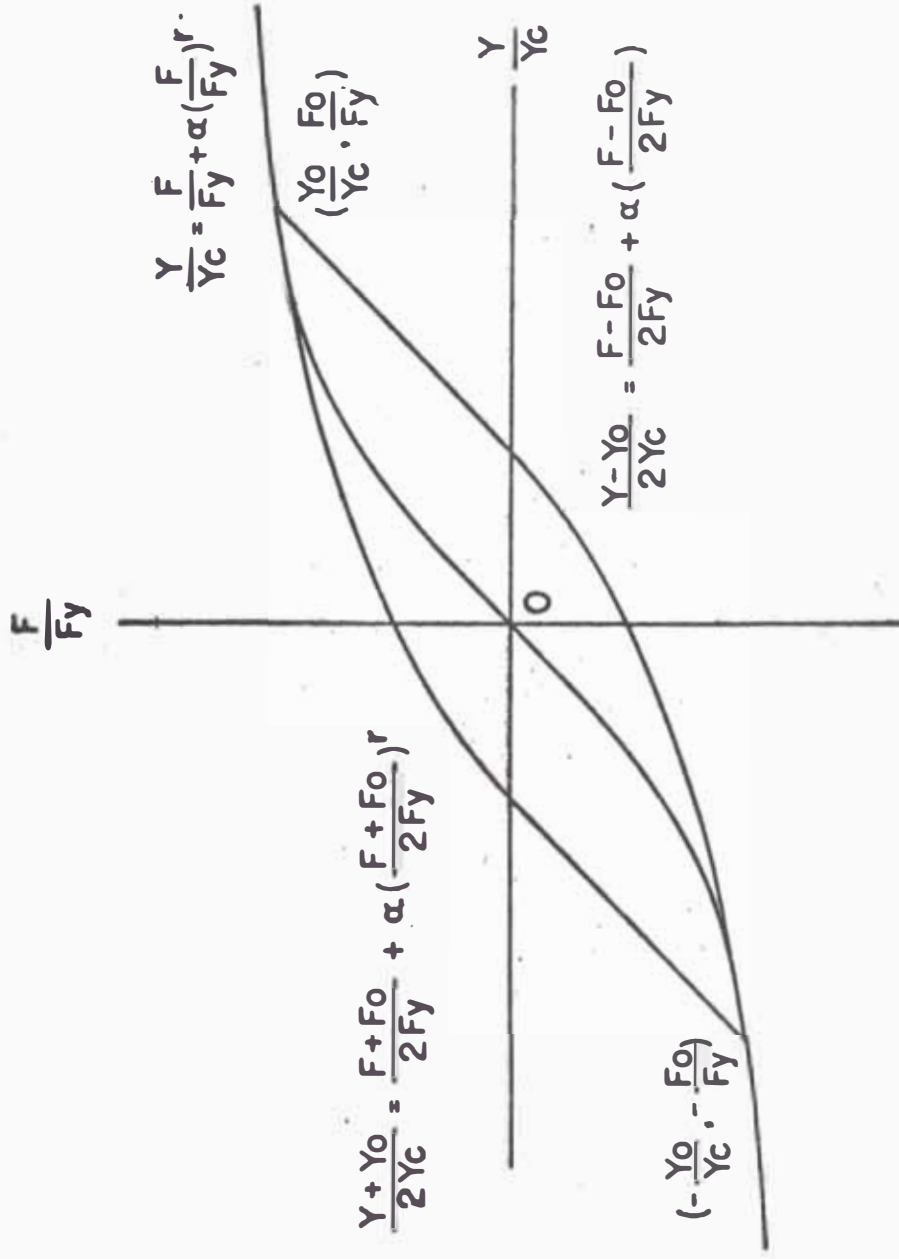
donde

Y_{cr} : deflexión de colapso del pilote

Y_r : respuesta a la deflexión



Relación Fuerza-Deflexión en Pilotes tipo Caballote



Espectro Promedio de respuesta de los Pilotes Tipo Caballete

2. DISEÑO

Se aplicará el método del coeficiente sísmico; el cual constituye el método común de diseño.

Los pasos a seguir, serán los siguientes :

- 1) Determinación del coeficiente sísmico
- 2) Determinación de las condiciones del subsuelo

$$\alpha = \varnothing - \varepsilon$$

α : ángulo de pendiente

\varnothing : ángulo de fricción interna

ε : $\text{tg}^{-1} k'$

k' : coeficiente sísmico natural

- a) Determinación del fondo del mar para los cálculos (Ver Figura en la siguiente hoja)
- b) Determinación del coeficiente de la reacción lateral del terreno.

$$K_h = 0.15 N$$

donde: N : N° de golpes en el ensayo de penetración standard.

- 3) Determinación de los puntos fijos del pilote.

$$1/\beta \cdot \beta = \sqrt{\frac{K_h \cdot D}{4EI}}$$

donde :

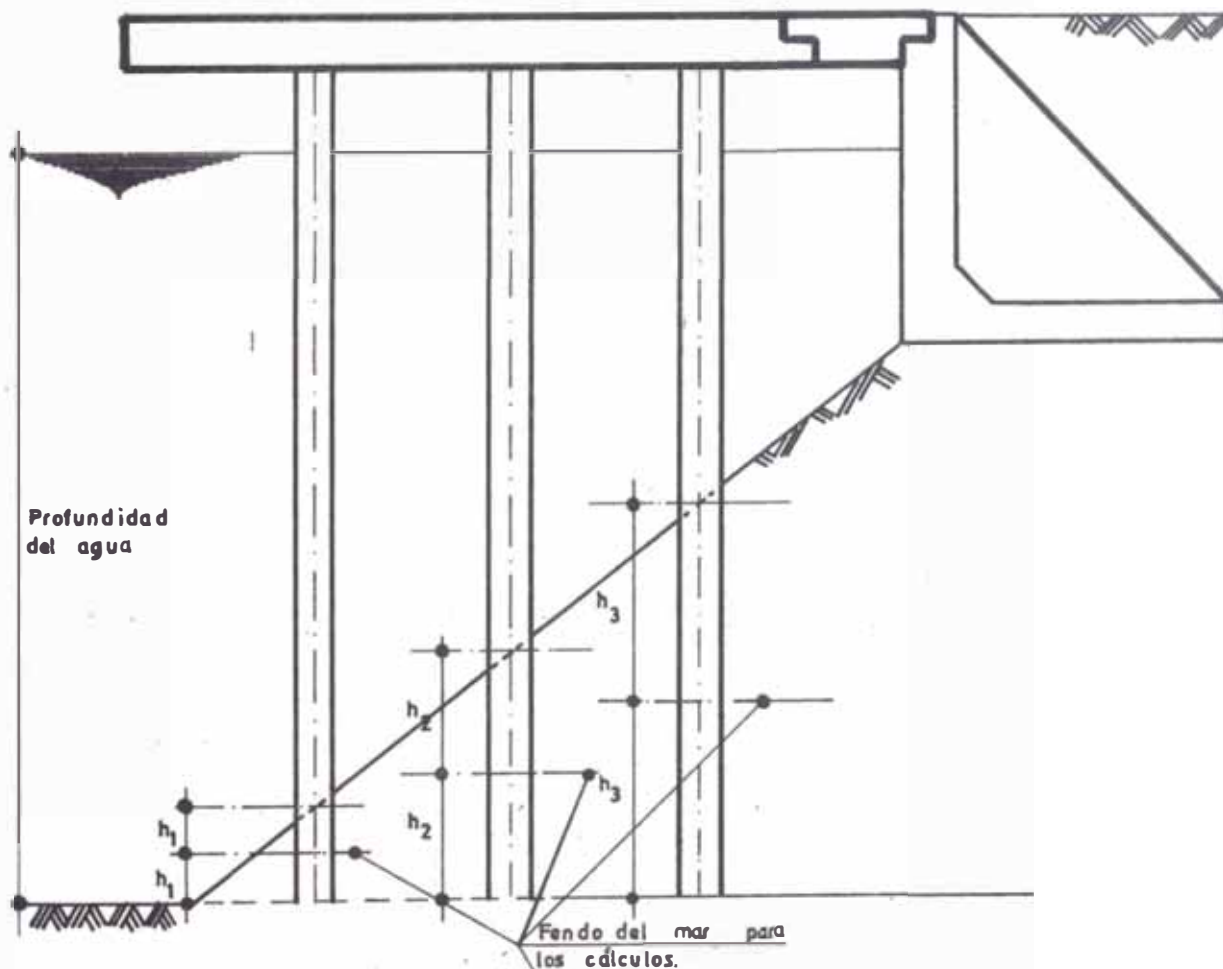
K_h : coeficiente de la reacción lateral del terreno

D : diámetro del pilote

EI : rigidez al pandeo del pilote

4) Resolver la estructura asumida

- a. Considerar infinita la rigidez de la losa de la plataforma.
- b. Las cargas laterales serán el peso muerto de la losa y sobrecarga multiplicada por el coeficiente sísmico.



- 5) Determinación de la longitud de penetración del pilote con tra las fuerzas laterales, la cual será mayor de $3/\beta$.

4.10. MUELLE TIPO CELDAS (CELULAR)

1. ANALISIS

Este tipo de muelle es prácticamente un muro tipo gravedad. Se diseña para prevenir deslizamientos y excesiva presión de contacto en la base. El muro debe admitir la tracción anular y la deformación por corte.

La estabilidad se mantiene por la tracción anular y el cortante interno en el relleno.

Consideremos ahora los siguientes aspectos

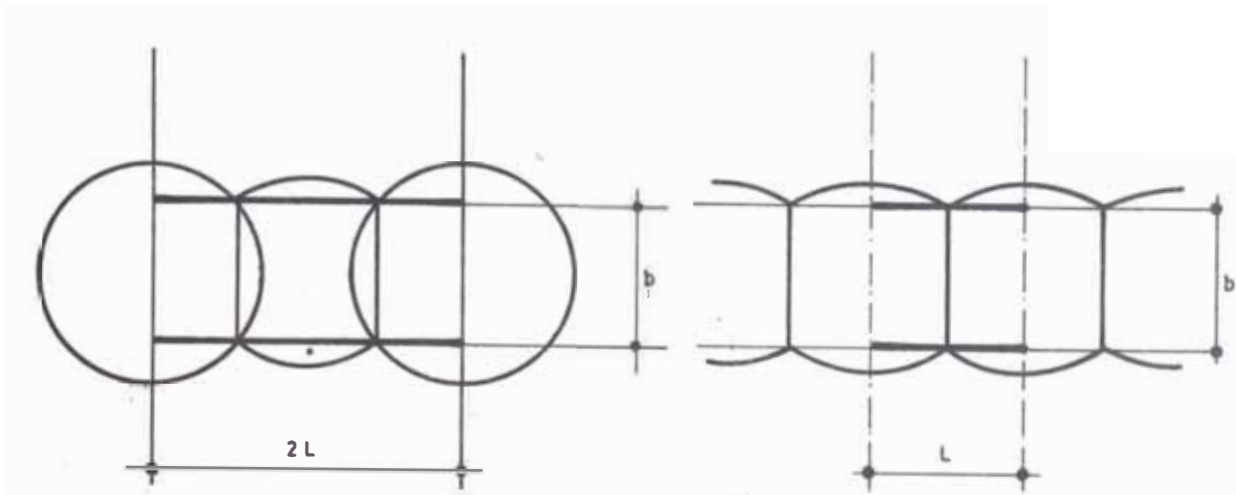
a. Fuerzas externas Tales serán

- Presión lateral activa y pasiva
 - Presión lateral del relleno
 - Presión del agua residual
 - Fuerza sísmica en el relleno
- Peso del relleno

b. Determinación del muro

- (1) Ancho equivalente del muro. El ancho se modifica co-

mo muestra la figura, haciendo que el área de la sección de la celda sea un rectángulo.



ii) Determinación del ancho. El ancho se diseña para esfuerzos cortantes en el eje neutro de la sección de la celda, a fin de que no exceda el esfuerzo cortante admisible de la celda. La tracción anular, también no excederá el esfuerzo admisible del tablestacado.

iii) Esfuerzo Cortante.

Se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación :

$$s = \frac{3M}{2b}$$

S : cortante producido por las fuerzas externas en el eje neutro de la sección del muro (Ton/m)

- γ : peso específico del relleno (Ton/m³)
 H: altura del muro por encima del fondo marino (m)
 ϕ : ángulo de fricción interna del relleno (°)
 c: cohesión del relleno (Ton/m²)
 μ : coeficiente de fricción de la unión del tablestacado.

(V) Tracción anular de la celda.

Se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación y no excederá el esfuerzo admisible en el tablestacado.

$$T = K_1 \gamma H R \quad (42)$$

- T: tracción anular en la celda
 R: radio del círculo de la celda y radio de una parte del diafragma de la misma.

La ecuación (42) se usa cuando no existe momento de volteo. Dicho momento de volteo es absorbido por la parte sumergida del tablestacado, principalmente, la resistencia al empuje hacia abajo, al frente y para jalar hacia arriba a la parte trasera de la celda. La reacción no cambia en la base.

Si por el contrario existiera momento de volteo, el cor-tante del relleno y el tablestacado puede exceder el valor crí

tico, pudiendo ocurrir el deslizamiento. Los valores críticos del momento de volteo y la reacción del tablestacado se expresan mediante las siguientes ecuaciones :

$$M = \frac{1}{2} K_1 \gamma H^2 b \left(\frac{L + b/2}{L} \operatorname{tg} \delta + \frac{L + b/4}{L + b/2} \cdot \mu \right) \quad (43)$$

$$Q = \frac{1}{2} K_1 \gamma H^2 \left(\frac{L}{L + b/2} \mu + 2 \operatorname{tg} \delta \right) \quad (44)$$

δ : ángulo de fricción entre el entablado y el relleno.
 b, L : de figuras anteriores.

El esfuerzo anular máximo se expresa por medio de

$$T_{\text{máx.}} = K_1 \gamma H R$$

sólo cuando la capacidad portante del tablestacado es mayor - que Q de la ecuación (44) y el momento de volteo, menor que el dado por la ecuación (43).

Si dichas condiciones no son satisfechas, la tracción anular aumentará y la presión adelante se multiplicará por el coeficiente de presión lateral de tierras.

iv) Longitud introducida del tablestacado.

Usualmente no cambia la reacción en la base, y la parte introducida se determina de tal manera que resulten iguales la presión activa y la pasiva en frente de la celda. La longitud de la parte de atrás y de ambos lados de la celda están usualmente a nivel en el fondo del mar.

Cuando es muy grande el momento de volteo, la longitud se diseñará para absorber dicho momento.

v) Colocación de la celda.

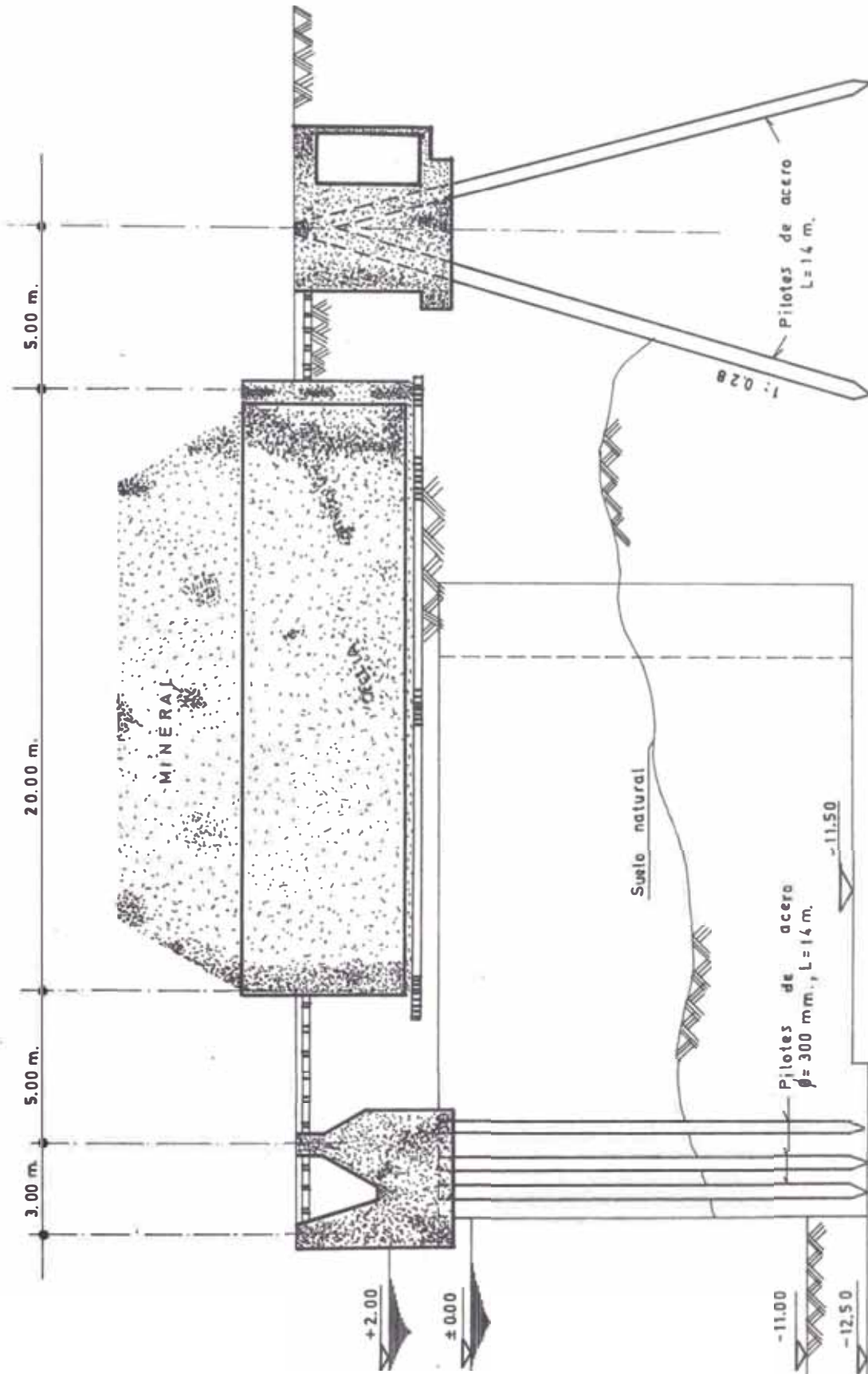
Los intervalos centro a centro de celdas es usualmente de $110 \sim 115$ % del diámetro de éstas.

En una celda diafragma, los intervalos entre entablones es igual al radio de la celda.

2. DISEÑO

El siguiente ejemplo es el desarrollo del diseño de un muelle tipo celdas (celular) usado en el Puerto de Tobata y construido por Yawata Hierro y Acero Co. Ltd.

A continuación, damos en detalle la sección transversal de dicho muelle.



SECCION TRANSVERSAL

DATOS.-a. Propiedades del Suelo

	Peso específico Ton/M3.	ángulo de fricción interna - del relleno	ángulo de fricción interna - de la parte de atrás del relleno	Observaciones
1. Altura sobre el nivel del mar + 2.00 (SNM)	1.6	33°	35°	
2. (SNM) aproximadamente nivel del agua residual	2.0	30°	25°	nivel del agua residual: 1.00m.
3. Debajo del nivel del agua residual.	—	30°	25°	

b. Dimensiones del anclaje

Nivel del terreno + 3.5 m.

Profundidad - 11.0 m.

Longitud 200 m.

c. Fuerzas Externas

1) Sobrecarga del mineral (hierro)

encima de la celda $W_2 = 8.3 \text{ ton/m}^2$

detrás de la celda $W_1 = 6.4 \text{ ton/m}^2$

coeficiente sísmico 0.05

SOLUCIONEn Condiciones Estáticas

SOBRECARGA (TON/M2)		$w_1 = 0, w_2 = 0$	$w_2 = 8.3, w_1 = 6.4$	$w_2 = 0, w_1 = 6.4$
Fuerzas externas	Presión lateral de tierras (Ton)	53.0	89.8	
	Presión del agua (Ton)	12.9	12.9	
	Fuerza sísmica (Ton)			
	Fuerza total externa (Ton)	65.9	102.7	102.7
Fuerza Resistente	Peso del muro (Ton)	306.7	461.9	
	Coefficiente de fricción en la base	$\text{tg}30^\circ = 0.577$	0.577	
	Fuerza resistente - (Ton)	177.0	266.5	177.0
Factor de estabilidad		2.69	2.62	1.72

En el Sismo

SOBRECARGA (TON/M2)		$w_1 = 0, w_2 = 0$	$w_2 = 8.3, w_1 = 6.4$	$w_2 = 8.3, w_1 = 0$
Fuerzas externas	Presión lateral de tierras (t)	64.8	104.5	
	Presión del agua (t)	12.9	12.9	
	Fuerza sísmica (t)	26.6	34.3	
	Fuerza total externa (t)	104.3	151.7	151.7
Fuerzas resistentes	Peso del muro (t)	306.7	461.9	
	Coefficiente de fricción en la base	$\text{tg}30^\circ = .577$	0.577	
	Fuerzas resistentes (t)	176.9	266.5	176.0
Factor de estabilidad		1.69	1.75	1.16

ii) Cálculo del VolteoEn condiciones estáticas

SOBRECARGA (T/M ²)		$w_1 = 0, w_2 = 0$	$w_1 = 6.4, w_2 = 8.3$	$w_1 = 6.4, w_2 = 0$
Fuerzas Resis - tentes	P_c (Ton)	76.9	141.8	
	$F_1 = P \operatorname{tg} \delta$ (t)	23.1	42.6	
	$l = \frac{L+b}{L}$	2.64	2.64	
	$Q = F_1 \cdot l$ (t)	6.1	112.5	
	$l_a = \frac{L + b/2}{L + b} \times b$ (m)	12.89	12.89	
	$M_1 = Q l_a$ (t-m)	786.3	1450	
	$S'' = P_c f$ (t)	23.1	42.6	
	$l_{a'} = \frac{L + b/4}{L + b/2} \times b$ (m)	14.48	14.48	
$M_S = S'' l_{a'}$ (t-m)	334.5	616.8		
TOTAL				
$\sum M_R = M_1 + M_S$ (t-m)	1120.8	2066.8	1120.8	
Fuerzas exter - nas	Momento debido a la presión de tierras (M_E) (t-m)	271.6	529.6	
	Momento debido a la presión del agua - (M_w) (t-m)	80.6	80.6	
	TOTAL = $M_E + M_w$ (t-m)	352.2	610.2	610.2
Factor de estabilidad		3.19	3.39	1.84

En el Sismo

SOBRECARGA t/M2		$w_1 = 0, w_2 = 0$	$w_1 = 6.4, w_2 = 8.3$	$w_1 = 6.4, w_2 = 0$
Fuerzas Resis - tentes	P_c (t)	76.90	141.80	
	$F_1 = P_c \operatorname{tg} \delta$ (t)	23.10	42.60	
	l (m)	2.64	2.64	
	$Q = F_1 \cdot l$ (t)	67.00	112.50	
	l_a (m)	12.89	12.89	
	$M_1 = Q l_a$ (t-m)	786.30	14.50	
	$S'' = P_c f$ (t)	23.10	42.60	
	l'_a (m)	14.48	14.48	
	$M_s = S'' l'_a$ (t-m)	334.50	616.80	
	TOTAL: $\sum M_R = M_1 + M_s$ (t-m)	1120.80	2066.80	1120.8
Fuerzas Exter - nas	Momento debido a la presión de tierras M_E (t-m)	327.7	611.9	
	Momento debido a la presión del agua M_W (t-m)	80.6	80.6	
	Momento debido al sismo M_m (t-m)	189.1	320.7	1013.2
	TOTAL: $\sum M_A = M_E + M_W + M_m$ (t-m)	597.4	1013.2	
	Factor de Estabilidad	1.87	2.04	1.10

iii) Deformación por CorteEn condiciones estáticas

SOBRECARGA (t/M2)		$w_1 = w_2 = 0$	$w_1 = 6.4; w_2 = 8.3$	$w_1 = 6.4, w_2 = 0$
Fuerzas Resistentes	$P (t)$	76.9	141.8	
	$tg \emptyset$	$tg 30^\circ = .577$.577	
	$S' = Ptg\emptyset (t)$	44.4	81.8	
	$S'' = P.f (t)$	23.1	42.6	
	TOTAL $\sum S_R (t)$	67.5	124.4	67.5
Fuerzas Externas	$S_A = \frac{3 \sum M_A}{2b}$	$\frac{3 \times 352.2}{2 \times 18.7} = 28.2$	$\frac{3 \times 610.2}{2 \times 18.7} = 48.9$	48.9
Factor de Estabilidad		2.39	2.54	1.38

En el sismo

SOBRECARGA (t/M2)		$w_1 = 0 \quad w_2 = 0$	$w_1 = 6.4, \quad w_2 = 8.3$	$w_1 = 6.4, \quad w_2 = 0$
Fuerzas Resistentes	P (t)	76.9	141.8	
	$\text{tg } \emptyset$	$\text{tg } 30^\circ = .577$.577	
	$S' = P \text{tg } \emptyset$ (t)	44.4	81.8	
	S'' (t)	23.1	42.6	
	TOTAL $\sum S_R$ (t)	67.5	124.4	67.5
Fuerzas Externas	$S = \frac{3 \sum M_A}{2b}$	$\frac{3 \times 597.4}{2 \times 18.7} = 47.9$	$\frac{3 \times 101.32}{2 \times 18.7} = 81.3$	81.3
Factor de Estabilidad		1.41	1.53	0.83

iv) Tracción anular en el tablestacado

En condiciones estáticas

Según (ii), la presión vertical en el relleno no aumenta por el momento de volteo de las fuerzas externas.

SOBRECARGA (t/m ²)		w ₂ = 0	w ₂ = 8.3 t/M ²
Celda	Tracción anular: $T = pR = pL$ (t/m)	9.84 x 11.37 = 112	14.83 x 11.37 = 169
	Esfuerzo en el nudo (t/m)	300	300
	Factor de estabilidad	2.68	1.78
SOBRECARGA (t/m ²)		w ₂ = 0	w ₂ = 8.3
Arco de Conexión	Tracción anular: $T = p\alpha =$ (t/m)	9.84 x 6.25 = 61.5	14.8 x 6.25 = 93
	Esfuerzo en el nudo (t/m)	300	300
	Factor de estabilidad	4.9	3.2

En el sismo

SOBRECARGA (t/M ²)		w ₂ = 0	w ₂ = 8.3 t/m ²
Celda	Tracción anular: T (t/m)	9.84 x 11.37 = 112	14.83 x 11.37 = 169
	Esfuerzo en el nudo (t/m)	300	300
	Factor de estabilidad	2.68	1.78

4.11. ENTABLONADO DE CONTENCION CON TIRANTES Y TABLESTACADO

4.12. ANALISIS

Los factores principales considerados en el análisis, diseño y construcción son los siguientes

En el análisis y diseño

- (1) El estimado de las fuerzas externas y la estabilidad de la estructura.
- (2) La selección del tipo de estructura, especialmente al anclaje.
- (3) El problema causado por el estribo.
- (4) La estimación de la corrosión de las tablestacas y la adopción de la protección adecuada.

En la construcción :

- (1) El proceso mismo de los trabajos.
- (2) La tracción del agua.
- (3) La inclinación y el daño de la tablestaca durante el hundido.

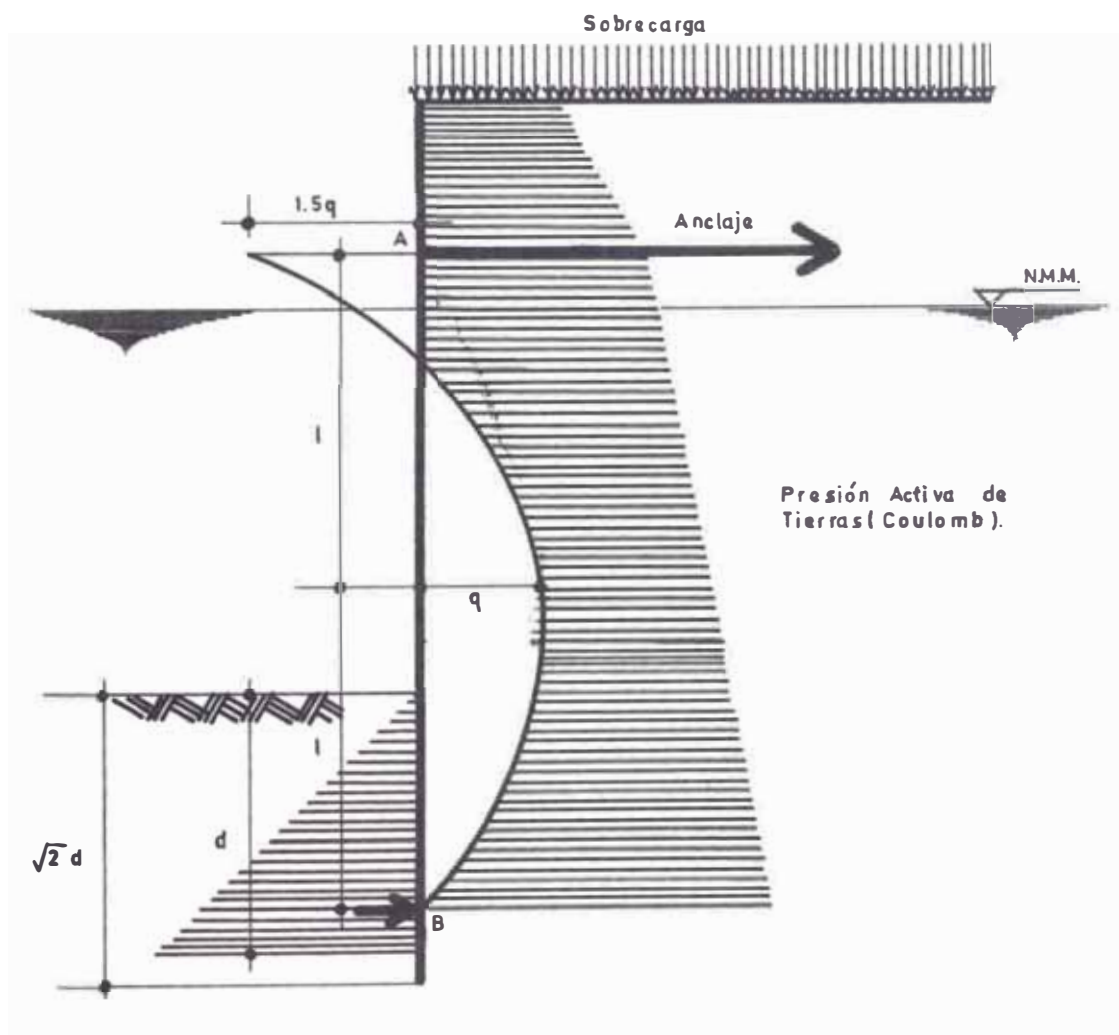
Para el análisis se asumirá que el suelo es uniforme en sus propiedades, omitiéndose los efectos del agua y de las car

gas concentradas.

(1) Reglamento Danés.

Es un método completamente empírico para diseñar tablas-
tacas entablonados, sin embargo, este método en la práctica ha
probado ser satisfactorio.

El muro se asume simplemente apoyado en A (punto de an-
claje), y el punto B, centro de presiones de la presión pasiva
actuando en la cara exterior de la pared, según muestra la Fig.



Se procederá a calcular la presión, activa de tierras por la teoría de Coulomb entre la superficie del relleno y el punto B, modificándose por medio de la curva parabólica (Ver Figura anterior). Entonces :

$$q = K \frac{10 H + 2l}{10 H + 3l} P_m$$

donde :

l: longitud de AB

H: carga por sobre el nivel del anclaje (medida como la correspondiente altura de tierra con el peso específico sumergido).

P_m : valor promedio de la presión activa de Coulomb

$$K \approx 0.8$$

Determinado el diagrama de presión activa, el máximo momento de volteo del muro y la tracción del anclaje pueden calcularse fácilmente. El muro y el anclaje, se diseñan con los esfuerzos admisibles el cual es mayor que el usual en un 25 %.

La profundidad necesaria de hincado se determina de acuerdo a la presión pasiva de Coulomb igualando la reacción en el punto B. Sin embargo, la actual profundidad de hincado aumenta, multiplicando la profundidad a hincarse por el factor de seguridad $\sqrt{2}$.

(2) Método del Apoyo Libre.

Asumiendo al muro como rígido y simplemente apoyado en A, la tracción del anclaje A_p y la profundidad de hincado $(1-\alpha)H$ pueden calcularse, así :

$$A_p + E_p = E_a + Q$$

$$E_p \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3} \alpha - \beta \right) H = E_a \left(\frac{2}{3} - \beta \right) H + Q \left(\frac{1}{2} - \beta \right) H$$

Modificando las ecuaciones anteriores :

$$A_p + \frac{1}{2} K_a \gamma (1-\alpha)^2 H^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + q K_a \gamma H^2 \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{2} K_p \gamma (1-\alpha)^2 \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3} \alpha - \beta \right) H^3 = \frac{1}{2} K_a \gamma \left(\frac{2}{3} - \beta \right) H^3 + q K_a \gamma \left(\frac{1}{2} - \beta \right) H^3 \quad (4.2)$$

De la ecuación (4.2)

$$\alpha^3 - 3\alpha^2\beta - 3(1-2\beta)\alpha + \left[(2-3\beta) - \frac{K_a}{K_p} \right] \left\{ (2-3\beta) + 3q(1-2\beta) \right\} = 0$$

Podemos obtener la profundidad de hincado de la ecuación (4.2), la tracción del anclaje A_p , será :

$$\frac{A_p}{K_a \gamma H^2} = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha + q(1-2\alpha)}{2 + \alpha - 3\beta} \right] \quad (4.3)$$

El cortante entre el anclaje y la línea de dragado vale:

$$\bar{V}_u = A_p - \frac{K_a \gamma H^2}{2} n^2 - q K_a \gamma H n^2 \quad (4.4)$$

donde:

nH : distancia entre un punto arbitrario y la superficie de la parte posterior del relleno.

El momento de volteo es:

$$M_n = A_p H (n - \beta) - \frac{K_a \gamma H^3}{6} n^3 - \frac{q K_a \gamma H^3}{2} n^2 \quad (4.5)$$

$$M_n \text{ máx} \longrightarrow n = \bar{n} = \sqrt{q^2 - 2\lambda} - q$$

$$\frac{M_n \text{ máx}}{K_a \gamma H^3} = \frac{A_p}{K_a \gamma H^2} (\bar{n} - \beta) - \frac{1}{6} \bar{n}^3 - \frac{q}{2} \bar{n}^2 \quad (4.6)$$

ya que ni la rigidez de la tablestaca al volteo, ni la rigidez de la parte introducida se han tomado en cuenta, las deducciones arriba mencionadas, tales como el momento máximo y la fuerza cortante están sobre estimadas. Los actuales muros son flexibles y el suelo alrededor de la porción introducida es - compresible. Rowe demostró su teoría considerando tales condi-

ciones.

(3) Teoría de Rowe.

Se asume lo siguiente :

1º La relación entre la deflexión y la reacción del suelo se presenta por la siguiente ecuación :

a) Para la arena.

$$P_p = m \frac{xy}{D} \quad (4.7)$$

m: módulo de dureza del suelo.

b) Para la arcilla.

$P_p = K_h y$ y (4.8) K_h : coeficiente de la reacción de la cimentación.

2º El muro es una viga elástica apoyada en la parte introducida. La ecuación de la viga elástica es

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_a - P_p$$

Reemplazando las ecuaciones (4.7) o (4.8) en la ecuación

anterior, tenemos:

Para el muro con cimentación en arena:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_a - \frac{m \cdot xy}{(1-\alpha)H} \quad (4.9)$$

Para el muro con cimentación en arcilla:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_a - K_h y \quad (4.10)$$

Luego, resolviendo ambas ecuaciones, podemos calcular el momento máximo y la profundidad necesaria de hincado.

4. Muro con cimentación en arena.

La solución de la ecuación (4.9) empleando series es :

$$y = a_0 j_1 + a_1 X j_2 + a_2 X^2 j_3 + a_3 X^3 j_4 + \frac{P_a}{24 EI} X^4 j_5 \quad (4.11)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 2a_2 f_1 + 6a_3 X f_2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{P_a}{EI} X^2 f_3 - \frac{a_0}{6} AX^3 f_4 - \frac{a_1}{12} AX^4 f_5 \quad (4.12)$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{P_a}{EI} 1_1 - a_0 AX 1_2 - a_1 X^2 A 1_3 - a_2 AX^3 1_4 - a_3 AX^4 1_5 \quad (4.13)$$

donde:

$$A = \frac{m}{(1-\alpha) HEI}$$

a_0, a_1, a_2, a_3 , son constantes arbitrarias determinadas por las condiciones lmites.

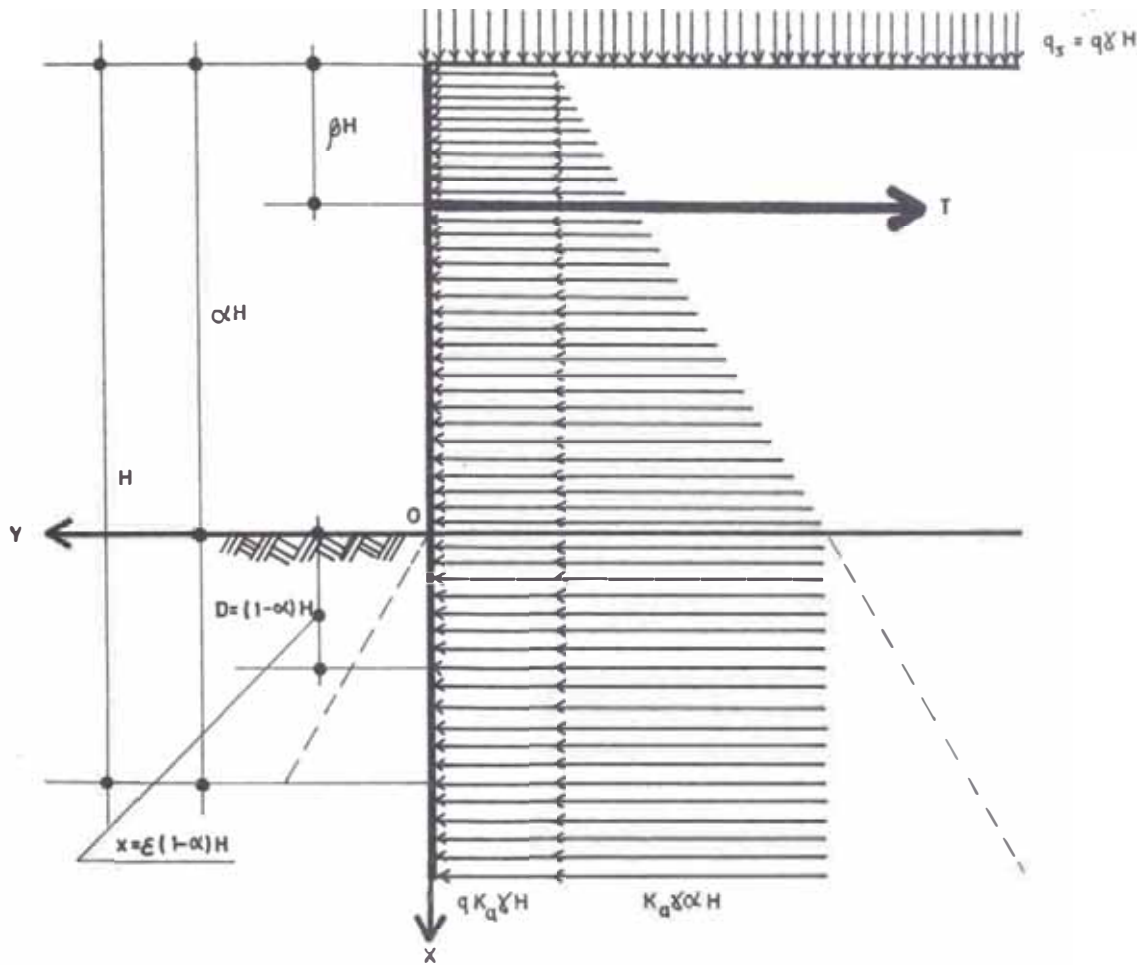
$J_1, f_1, i_1, i=1, \dots, 5$ son cantidades expresadas por la serie:

$$x = \frac{1}{10} \cdot \frac{H^4}{EI} m (1-\alpha)^4 \mathcal{E}^5 = \frac{1}{10} m \rho (1-\alpha)^4 \mathcal{E}^5$$

donde: $m = 1b/\rho l e^3$ $\rho = \frac{H^4}{EI} = 144 \rho l e^3 / 1b.$

m = constante de flexibilidad

Para el caso de la parte de adelante ($X=0, \mathcal{E}=1$) es un borde libre ($\frac{d^2 y}{dx^2} = 0, \frac{d^3 y}{dx^3} = 0$). La tracción T en el nudo se obtiene para la situación mostrada en la siguiente figura, de la siguiente manera :



$$\begin{aligned} \frac{T}{K_a \gamma H^2} = & \frac{1}{x} \left[1.2 m \rho \left\{ \beta^5 - 5 \alpha^4 \beta + 4 \alpha^5 \right\} + 6 m \rho q (\beta^4 - 4 \alpha^3 \beta + 3 \alpha^4) \right. \\ & + \frac{\alpha}{(1-\alpha)^2} K_{p1} + \frac{2 \alpha (\alpha - \beta)}{(1-\alpha)^3} K_{p2} + \frac{6q}{(1-\alpha)^2} K_{s1} + \\ & \left. + \frac{12(\alpha - \beta)}{(1-\alpha)^3} K_{s2} - \frac{Y_A}{H} \cdot \frac{m}{K_a \gamma} \right] \quad (4.14) \end{aligned}$$

donde:

$$x = 48m\varphi (\alpha - \beta)^3 + \frac{6(1-\beta)}{(1-\alpha)^2} K_{T1} + \frac{12(\alpha-\beta)(1-\beta)}{(1-\alpha)^3} K_{T2}$$

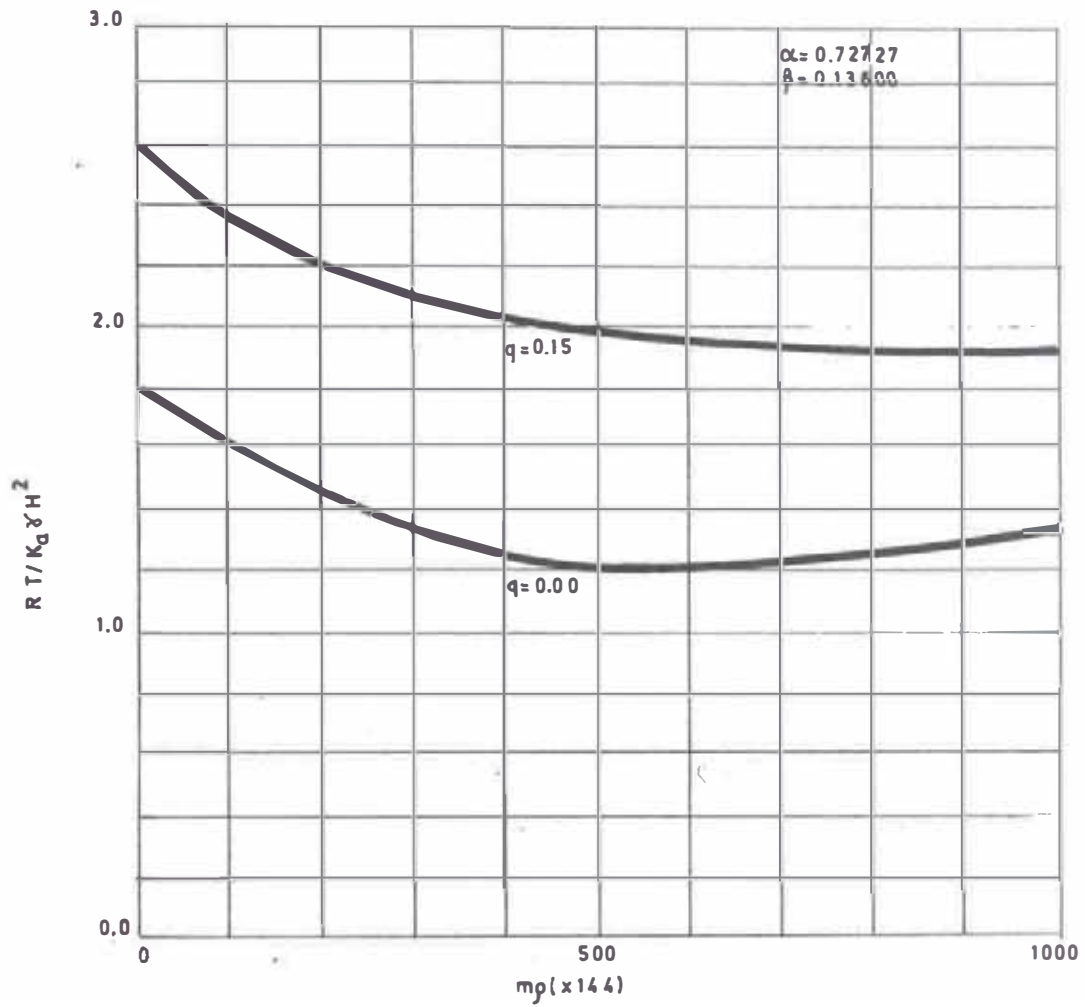
Y_A = deflexión natural hacia afuera del anclaje.

K_{T1} , K_{T2} , K_{P1} , K_{P2} , K_{S1} , K_{S2} : constantes determinadas por la condición de ser libre adelante y expresada por la serie.

$$x = \frac{1}{10} m\varphi (1 - \alpha)^4$$

Esta solución incluye los efectos de la flexibilidad de la tablestaca y la rigidez del suelo alrededor de la parte introducida.

En la siguiente figura, la tracción en el nudo T para $\alpha = 0.72727$, $\beta = 0.136$ y $Y_A = 0$ se muestra para una variación continua de $m\varphi$, el grado de fijación en la parte introducida. En la figura se ve una variación del 40 % en el valor de T dependiendo del grado de fijez de la parte introducida.



El momento de volteo por sobre la línea de dragado es, considerando al muro como un cantilever.

$$M_n = T(n - \beta)H - \frac{K_a \gamma H^3}{6} n^3 - \frac{qK_a \gamma H^3}{2} n^2 \quad (4.15)$$

El momento de volteo por debajo de la línea de dragado - se halla a partir de la ecuación. (4.12)

$$M_e = T(1-\beta)H \left[\frac{\alpha-\beta}{1-\beta} f_1 + \frac{1-\alpha}{1-\beta} \mathcal{E} f_2 - K_{T1} \mathcal{E}^3 f_4 + K_{12} \mathcal{E}^4 f_5 \right] - \frac{K_a \gamma H^3 \alpha}{6}$$

$$\left[\alpha^2 f_1 + 3\alpha(1-\alpha) \mathcal{E} f_2 + 3(1-\alpha)^2 \mathcal{E}^2 f_3 - K_{P1} \mathcal{E}^3 f_4 + K_{P2} \mathcal{E}^4 f_5 \right] - qK_a \gamma H^3$$

$$\left[\frac{\alpha^2}{2} f_1 + \alpha(1-\alpha) \mathcal{E} f_2 + \frac{1}{2}(1-\alpha)^2 \mathcal{E}^2 f_3 - K_{S1} \mathcal{E}^2 f_4 + K_{S2} \mathcal{E}^4 f_5 \right] \quad (4.16)$$

El momento máximo de volteo depende más de $m\phi$ que de la tracción en el nudo.

5. Cimentación en arcilla.

La tracción en el nudo, el momento máximo de volteo y otros se obtienen de la ecuación (4.10)

6. Módulo de dureza del suelo y coeficientes de la reacción de la cimentación.

La parte más importante de este método es la de estimar los factores representativos de la rigidez del suelo, m y K_h .

En la siguiente tabla se dan los valores m dados por Ro-

we. Generalmente, K_h , está dada por la ecuación:

$$K_h = n \frac{\gamma}{\gamma_b} \frac{\alpha}{(1-\alpha)} S \quad \text{donde: } S = \frac{c}{\gamma h_0} = \text{constante de estabilidad}$$

n se determina para cada clase de suelo.

$$n = 10 \frac{1b}{pie^3} = 0.16 \frac{Kg}{cm^3} \text{ (arcilla dura) y menor para la arcilla blanda debida a la compresión secundaria o creep.}$$

cilla blanda debida a la compresión secundaria o creep.

	suelta	Mediana	Densa
densidad	$\gamma = 1.47 \text{ gr/cm}^3$		$\gamma = 1.76 \text{ gr/cm}^3$
m	$5.6 \times 10^4 \text{ lb/pie}^3$ $= 0.90 \text{ Kg/cm}^3$	$2 \times 10^5 \text{ lb/pie}^3$ $= 3.2 \text{ Kg/cm}^3$	$8 \times 10^5 \text{ lb/pie}^3$ $= 12.8 \text{ Kg/cm}^3$

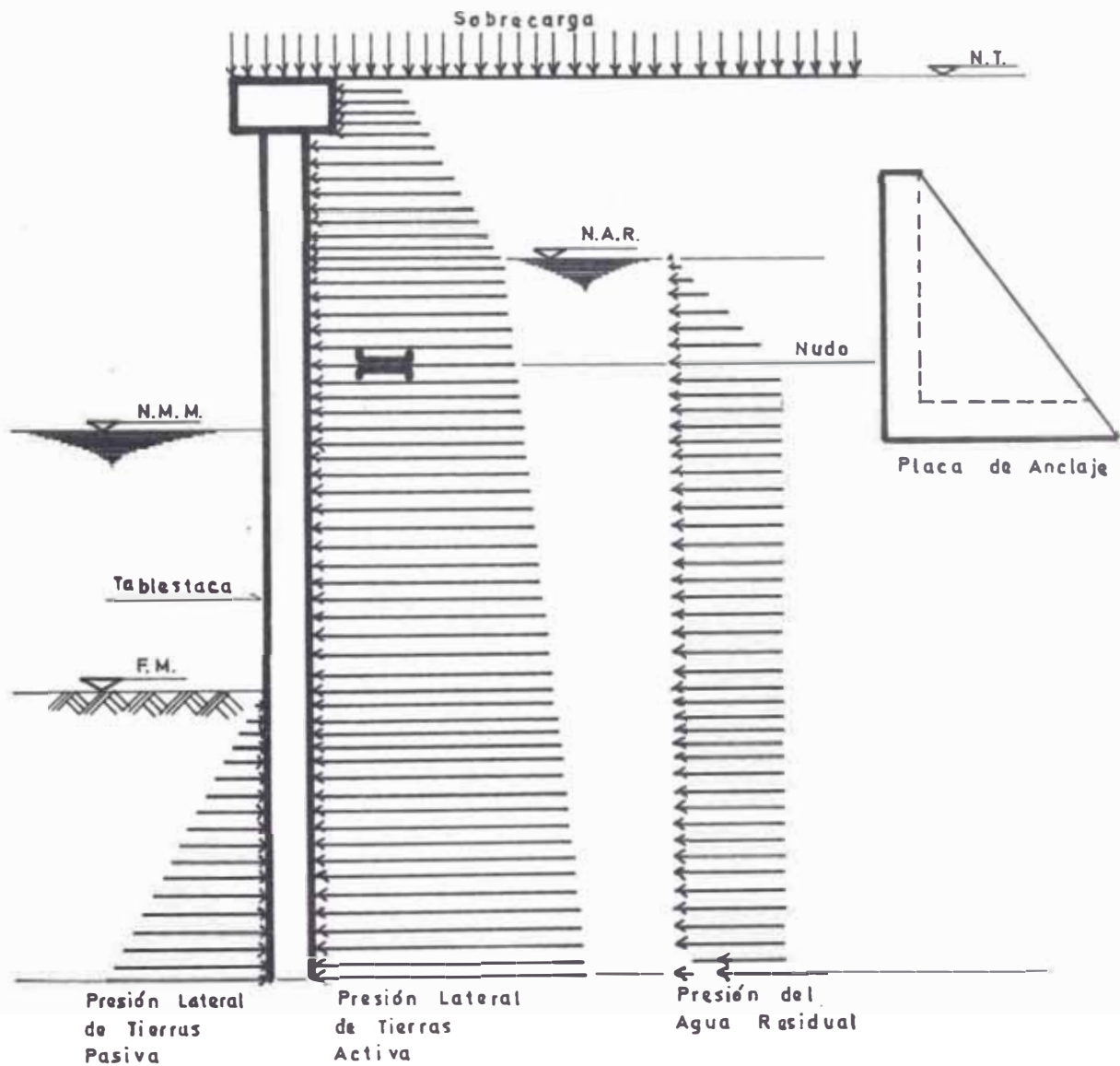
7. Altura crítica del muro de cimentación en arcilla.

Considerando la siguiente figura, la presión de tierras - en la parte de atrás del relleno es:

$$p = \gamma h \left(1 - \frac{2c}{\gamma h} \right)$$

(1') Cálculo de la presión de tierras y presión del agua residual.

Los cálculos son hechos por el método mostrado en el capítulo correspondiente a la presión de tierras, y las fuerzas externas y presión pasiva actuando sobre el muro tablestacado se muestra en la siguiente figura.



(2') Estimación de la longitud necesaria de hincado de la tablestaca.

Se calcula por la ecuación (4.17). Esta ecuación se deriva de la ecuación de momentos producido por la presión activa de tierras y la presión del agua residual junto con la presión pasiva de tierras alrededor de un punto fijo en el nudo. Es usualmente una ecuación de tercer grado la que nos da la longitud de hincado D' .

$$P_p(D') \cdot l_p(D') = P_A(D') \cdot l_A(D') + P_w(D') \cdot l_w(D') \quad (4.17)$$

donde:

- D' = longitud de hincado (m) -----(m)
- P_p = Resultante de la presión lateral de tierras pasiva -----(t)
- l_p = brazo de P_p respecto al punto fijo en el suelo -----(m)
- P_A = resultante de la presión lateral de tierras activa -----(t)
- l_A = brazo de P_A respecto al punto fijo en el nudo -----(m)
- P_w = resultante de la presión del agua residual -----(t)
- l_w = brazo de P_w respecto al punto fijo en el nudo -----(m)

La actual longitud de hincado D' se determina aumentando a D' en un 20% para casos de estratos de arena. Esto hace tener un factor de seguridad igual a 2.0 contra la falla de la longitud de hincado, y según experiencia se considera ser suficiente para la estabilidad.

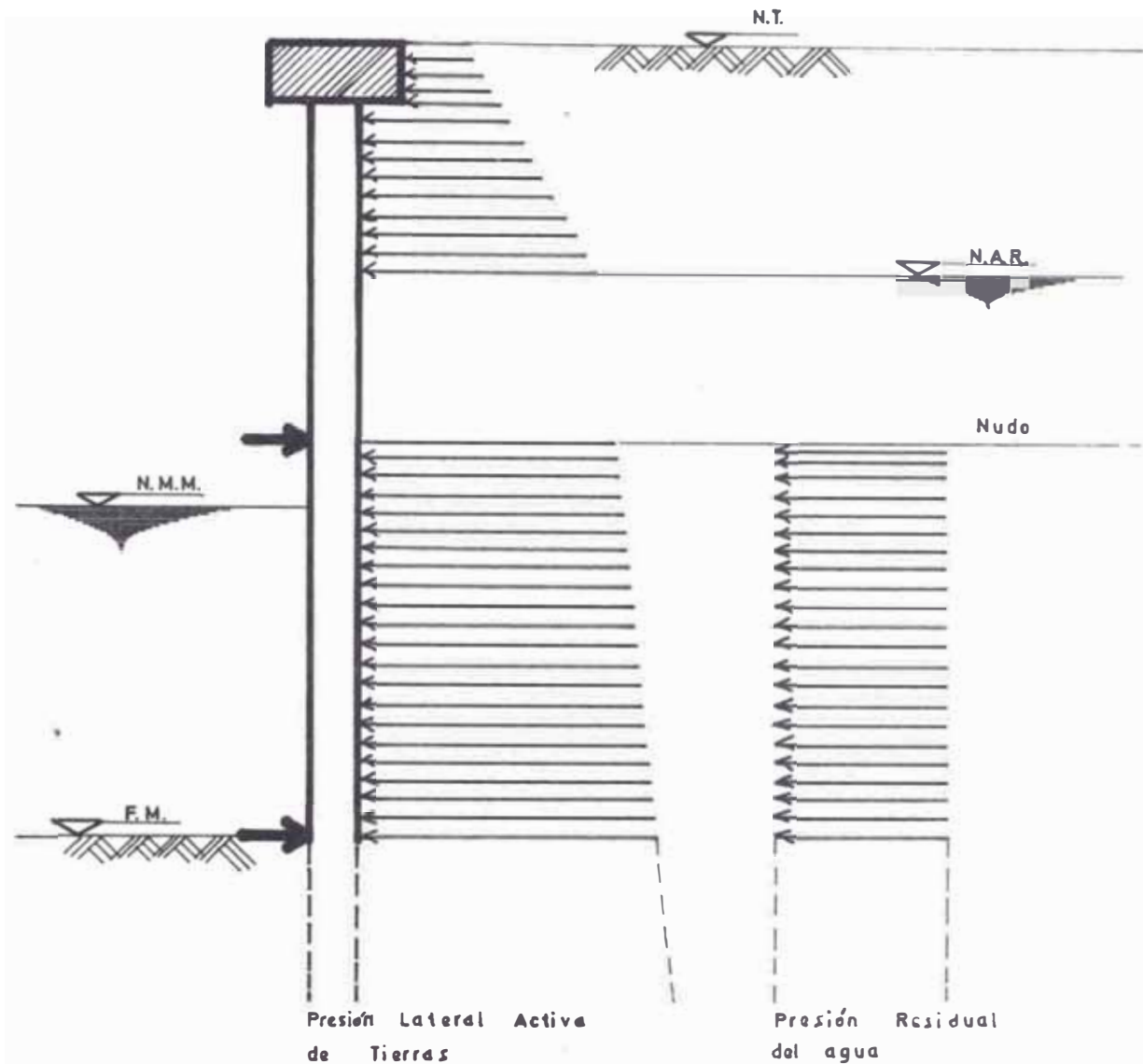
(3') Diseño del nudo

Se calcula suponiendo el entablado como una viga simplemente apoyada en el fondo del mar y cuya sollicitación de carga es la presión lateral de tierras y la presión del agua residual. El esfuerzo admisible en el nudo es de 900 a 1400 Kg/CM² para condiciones estáticas y dinámicas respectivamente. Estos valores relativamente bajos de los esfuerzos admisibles se adoptaron a fin de tomar en cuenta el volteo en el nudo debido a la sobrecarga. Si protegemos bien el nudo podemos usar valores grandes para los esfuerzos admisibles.

(4') Diseño de la Sección de la Tablestaca

El momento máximo se calcula para la viga simplemente apoyada ya mencionada. Este valor, el cual es alrededor del 40-50% del calculado por el método del apoyo libre, corresponde al valor calculado tomando la reducción por momento debido a la flexibilidad de la tablestaca. El esfuerzo admisible de la tablestaca es de 1400-1800 Kg/CM² y de 2100-2400 Kg/CM² para las condiciones estáticas y dinámicas respectivamente. Para pro

pósitos de diseño del nudo y del tablestacado puede verse la siguiente figura.



(5') Diseño de las placas de anclaje.

Por lo general se calculan para tomar la tracción en el nudo, pero para el caso del entablonado y tablestacado con pla

Luego, podemos calcular la sección, diámetro del nudo, longitud de hincado, etc., si conocemos las condiciones del suelo, profundidad del agua, nivel del agua residual, posición del nudo, sobrecarga y los valores K de diseño.

El momento máximo de volteo en la tablestaca disminuye con el aumento de la altura de la plataforma, pero al mismo tiempo la fuerza horizontal en la plataforma y relleno debido al sismo, aumenta considerablemente, causando gran reacción en los pilotes. Luego, la altura de la plataforma se determina igualando el esfuerzo en la tablestaca con la capacidad portantes de los pilotes.

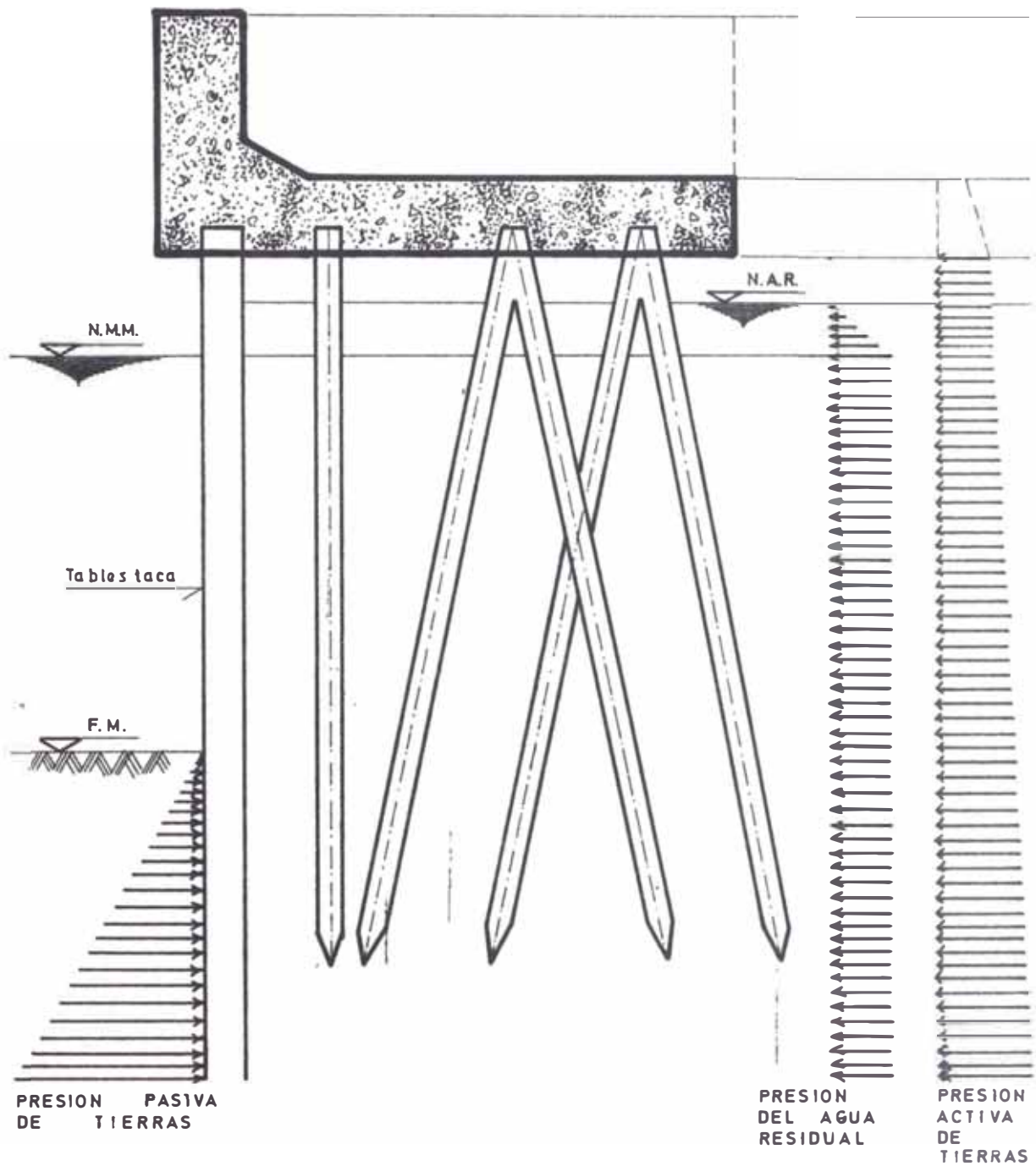
(2) Entablonado y Tablestacado con plataforma elevada.

El proceso de diseño es el siguiente:

Se estima la profundidad necesaria de hincado de las tablestacas de la misma manera que el caso del anclaje del entablonado y tablestacado. Se debe tener en cuenta a fin de evitar daños, lo siguiente:

1. Se debe contar con un buen relleno
2. Aumento en la medida de los miembros
3. Protección de la coronación de los pilotes.

La siguiente figura, muestra la sección típica, así como también las fuerzas externas y presión lateral de tierras pasivas; actuando sobre él.



Sección típica del Entablonado y Tablestacado con Plataforma Elevada.

C A P I T U L O V

DAÑOS SISMICOS EN ESTRUCTURAS PORTUARIAS (MUELLES)

A continuación se tratarán las características de los daños sísmicos en cada tipo de estructura de muelles. Pero antes trataremos de las condiciones del suelo, factor predominante en los daños y además del respectivo Tsunami, lo que produce una diferencia de niveles de agua, trayendo como consecuencia que aparezca la ya antes mencionada presión del agua residual.

5.1. CONDICIONES DEL SUELO EN LA CIMENTACION DEL MUELLE

Los daños en estructuras portuarias, en lo que respecta a muelles se agravan por la condición del subsuelo el cual provoca la licuefacción. La licuefacción se clasifica en 2 categorías. Una es aquella, la cual es acompañada por un exceso de presión de agua en los poros. Cuando un estrato de arena saturada está sujeta a vibración, se produce un reajuste en los granos producido por el exceso de presión de poros, ya que decrecen los esfuerzos efectivos en la arena, acabando por transformarse la arena en un líquido. Esta forma de licuefacción empieza en los estratos de la superficie, y se propaga hacia adentro

a una cierta velocidad. La aceleración de la vibración es un factor decisivo para la frecuencia de la licuefacción. Si la aceleración permanece constante, la licuefacción se detiene a cierta profundidad, restableciéndose al estado sólido. Sin embargo, esta clase de licuefacción es momentánea por naturaleza. Después que cesa la vibración, se observa que la densidad de la arena licuada aumenta considerablemente.

La otra forma de licuefacción ocurre en la arena seca. La aceleración de la vibración, como en el caso anterior, es el factor decisivo para la ocurrencia de la licuefacción. Sin embargo, la licuefacción continua tanto como dure la vibración. Es un hecho que la licuefacción de la arena saturada es más rápida que en la arena seca.

En el caso de la arena saturada, es probable para que se produzca la licuefacción, debería de existir una relación entre la aceleración de la vibración y la relación de vacíos. Dos factores pueden desecharse como posibles causas en el cambio de la densidad del suelo debido al movimiento sísmico. Una es la compactación debida a la vibración, y la otra, el aumento del constante debido a la fuerza sísmica. Cuando una arena vibra, su densidad aumenta en general. Si la aceleración de la vibración alcanza un cierto grado, la arena empieza a licuarse y la densidad aumenta.

La licuefacción promueve la deformación, puesto que la

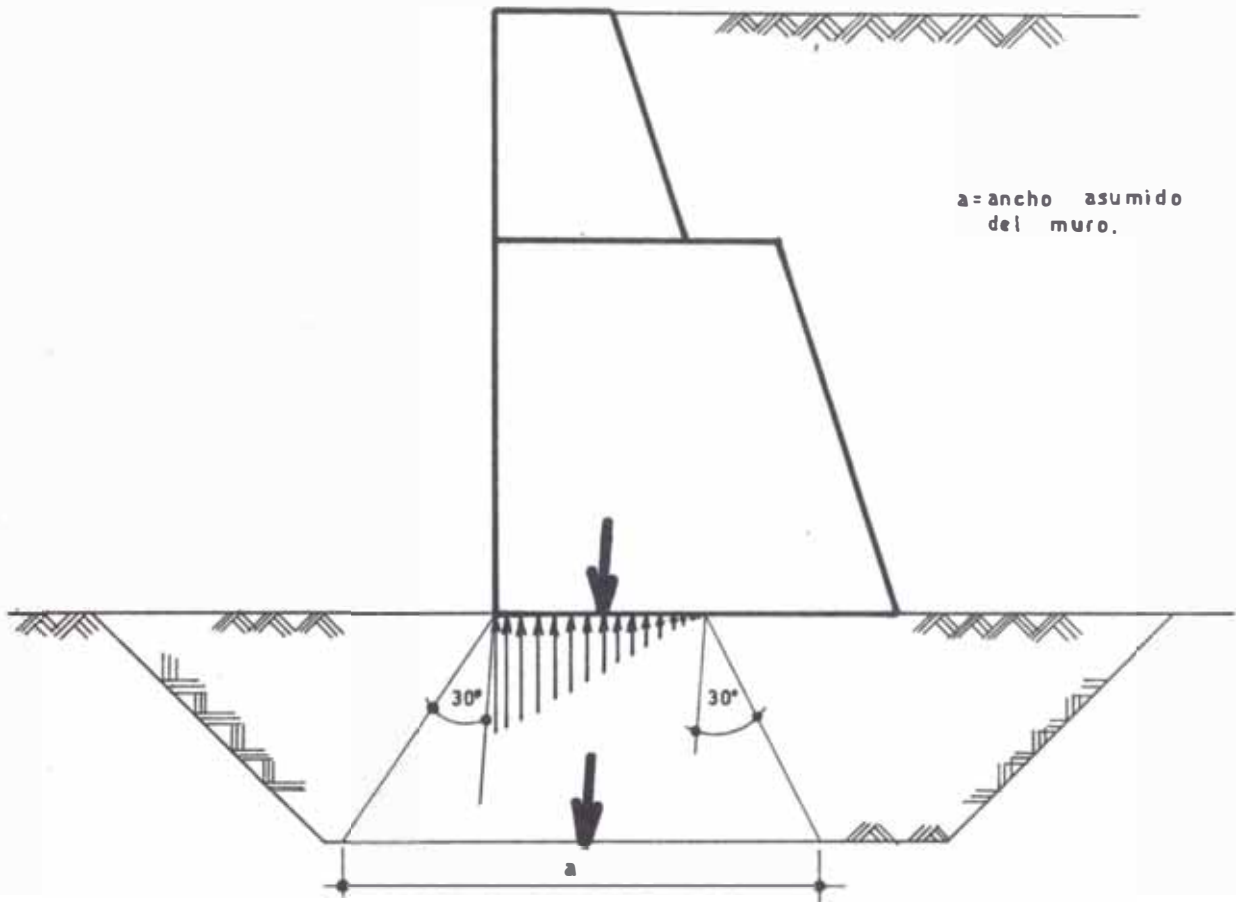
dirección de la licuefacción incrementa el empuje lateral. Debemos tener presente que la licuefacción no ocurre en suelos cohesivos.

5.2. MUROS TIPO GRAVEDAD

La forma típica de daños en este tipo de estructuras es el levantamiento de la parte delantera, del orden de algunas decenas de centímetros, resultado de la inclinación de las paredes de los muros. Este tipo de daño es causado por una insuficiente capacidad de los apoyos contra la presión lateral de tierras y fuerzas de inercia. En algunos casos, esta inclinación produce el vuelco.

Como es lógico suponer, durante el sismo, intervienen como fuerzas externas, la presión lateral de tierras, la presión del agua residual y la fuerza de inercia. Se asumen 2 modos de falla, es decir; falla por deslizamiento a cada lado del talúd y la falla en la cimentación. Cuando se consideró la falla por deslizamiento de la cimentación, la fuerza externa se asumió distribuida como muestra la siguiente figura y actuando a todo lo ancho.

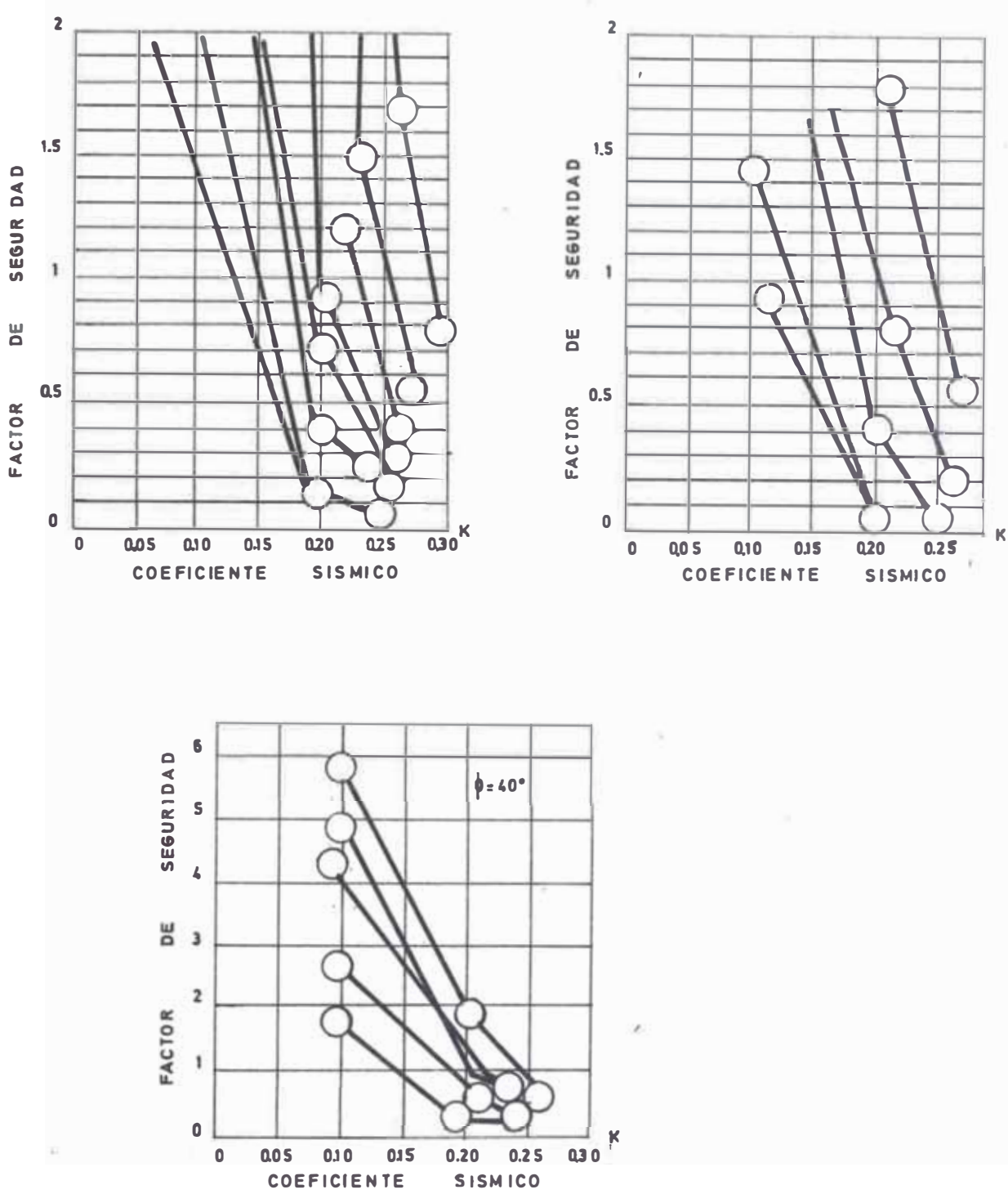
En el método común de diseño, se pudo comprobar que un factor de seguridad no menor de 1.0 es satisfactoriamente seguro.



Falla por Deslizamiento de la Cimentación

Las figuras siguientes muestran la relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad contra la capacidad portante, obtenida por el método de Tateishi, el cual considera que la falla por deslizamiento ocurre en el talúd. En este caso, el ángulo de esfuerzo cortante del talúd se toma como 50° . Este valor es grande, ya que normalmente para los cálculos de presiones de tierras se toma con 10° menos.

En resumen, la capacidad portante del suelo varía enormemente con un pequeño cambio en el ángulo de esfuerzo cortante.



A continuación, las condiciones obtenidas de las anteriores figuras.

- 1) Si la falla por deslizamiento no ocurre en la cimentación, el mínimo factor de seguridad para la capacidad portante - del talúd a fin de preveer la deformación es 1.5, tomándose como 50° el ángulo de esfuerzo cortante.
- 2) Aún cuando los factores usados para el cálculo, tales como la capacidad portante del talúd ($\phi = 50^\circ$) y la cimentación ($\phi = 40^\circ$), este valor será menor de 1.0. Como vemos el ángulo de esfuerzo cortante usado para estos análisis es mayor en 10° que el usado para el cálculo de presión de tierras. Luego, el uso de un gran valor para el ángulo de esfuerzo cortante puede ser apropiado desde el punto de vista de la ingeniería práctica.
- 3) Por el contrario, aún cuando el factor de seguridad contra la capacidad portante fue cercano a 2.0, se pudo apreciar una ligera inclinación del muro.

5.3. ENTABLONADO Y TABLESTACADO

La forma típica de los daños en este tipo de estructura es la inclinación hacia adelante del muro, debido a la insuficiente resistencia del anclaje, aumentando las fisuras en el anclaje en dirección paralela a la línea delantera y el asentamiento de la parte posterior del muro. En algunos casos, se observó la fractura de los nudos de fijación.

Se pudo comprobar que con un coeficiente sísmico de 0.2, el factor de seguridad es menor que 1.0. Por consiguiente, puede decirse que el método común de diseño para la longitud de hincado es conservador. El entablonado muestra una inclinación de 10 a 30 cm. hacia adelante; el cual es debido al movimiento de las placas de anclaje. Casi la totalidad de los daños producidos en este tipo de estructura es debido a la insuficiencia de resistencia de los anclajes. En síntesis, éstos se colocan en la posición más susceptible a la influencia de la licuefacción del suelo. Sin embargo, el factor de seguridad para los anclajes en todos los casos, no será menor de 2.0.

5.4. MUROS TIPO CELDAS

En este tipo de estructura, no se observa gran daño debidos al sismo. Como ya se trató en su debida oportunidad, la estabilidad contra el esfuerzo cortante se estudió, asumiendo como la combinación del plano límite de la zona activa detrás del muro delantero, y el plano límite de la zona pasiva de la parte trasera del mismo. Resultados de la estabilidad con un coeficiente sísmico de 0.2 se dan en la siguiente tabla:

FACTORES DE SEGURIDAD

	esfuerzo cortante	penetraci3n de la tablestaca	deslizamiento
y_c-1	1,70	1,61	0,64
y_c-2	1,13	3,50	1,18

donde:

y_c-1 : estructura en suelo cohesivo

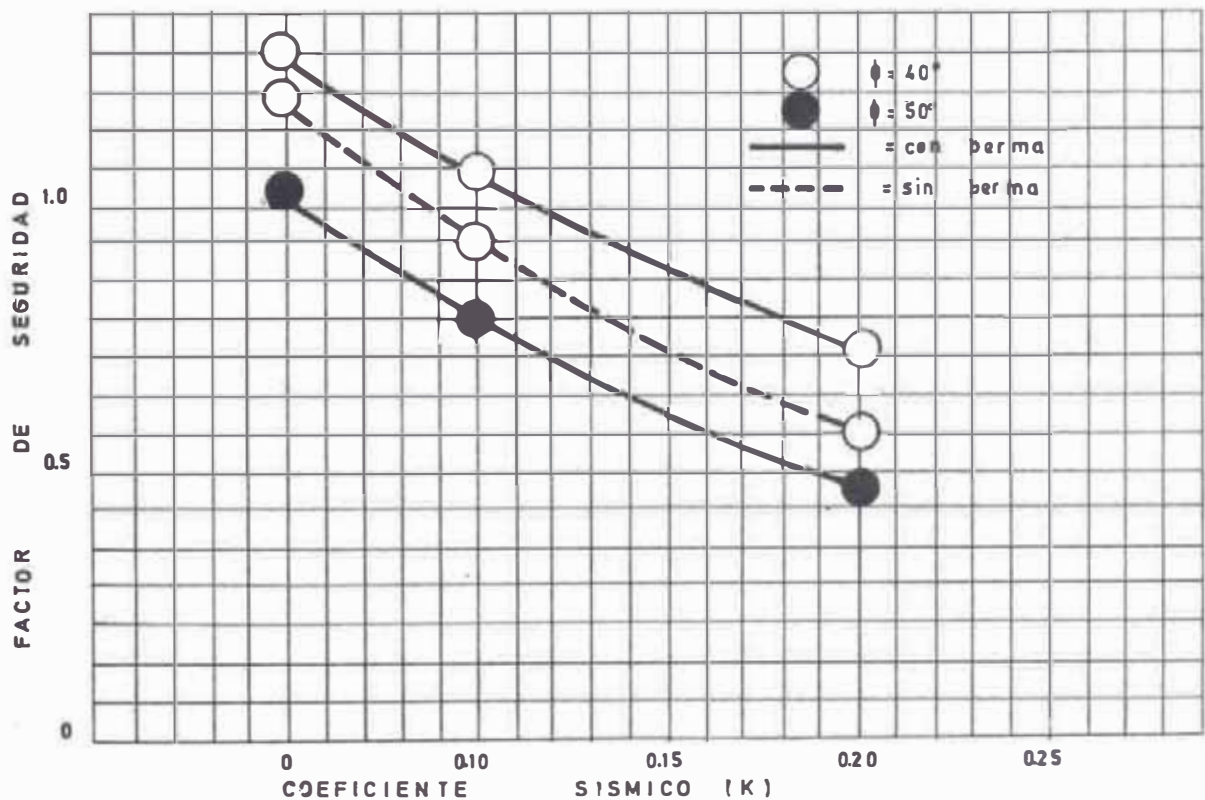
y_c-2 : estructura en suelo fccionante (arena)

5.5. PILOTES DE ACERO TIPO CABALLETE

Los daos en este tipo de estructura puede verse en el muro de contenci3n de tierras situado detr3s del caballete, no hall3ndose dao alguno en la estructura en s3 misma. Un an3lisis est3tico de la estabilidad de esta estructura se llev3 a cabo con un coeficiente s3smico de 0,2. El resultado muestra que los esfuerzos en los pilotes fueron menores que los admisibles, y la carga axial fue tambi3n menos que el correspondiente esfuerzo admisible. Este resultado es conforme con las condiciones actuales de las estructuras.

5.6. ESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES

El análisis de la estabilidad se hizo basándose en la hipótesis de una pendiente circular. La pendiente se hizo tomando suelo natural. Puesto que el suelo era denso y N tenía un rango de 20 a 50, el ángulo de esfuerzo cortante del suelo se tomó entre 35° y 40° . La fuerza sísmica horizontal se asume actuando en el interior de la superficie de deslizamiento circular. El resultado de dicho análisis se muestra en la siguiente figura. Como puede notarse el factor de seguridad contra el deslizamiento circular para un coeficiente sísmico de 0.2 da menos de 1.0.



Este resultado puede implicar que, también es conservador el considerar la fuerza sísmica en el diseño por el coeficiente sísmico para el análisis de la estabilidad de las pendientes durante el sismo.

C A P I T U L O V I

RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1. RESUMEN

Como hemos podido apreciar a través del desarrollo de los capítulos tratados en la presente Tesis, se ha dividido el estudio de los mismos en la parte analítica, y como es lógico en el diseño en sí; esto es por ejemplo en los daños que acontecen a las diversas estructuras portuarias por efectos del sismo y el subsecuente tsunami. Todo esto por las conclusiones a que llegan de las funestas consecuencias, a través de las experiencias vividas. Como factor predominante en los daños pueden destacarse a las condiciones del suelo en la cimentación del muelle y el tsunami , el cual produce la diferencia de niveles de agua.

Cuando estudiamos el análisis y diseño sísmico de cada tipo de muelle, se hizo desde el punto de vista fundamental, el cual es de prevenir los irreparables daños debidos al sismo. En el análisis se consideró según el tipo de estructura; los factores predominantes, tales como el deslizamiento de los muros, la

estabilidad de las pendientes, la capacidad portante en la cimentación, la presión lateral de tierras durante el sismo, la presión dinámica del agua en el sismo, desplazamiento de pilotes, debidos a las fuerzas actuantes. En lo que respecta al diseño en sí, lo que se ha hecho, ha sido el tomar ejemplos desarrollados.

Para eso, nos basamos en el comportamiento estructural del muelle, solicitada por consideraciones dinámicas; todo esto producto de ensayos, tomándose modelos, esto es prototipos y solicitándoles a vibraciones, tal como ocurre en un sismo.

Y para entender todo lo anteriormente expuesto es lógico suponer que hemos debido de estudiar los factores predominantes en el sismo, esto es la presión lateral de tierras durante el sismo y la presión dinámica del agua, factores estos importantísimos para el análisis de las estructuras portuarias. Para esto hemos echado mano a las distintas teorías existentes al respecto. Tales como los de R. Sano, Mononobe, Okabe, Ohara, Matsuo, los cuales tomaron como punto de partida las deducciones para los estados estáticos de Coulomb y Rankine. Así también, para la capacidad portante del suelo, se usó, el análisis de la estabilidad de cimentación de muelles de Odenstad.

Todo lo expuesto anteriormente, constituye en síntesis, el resumen de todo lo tratado en este estudio de los muelles.

6.2. CONCLUSIONES

A continuación, daremos las conclusiones en forma sistemática y ordenada de los diversos capítulos de que consta este tratado de muelles.

1. Presión lateral de tierras en el sismo.

- R. Sano, sugirió la expresión: $\varnothing = \text{tg}^{-1} \left[\frac{k_h}{(1-K_v)} \right]$ en lugar de \varnothing ; donde dicha fórmula, es el ángulo de reposo del suelo durante el sismo.
- N. Mononobe, afirmó que la dirección de la gravedad gira un ángulo $\theta = \text{tg}^{-1} \frac{K_h}{1+K_v}$, debido a la fuerza sísmica y que el peso total W puede tomarse como $W = WK_h \text{cosec } \theta$.
- H. Matsuo y S. Ohara, consideraron al suelo como un cuerpo elástico de 2 dimensiones, asumiendo que las constantes elásticas cambian proporcionalmente con la profundidad del suelo. Este método envuelve puntos a ser estudiados en el futuro, tales son:
 - a. Los cálculos son muy complicados y la extremada simplificación conduce a resultados lejos de la realidad del caso.
 - b. El suelo no es enteramente elástico, ya que puede

transmitir compresiones y cortantes, más no esfuerzos de tracción.

- Los métodos usados por Mononobe y Okabe son las expresiones hechas a partir de las expresiones de Coulomb y Rankine. Consecuentemente, sus métodos se basan en las teorías de ruptura del suelo. En otras palabras sus métodos pueden considerarse como el método del equilibrio crítico.
- Los métodos a usarse para los cálculos de la presión lateral de tierras en el sismo son:

- a. La presión de tierras en el sismo debe calcularse usando las expresiones siguientes:

$$(\sigma_1)_{\xi=0} \quad \text{y} \quad (\sigma_2)_{x=\delta}$$

- b. Las fórmulas de Mononobe-Okabe deberán de usarse para el diseño de muros tipo Gravedad.
 - c. La masa de la cuña debida a Coulomb, la cual se determina por el plano de deslizamiento, es la que produce la presión dinámica en el muro.
- La capacidad portante última de una cimentación se expresa por la fórmula :

$$q_{ult} = N_c C_o$$

- La presión hidrodinámica actuando sobre un muro es proporcional a la aceleración horizontal del muro. En otras palabras, la fuerza de inercia actuando sobre el muro es proporcional a la aceleración horizontal del muro. Por lo tanto la presencia de la presión hidrodinámica hace que la fuerza de inercia aumente.
- La presión lateral durante el sismo, consta de 2 partes, la parte dinámica la cual constituye la amplitud de la presión lateral; y la parte estática la cual es el aumento de la presión lateral en el reposo. La presión total en el reposo incluye este incremento y se llama presión lateral residual, haciendo que el eje neutro de la presión lateral cambie periódicamente en la vibración.

La parte dinámica está a veces expresada por la amplitud de la presión lateral.

- La presión lateral de tierras en el sismo aumenta de acuerdo al aumento de la vibración y continúa aumentando aún después de que haya estado fija.

2. Comportamiento Estructural de Muelles.

- En los muros de contención tipo gravedad, el centro de rotación del movimiento del muro está ubicado en su base, siendo la reacción la que resiste el vuelco. Luego, el momento resis-

tente actuando sobre la base del muro puede expresarse cómo

$$\frac{b^3}{12} K_s \theta.$$

- Las pruebas a la vibración de este tipo de muelles, tuvieron lugar en un suelo considerado como visco-elástico, y aunque no existen resultados de la frecuencia natural y del coeficiente de amortiguamiento de la estructura obtenidas por mediciones directas, se supone que la variación de la vibración en las características durante un sismo fuerte, pueden ser de mayor magnitud, a los obtenidos en pruebas experimentales.
- En los pilotes verticales, la fuerza horizontal de sismo es transferida al suelo por la fuerza cortante, la cual le origina al pilote un momento de volteo. Por consiguiente, la fuerza horizontal actuante deberá de ser pequeña ya que los pilotes ofrecen poca resistencia al volteo. Por esta razón, las defensas de los pilotes deberán de absorber el impacto ; para que de esta manera disminuya la fuerza horizontal causante de la deflexión.
- En el grupo simétrico de pilotes verticales e inclinados, la fuerza horizontal es tomada solamente por los pilotes inclinados.
- En los grupos de pilotes, cualquier sistemas de fuerzas ac-

- En los pilotes tipo caballete, sometidos a pruebas de explosión, se halló que la amplitud de la vibración de la componente axial es más pequeña que la componente perpendicular, y que en los modos de vibración proyectados al plano horizontal no se observa ni rotación ni torsión, pero sí traslación, deduciéndose de esta manera que el movimiento de oscilación del pilote ocurre por la deformación de la cimentación.
- En los muros de muelles tipo celdas (celulares), la estabilidad se mantiene principalmente por la tracción anular y el cortante interno en el relleno.
- En los muros celulares, en general, la aceleración del suelo es mayor que el de la estructura, pero por razones de cambios de cargas y distancia (pruebas de explosión), la razón de la aceleración de la estructura y del movimiento del suelo también aumentan. La causa de estos resultados es probablemente por que predomina el período de vibración inducido por la explosión; aproximándose al período natural de la estructura cuando las cargas y distancias de explosión también aumenten.
- El valor promedio de la variación de la presión de tierras en materiales de relleno durante la vibración, el cual es un factor determinante en la deformación por corte de la celda

será menor que la variación de la tracción anular.

- Los muelles con entablonados de contención y tablestacas resisten la presión lateral de tierras y de agua a la tracción del anclaje, además resisten la presión de tierras en la parte introducida por la rigidez del tablestacado.
- La presión ejercida al estribo por la elevación del suelo, reduce el peso específico del suelo en contacto con otras partes del entablonado y como consecuencia, se reduce la presión pasiva de tierras. Durante estas condiciones el curso del agua se desvía hacia abajo por la parte posterior del relleno disminuyendo el peso específico del mismo.
- El esfuerzo admisible de la tablestaca es de 2100-2400 Kg/CM² para períodos cortos de carga y de 1400-1800 Kg/CM² para períodos largos de carga; siguiendo para el momento máximo de volteo los lineamientos de una viga simplemente apoyada en el anclaje y en el fondo del mar.
- La posición de la placa de anclaje se determina considerando que el plano de falla de la presión activa detrás del relleno no coincide con el plano de falla de la presión pasiva, y por lo tanto el momento de volteo debido al asentamiento actúa en el nudo, haciendo necesario usar pilotes como protección. La tracción en el anclaje aumenta en el sismo, debido a la fuerza sísmica en la parte superior del entablonado, de

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

1. ISHII Y. , ARAI H, TSUCHIDA H.
"Lateral Earthpressure in an Earthquake"
Proceedings of the 2nd. W.C.E.E., Tokyo, 1960.
2. TSCHEBOTARIOFF G.P.
"Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures"
Mc Graw-Hill, New York, 1959.
3. MATSUO, H.
"Experimental Studies on the Distribution of the Lateral
Earthpressure in Earthquake"
Journal of J.S.C.E. Vol. 27, No. 2, Tokyo, 1941.
4. HANSEN, B.
"Earth Pressure Calculation"
Mc Graw-Hill, New York, 1953.
5. ICHIHARA, M.
"Problems on the Lateral Earthpressure in Vibrations"
Proceedings of the J.N.S.E.E., Tokyo, 1962.
6. ARAI, H., ISHII, Y.
"General Considerations on Lateral Earthpressure in Vibrations"
Monthly Report of Transportations Technical Research Institu-
te, Vol. 12, No. 2, Tokyo, 1962.

7. ODENSTAD, S.
"Ground Bearing Pressure and Supporting Banks in Cohesive Soil"
Journal Vag och Vattenbyggaren, Estocolmo, 1960.
8. GIBSON, R.E. , MORGENSTERN, N.
"A note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated
Clays"
Geotechnique, Vol. XII, No. 3, New Jersey, 1962.
9. MEYERHOF, G. C., CHAPLIN, T. K.
"The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Layers".
British Journal of Applied Physics, Vol. 4, No. 1, London,
1953.
10. MATSUO, H. , OHARA, M.
"Aseismic Stability of Quay Walls".
Proceedings of Japan National Symposium on Earthquake Engine
ring, Tokyo, 1962.
11. NIWA, S.
"An Experimental Study of Oscillating Earth Pressure Acting on
a Quay Wall".
Proceedings of the 2nd. W.C.E.E., Tokyo, 1960.
12. HAYASHI, S. , MIYAJIMA, N.
"Studies on the Vibration Characteristics of Quay Walls".
Report of Transportation Technical Research Institute, No. 46,
Tokyo, 1962.

13. ALFORD, J. L. , HOUSNER, G. W. , MARTEL, R. R.
"Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes"
First Technical Report under O.N.R., California, 1951.
14. CHANG, Y. L.
"Discussion on Lateral Pile-Loading Tests"
Trans. ASCE, Vol. 102, Detroit, 1937.
15. PHRI, YAWATA IRON STEEL CO., LTD.
"Studies on Lateral Resistant of H-Piles"
Tokyo, 1963.
16. KUBO, K.
"A New Method for the Estimation of Lateral Resistance of Piles"
Report of Port and Harbour Technical Research Ins. Ministry of
Transportation, Vol. 2, No.3, Tokyo, 1964.
17. TAKESHITA, J.
"Analysis of Laterally Loaded Piles"
Note of J.S.C.E. Vol. 18, Hokkaido, 1962.
18. ROWE, P. W.
"The Single Pile Subjecte to Horizontal Force"
Geotechnique Vol. 6, No.2, Washington D.C., 1957.
19. TERZAGHI, K.
"Anchored Bulkheads"
Trans. A.S.C.E., Vol. 119, Washington D.C., 1954.

20. YOSHINAGA, T., ARAI, H.
"Experiments on Model Anchored Sheet Pile Walls in Vibration".
Proceedings of Japan National Symposium on Earthquake Engineering, Tokyo, 1962.
21. JAMPEL, S.
"An Analysis of Groups of Piles".
Concrete and Construction Engineering, California, 1952.
22. AMANO, R.
"Earthquake Resistant Design of Quay Walls"
Gihodo Inc. Tokyo, 1959.
23. ISHII, Y. , HAYASHI, S. , KUBO, K.
"Reviews on the Current Procedure and Research Activities on the Aseismic Design of Quay Wall in Japan".
J.S.C.E., Tokyo, 1960.
24. AMANO, R., AZUMA, H. ISHII, Y.
"A Seismic Design of Quay Walls in Japan"
Proceedings of the W.C.E.E., Tokyo, 1956.
25. ISHII, Y.
"Design of Anchored Bulkhead",
W.C.E.E., Tokyo, 1956.
26. MONONOBE, N.
"Earthquake Resistant Design of Civil Engineering Structures".
J.S.C.E., Hokkaido, 1933.

27. KAWASUMI, H.

"Measures of Earthquake danger and expectancy of maximum intensity throughout Japan as inferred from the seismic activity in historical time".

Bulletin of Earthquake Research Institute, Vol. 29, No. 3, Tokyo, 1951.

28. KATAYAMA, T.

"Evaluation of the Current Design Procedures by the Analysis of Damage to Harbour Structures caused by the 1968 TOKACHIOKI Earthquake".

Technical Note of the P.H.R.I., No. 93, Tokyo, 1962.

29. TSUCHIDA, H.

"Strong-Motion Earthquake Records on the 1968 TOKACHIOKI Earthquake and its Aftershocks".

Technical Note of the P.H.R.I., No. 80, Tokyo, 1962.

30. OKAMOTO, S.

"Earthquake Engineering".

Mc Graw-Hill, New York, 1974.
