



REPÚBLICA DE PANAMÁ



MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
JUNTA TÉCNICA DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Resolución No. JTIA No.1057 de 24 de octubre de 2012

**POR MEDIO DE LA CUAL SE MODIFICAN Y ADICIONAN ALGUNAS
NORMAS AL REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA
REPÚBLICA DE PANAMÁ 2004 (REP-2004)**

CONSIDERANDO:

Que la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura (JTIA) es una entidad de derecho público creada mediante la Ley 15 de 26 de enero de 1959, modificada por las leyes No.53 de 4 de febrero de 1963 y No.21 de 20 de junio de 2007, por la cual se regula el ejercicio de las profesiones de ingeniería y arquitectura.

Que el Literal k del Artículo 12 de la Ley 15 de 1959 establece que corresponde a la JTIA, interpretar y reglamentar la presente Ley en todos los aspectos de carácter estrictamente técnicos.

Que el Literal g del Artículo 27 del Decreto Ejecutivo No.257 de 3 de septiembre de 1965, que reglamenta la Ley 15 de 1959, establece que corresponde a la JTIA fijar los requisitos y las condiciones técnicas necesarias que deben seguirse en la elaboración de planos y especificaciones y en la ejecución en general de toda obra de ingeniería y arquitectura que se ejecute en el territorio de la República.

Que para el estudio, adaptación y aplicación de los precitados reglamentos, la JTIA ha formalizado sendos Comités Consultivos Permanentes (CCP), integrados por profesionales idóneos cooperantes, tanto miembros de la SPIA como de entidades de reconocida y comprobada experiencia pública o privada. Que mediante Resolución de la JTIA No.188 de 9 de febrero de 1983, se nombró el CCP para el Reglamento Estructural de la República de Panamá (Gaceta Oficial 19765 de 7 de marzo de 1983).

Que la JTIA adoptó el REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA REPUBLICA DE PANAMÁ 2004 (REP-2004), mediante la Resolución No. 639 de 29 de septiembre de 2004 (G.O. 25181 de 22 de noviembre de 2004).

Que el precitado documento fue revisado por el CCP REP, encontrando faltas y omisiones de algunos datos de naturaleza técnica, por lo que procedió a preparar su corrección y ampliación, para someterlas a la JTIA.

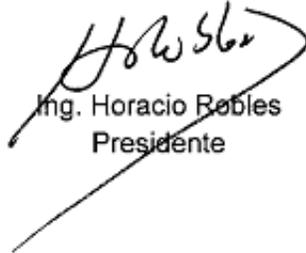
Que en Reunión Ordinaria de 24 de octubre de 2012, una vez conocidas las precitadas correcciones y ampliaciones, la JTIA, en uso de sus facultades legales y reglamentarias,

RESUELVE:

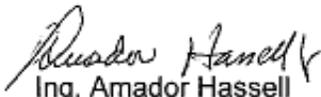
ARTÍCULO 1. MODIFICAR Y ADICIONAR algunas normas del REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA REPÚBLICA DE PANAMÁ 2004 (REP-2004), publicado en la Gaceta Oficial 25181 de 22 de noviembre de 2004, mediante la Resolución de la JTIA 639 de mes de 2004, reemplazando su contenido original, de la siguiente forma:

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de enero de 1959 modificada por las leyes No. 53 de 4 de febrero de 1963 y No. 21 de 20 de junio de 2007, decretos reglamentarios y resoluciones complementarias.

PUBLÍQUESE Y CÚMPLASE:



Ing. Horacio Robles
Presidente



Ing. Amador Hassell
Representante de la
Universidad Tecnológica



Ing. Omar González
Representante del Colegio de Ingenieros
Electricistas, Mecánicos y de la Industria



Arq. Ricardo Robles D.
Representante del
Colegio de Arquitectos



Ing. Nicolás Real
Representante del
Colegio de Ingenieros Civiles



Arq. Genaro Flores
Representante Suplente
de la Universidad de
Panamá



Ing. Jorge Chow
Representante del Ministerio
De Obras Públicas

Se modifica la Página 16 del documento original, quedando así:

2.3.7.3 Vías para Grúas. La carga de diseño de los soportes de grúa, excepto aquellos en donde se use sólo grúas manuales, se incrementarán para efectos de impacto como sigue: (1) una fuerza vertical igual a 25% de la carga máxima por rueda. (2) una fuerza lateral igual a 20% del peso del carro de grúa más la carga, solamente, aplicada en dos mitades a la parte superior de cada riel; (3) una fuerza longitudinal igual a 10% de la carga máxima por rueda de la grúa, aplicada en la parte superior del riel.

Excepción: Estas cargas se podrán reducir si se presentan datos técnicos de sustentación que sean aceptables para la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.3.8 Reducción de la Carga Viva

2.3.8.1 Área de Influencia y Reducción Permisible. Los miembros que tengan un área de influencia de 40 m^2 o más, podrán ser diseñados para una carga viva reducida determinada por la siguiente ecuación:

$$L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{A_1}} \right)$$

donde L es la carga viva reducida soportada por el miembro en kN/m^2 , L_0 es la carga viva sin reducir soportada por el miembros en kN/m^2 de la Tabla 2.5 y A_1 es el área de influencia en m^2 .

El área de influencia se define como el área de piso sobre el cual la superficie de influencia para efectos estructurales es significativamente distinta a cero. El área de influencia para una columna es cuatro veces el área tributaria; para una viga, es dos veces su área tributaria, y para una losa en dos direcciones es igual al área de una franja. Las áreas de influencia para miembros que soportan más de un piso se suman.

Concretamente, el área de influencia para una columna interior es el área de las cuatro naves que la rodean. Para columnas exteriores no-esquineras, el área de dos naves. Para columnas esquineras, el área de una nave. Para una viga interior, el área de las naves de ambos lados. Para vigas exteriores, el área de una nave. La carga viva reducida no deberá ser menor que 50% de la carga viva unitaria L_0 , para aquellos miembros que soporten un piso ni menos de 40% de la carga viva unitaria L_0 en otros casos.

2.3.8.2 Limitaciones: Para cargas vivas de 5.0 KN/m^2 o menos, no se permitirá reducción en áreas para reuniones, garajes o losas en una dirección. Para cargas que excedan 5.0 KN/m^2 y para garajes para vehículos de pasajeros únicamente, se permitirá una reducción de 20% para los miembros que soportan más de un piso.

2.3.9 Cargas Vivas Mínimas para Techos

2.3.9.1 Los techos planos, inclinados o curvos se diseñarán para las cargas vivas obtenidas con la siguiente ecuación:

$$L_r = R_1 R_2 \geq 0.6 \text{ KN/m}^2$$

donde L_r es la carga viva en el techo en KN/m^2 de proyección horizontal. Los factores de reducción R_1 y R_2 se determinan como sigue

$$R_1 = 1.0 \text{ para } A_1 \leq 20 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.011A_1 \text{ para } 20 < A_1 < 60 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 0.6 \text{ para } A_1 \geq 60 \text{ m}^2$$



Se modifica la Página 17 del documento original, quedando así:

donde A_t es el área tributaria, en metros cuadrados, del miembro y

$$R_2 = 1.0 \text{ para } F \leq 1/3$$

$$R_2 = 1.2 - 0.6F \text{ para } 1/3 < F < 1$$

$$R_2 = 0.6 \text{ para } F \geq 1$$

donde F es la inclinación del techo en mm/mm o la razón alto/luz multiplicada por 32 para un arco o domo.

2.3.9.3 Techos especiales. Techos utilizados para paseo se diseñarán para una carga viva mínima de 3.0 KN/m^2 . Techos utilizados para jardines de techo o para propósito de reunión se diseñarán para una carga viva mínima de 5.0 KN/m^2 . Techos utilizados para otros propósitos especiales se diseñarán para las cargas apropiadas, según indique o apruebe la Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura.

2.4 Referencias.

Las siguientes normas se han citado en este capítulo:

Práctica Estándar Nacional Americana para la Inspección de Ascensores, Escaleras Mecánicas, y Aceras Mecánicas (Manual del Inspector), ANSI A17.2-1985

Código de Seguridad Estándar Nacional Americano para Ascensores y Escaleras Mecánicas, ANSI/ASME A17.1-1984.

Norma Nacional Americana para Lugares de Asambleas, Pabellones y Estructuras Sustentadas por Aire, ANSI/NFPA 102-1986.

Se modifica la Página 29 del documento original, quedando así:

3.3.7.1 Aceleraciones del viento sobre cerros, colinas y acantilados. Los efectos de aceleración del viento en cerros, colinas y acantilados que constituyen cambios repentinos de la topografía general del área, ubicados en cualquier categoría de exposición, deberán ser incluidos en el diseño cuando los edificios y la topografía cumplan con las siguientes condiciones:

El cerro, colina o acantilado está aislada y libre de obstrucciones hacia barlovento por otras características topográficas similares por una distancia de 100 veces la altura del cerro, colina o acantilado ($100H$) ó 3.2 kilómetros, el menor de los dos valores. Esta distancia se medirá horizontalmente desde el punto en donde la altura H del cerro, colina o acantilado se determina, y

El cerro, colina o acantilado sobresale por encima de la altura de cualquier accidente geográfico hacia barlovento dentro de un radio de 3.2 kilómetros por un factor de 2 ó más, y

La estructura está ubicada como muestra la Figura 3-1, y

$$H/L_h \geq 0.2, \text{ y}$$

H es mayor o igual a 4.5 metros para exposiciones C y D, y 18 metros para exposiciones A y B.

3.3.7.2 Factor topográfico. El efecto de aceleración del viento se incluirá en el cálculo de las cargas de diseño utilizando el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2$$

donde K_1 , K_2 , y K_3 se obtienen de la Figura 3-1



3.3.8 Factor de ráfaga.

3.3.8.1 Estructuras rígidas. Para estructuras rígidas según definición en 3.2, el factor de ráfaga se tomará como 0.85 ó se calculará con la ecuación:

$$G = 0.925 \left(\frac{1+1.7g_q I_z Q}{1+1.7g_v I_z} \right) \quad (3-2)$$

donde I_z es la intensidad de turbulencia a una altura z ; z es la altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$, en metros, pero no menor que z_{\min} para toda altura de edificio h ; z_{\min} y c se definen para cada categoría en la Tabla 3-6; g_q y g_v se tomarán igual a 3.4. La respuesta de fondo Q está dada por:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63 \left(\frac{3.28B+3.28h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (3-4)$$

donde B es la dimensión horizontal del edificio medida perpendicular a la dirección del viento en metros, h es la altura promedio del techo de un edificio en metros (para techos con inclinación menor de 10 grados se utilizará la altura del alero), y L_z es la escala de longitud integral de turbulencia a la altura equivalente:

$$L_z = l \left(\frac{3.28z}{33} \right)^{\bar{\epsilon}} \quad (3-5)$$

Se modifica la Página 30 del documento original, quedando así:

donde l y $\bar{\epsilon}$ son factores de la escala de longitud integral y están dadas en la Tabla 3-6.

3.3.8.2 Estructuras flexibles o dinámicamente sensitivas al viento. Para estructuras flexibles o dinámicamente sensitivas al viento de acuerdo a su definición en 3.2, el factor de ráfaga se calculará de la siguiente manera:

$$G_f = \left(\frac{1+1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1+1.7g_v I_z} \right) \quad (3-6)$$

donde g_Q y g_v se tomarán igual a 3.4 y g_R es:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}}$$

R es el factor de respuesta resonante, el cual es dado por:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (3-8)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1+10.3 N_1)^{5/3}} \quad (3-9)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{\bar{V}_g} \quad (3-10)$$

$$R_l = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{para } \eta > 0 \quad (3-11a)$$

$$R_l = 1 \quad \text{para } \eta = 0 \quad (3-11b)$$

donde aparece el subíndice l en la ecuación 3-11, deberá tomarse como h , B , y L respectivamente.

$$R_l = R_h \quad \text{con } \eta = 15.1 \frac{n_1 h}{\bar{V}_g}$$



$$R_t = R_b \quad \text{con } \eta = 15.1 \frac{n_1 B}{\bar{V}_z}$$

$$R_t = R_L \quad \text{con } \eta = 50.5 \frac{n_1 L}{\bar{V}_z}$$

n_1 = frecuencia natural del edificio

β = relación de amortiguamiento crítico, en porcentaje

h = altura promedio del techo de un edificio, en metros

B = dimensión horizontal del edificio perpendicular a la dirección del viento, en metros

L = dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del viento, en metros

I_z , Q , L_z , y \bar{V}_z están definidas en 3.3.8.1

\bar{V}_z = velocidad de viento promedio para un período de una hora (pies/segundo) a una altura z determinada con la ecuación:

Se modifica la Página 31 del documento original, quedando así:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{3.28z}{33} \right)^{\bar{a}} V(0.911) \quad (3-12)$$

donde \bar{b} y \bar{a} son constantes dadas en la Tabla 3-6 y V es la velocidad básica de viento en km/hr.

3.3.8.3 Análisis racional. En sustitución de los procedimientos descritos en 3.3.8.1 y 3.3.8.2, el factor de ráfaga de podrá determinar utilizando cualquier método racional definido en publicaciones reconocidas por la comunidad de la ingeniería de vientos.

3.3.8.4 Limitaciones. Cuando los factores de ráfaga y los coeficientes de presión se den de forma combinada en figuras y tablas (GC_p y GC_{pi}), los factores de ráfaga no se calcularán separadamente.

3.3.9 Clasificación de encierro.

3.3.9.1 General. Para determinar los coeficientes de presión interna, los edificios se clasificarán como cerrados, parcialmente cerrados, o abiertos, según sus definiciones dadas en 3.2.

3.3.9.2 Clasificaciones múltiples. Si por definición un edificio se puede catalogar como abierto y parcialmente cerrado, se considerará que el edificio es abierto. Un edificio que no cumpla con las definiciones de edificios abiertos o parcialmente cerrados, se considerará que el edificio es cerrado.

3.3.10 Presión de velocidad. La presión de velocidad, q_z , evaluada a una altura z se calculará con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0473 I K_z K_{zt} K_d V^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (3.13)$$

en donde K_z es el coeficiente de presión de velocidad definido en 3.3.6.2, K_{zt} es el factor topográfico definido en 3.3.7, K_d es el factor de dirección de viento definido en 3.3.4.2, V es la velocidad básica de viento (en km/hr) definida en 3.3.4, el es el factor de importancia definido en 3.3.5.

q_h es la presión de velocidad calculada usando la ecuación 3-13 a la altura promedio del techo.

3.3.11 Coeficientes de presión y fuerza.

3.3.11.1 Coeficientes de presión interna. Los coeficientes de presión interna, GC_{pi} , se determinarán de la Tabla 3-7 basado en la clasificación de encierro del edificio de 3.3.9.

3.3.11.2 Coeficientes de presión externa.



3.3.11.2.1 Sistemas primarios. Los coeficientes de presión externa para sistemas primarios, C_p , están dadas en las Figuras 3-2.

3.3.11.2.2 Componentes y fachadas. Los coeficientes de ráfaga y los coeficientes de presión externa para componentes y fachadas, GC_p , están dadas de manera combinada en las Figuras 3-3 a 3-6. Estos coeficientes de ráfaga y de presión externa no deberán separarse.

3.3.11.3 Coeficientes de fuerza. Los coeficientes de fuerza, C_f , están dados en las Tablas 3-8 a 3-11.

Se modifica la Página 77 del documento original, quedando así:

4.2.2.5.4.1 Dirección de la fuerza sísmica. El procedimiento ortogonal independiente presentado en la Sección 4.2.2.5.2.3 no será satisfactorio para el requerimiento de dirección crítica para cualquier edificio. El procedimiento de combinación ortogonal de la Sección 4.2.2.5.3.1 se considerará satisfactorio para cualquier edificio.

4.2.2.5.4.2 Irregularidades en planta o verticales. Cuando la relación de la resistencia provista en cualquier piso a la resistencia requerida es menor que dos tercios de la misma relación para el piso inmediatamente por encima, el efecto potencialmente adverso se deberá analizar y las resistencias se deberán ajustar para compensar este efecto.

Para edificios con una irregularidad estructural en planta del Tipo 1, 2, 3, ó 4 en la Tabla 4.2.2.3.1 o una irregularidad estructural vertical de Tipo 4 en la Tabla 4.2.2.3.2, las fuerzas de diseño determinadas según la Sección 4.2.3.2 deberán aumentarse 25% para conexiones de diafragmas a elementos verticales y a colectores y para conexiones de colectores a los elementos verticales.

4.2.2.5.4.3 Fuerzas sísmicas verticales. La componente vertical del movimiento sísmico del terreno se deberá considerar en el diseño de voladizos horizontales y componentes pre-esforzados horizontales. Las combinaciones de carga utilizadas en la evaluación de dichos componentes deberán incluir E tal como se define en la Ecuación (4.2.2.6-4) de la Sección 4.2.2.6. Los componentes estructurales de voladizos horizontales deberán ser diseñados para una fuerza mínima hacia arriba de 0.2 veces la carga muerta y para las combinaciones de carga aplicables de la Sección 4.2.2.6

4.2.2.6 Combinación de efectos de carga. Los efectos en el edificio y sus componentes debidos a fuerzas sísmicas se deberán combinar con los efectos de cargas de gravedad según la combinación de efectos de carga dados en del Capítulo 7 – Concreto Reforzado y Capítulo 9 – Acero Estructural. Para uso en estas combinaciones, el efecto de la fuerza inducida por el sismo deberá incluir los efectos verticales y horizontales dados por la Ecuación (4.2.2.6-1) o, según se aplique, la Ecuación (4.2.2.6-2), (4.2.2.6-3), o (4.2.2.6-4). El término $0.5 C_a D$ no se tiene que incluir donde C_a es igual o menor que 0.05 en la Ecuación (4.2.2.6-1), Ecuación (4.2.2.6-2), (4.2.2.6-3), o (4.2.2.6-4).

Para la Ecuación (4) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (4) de la Sección 4.3.3:

$$E = \pm Q_E + 0.5C_a D \quad (4.2.2.6-1)$$

Para la Ecuación (3) de la Sección 4.3.2 o la Ecuación (7) de la Sección 4.3.3:

$$E = \pm Q_E - 0.5C_a D \quad (4.2.2.6-2)$$

Donde

E = el efecto de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo;



Se modifica la Página 145 del documento original, quedando así:

TABLA 4.1.4			
Categoría de desempeño sísmico			
Valor de A_v	Categoría según la Tabla 1-1		
	I o II	III	IV
$A_v < 0.05$	A	A	A
$0.05 \leq A_v < 0.10$	B	B	C
$0.10 \leq A_v < 0.15$	C	C	D
$0.15 \leq A_v < 0.20$	C	D	D
$0.20 \leq A_v$	D	D	E

TABLA 4.1.4.1		
Coeficientes de aceleración		
Ciudad	A_1	A_2
Aguadulce	0.14	0.14
Aligandi	0.19	0.19
Almirante	0.21	0.21
Bocas del Toro	0.21	0.21
Boquete	0.15	0.15
Changuinola	0.24	0.24
Chepo	0.20	0.20
Chiriquí Grande	0.15	0.15
Chitré	0.15	0.15
Chorrera	0.13	0.13
Colón	0.15	0.15
Concepción	0.22	0.22
Coronado	0.12	0.12
David	0.21	0.21
El Real	0.22	0.22
El Valle	0.12	0.12
Jaqué	0.22	0.22
La Palma	0.21	0.21
Las Tablas	0.17	0.17
Panamá	0.15	0.15
Penonomé	0.11	0.11
Portobelo	0.17	0.17
Puerto Armuelles	0.25	0.25
Puerto Obaldía	0.21	0.21
Santiago	0.15	0.15
Soná	0.17	0.17
Tonosi	0.20	0.20

Se modifica la Página 147 del documento original, quedando así:

TABLA 4.1.4.2.4 ^a							
Coeficiente sísmico C_s							
Tipo de perfil de suelo	Intensidad del movimiento, A_s						
	$\leq 0.05g$	0.05g	0.10g	0.20g	0.30g	0.40g	$\geq 0.50g^b$
A	A_s	0.04	0.08	0.16	0.24	0.32	0.40
B	A_s	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
C	A_s	0.06	0.12	0.24	0.33	0.40	0.50
D	A_s	0.08	0.16	0.26	0.36	0.44	0.50
E	A_s	0.13	0.25	0.34	0.36	0.36	*

Nota: Utilícese el siguiente valor más alto o interpolación lineal para valores intermedios de C_s .
^a Se llevarán a cabo investigaciones geotécnicas específicas al sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.
^b Estudios específicos requeridos según la Sección 4.2.2.4.3 pueden resultar en valores más altos de A_s , que los que aparecen en los mapas de amenaza sísmica, así como también las provisiones de la Sección 4.2.6.

TABLA 4.1.4.2.4B							
Coeficiente sísmico C_v							
Tipo de perfil de suelo	Intensidad del movimiento, A_v						
	$\leq 0.05g$	0.05g	0.10g	0.20g	0.30g	0.40g	$\geq 0.50g^b$
A	A_v	.04	0.08	0.16	0.24	0.32	0.40
B	A_v	.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
C	A_v	.09	0.17	0.32	0.45	0.56	0.65
D	A_v	.12	0.24	0.40	0.54	0.64	0.75
E	A_v	.15	0.35	0.64	0.84	0.96	*
F	a	a	a	a	a	a	a

Nota: Utilícese el siguiente valor más alto o interpolación lineal para valores intermedios de A_v .
^a Se llevarán a cabo investigaciones geotécnicas específicas al sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.
^b Estudios específicos requeridos según la Sección 4.2.2.4.3 pueden resultar en valores más altos de A_v , que los que aparecen en los mapas de amenaza, así como también las provisiones de la Sección 4.2.6.



Se modifica la Página 161 del documento original, quedando así:

$$N = G ((A E) + 2)$$

donde:

- N: número mínimo de perforaciones a realizarse
- G: factor de complejidad geológica (ver Cuadro 5.2.4.1)
- A: área de la estructura en miles de metros cuadrados
- E: factor que depende del tipo de estructura (ver Cuadro 5.2.4.2)

Cuadro 5.2.4.2 Factor de Característica de la Estructura

Condiciones Geológicas	G
Uniformes	0.7
Algo variables	1.0
Muy variables	1.3

NOTA:
El factor G tiene que corresponder a las condiciones geológicas encontradas al finalizar el estudio, por lo que puede ser necesario reevaluar este parámetro durante la ejecución de la investigación del sitio.

Cuadro 5.2.4.2 Factor de Característica de la Estructura

Estructura	E
De 1 ó 2 plantas, galeras	1.5
De 3 a 9 plantas	3.0
De 10 a 19 plantas	4.0
De 20 plantas o mas	5.0

5.2.5 Profundidad de la Investigación: La profundidad de las perforaciones se extenderá hasta penetrar un mínimo de 1.50 m en roca sana competente, excepto en los siguientes casos:

1. Cuando se pueda utilizar zapatas para columnas, paredes, o muros, las perforaciones podrán descontinuarse a una profundidad igual a dos veces el ancho menor de la zapata, a partir del fondo de la misma. Sin embargo, al menos una perforación deberá extenderse hasta una profundidad igual a

Se modifica la Página 176 del documento original, quedando así:

granulares; y una correlación aproximada entre los valores de SPT y el Módulo de Elasticidad para suelos granulares. La Figura 5.2.6.7 (b) muestra: correlaciones entre los valores SPT y para suelos cohesivos descritos por su Índice de Plasticidad y grado de sobre consolidación. Estas correlaciones se presentan como una guía general basada en ejemplos dados en la literatura técnica. El Profesional Idóneo encargado debe decidir en cada caso particular, si estas correlaciones son apropiadas, si requiere una correlación diferente, o si requiere un programa de pruebas que proporcione mediciones directas de los parámetros de interés.

5.2.7 Contenido de un Informe de Exploración de Sitios. El informe de investigación geotécnica de un sitio, también llamado frecuentemente el estudio del suelo, debe incluir como mínimo la siguiente información:

1. Una descripción del entorno geológico del sitio.
2. Una descripción detallada de los materiales encontrados en el proceso de exploración, incluyendo la medición, extrapolación, o estimación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos y rocas, relevantes al diseño de los elementos geotécnicos del proyecto.
3. Recomendaciones para el diseño de los elementos geotécnicos, que constituyen el propósito del estudio. Estas pueden ser:



- Capacidad de Soporte Admisible en el caso de cimientos (aquella que no ocasione una falla por capacidad de soporte o asentamientos inadmisibles).
- Magnitud y Distribución de presiones laterales en el caso de estructuras de retén.
- Permeabilidad de los estratos de interés en el caso de un sistema de drenajes subterráneos.

4. La clasificación del sitio en base a los Tipos de Perfiles de Sitio (A hasta F) descritos en la Sección 4.1.4.2.

5.3 Diseño de Cimientos Superficiales 5.3.1 Definición: Los cimientos superficiales son aquellos que transmiten las cargas de la estructura a los estratos del suelo más cercanos a la superficie. Incluyen zapatas, zapatas combinadas y cimientos tipo losa.

5.3.2 Requisito: Los cimientos superficiales deben ser diseñados para que las cargas transmitidas al suelo no causen fallas de capacidad de soporte, ni asentamientos excesivos que ocasionen daños a la estructura soportada.

5.3.3 Capacidad de Soporte: La capacidad de soporte se calculará con la ecuación presentada en la Figura 5.3.3.

Se adiciona la Página 178-A al documento original:

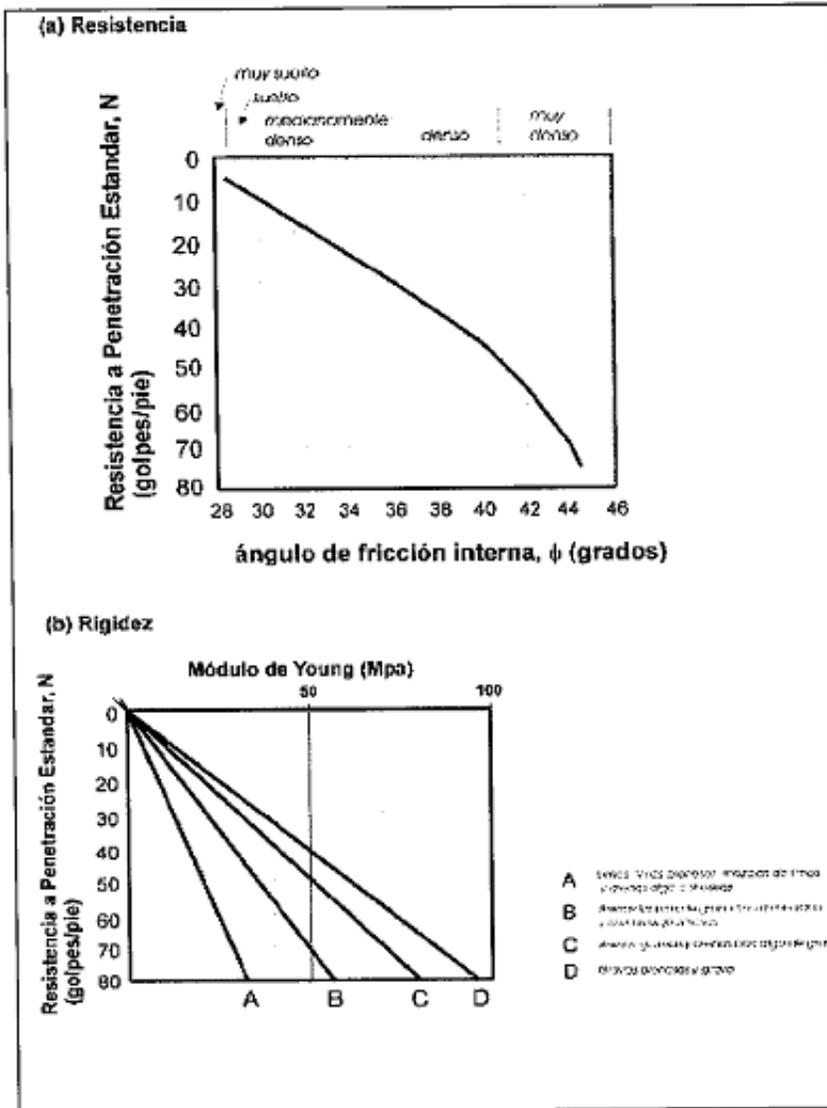
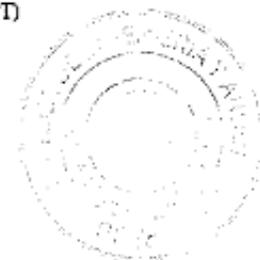


Figura 5.2.6.7a Correlación de Propiedades Mecánicas de Suelos Granulares con N (SPT)



Se adiciona la Página 178-B al documento original:

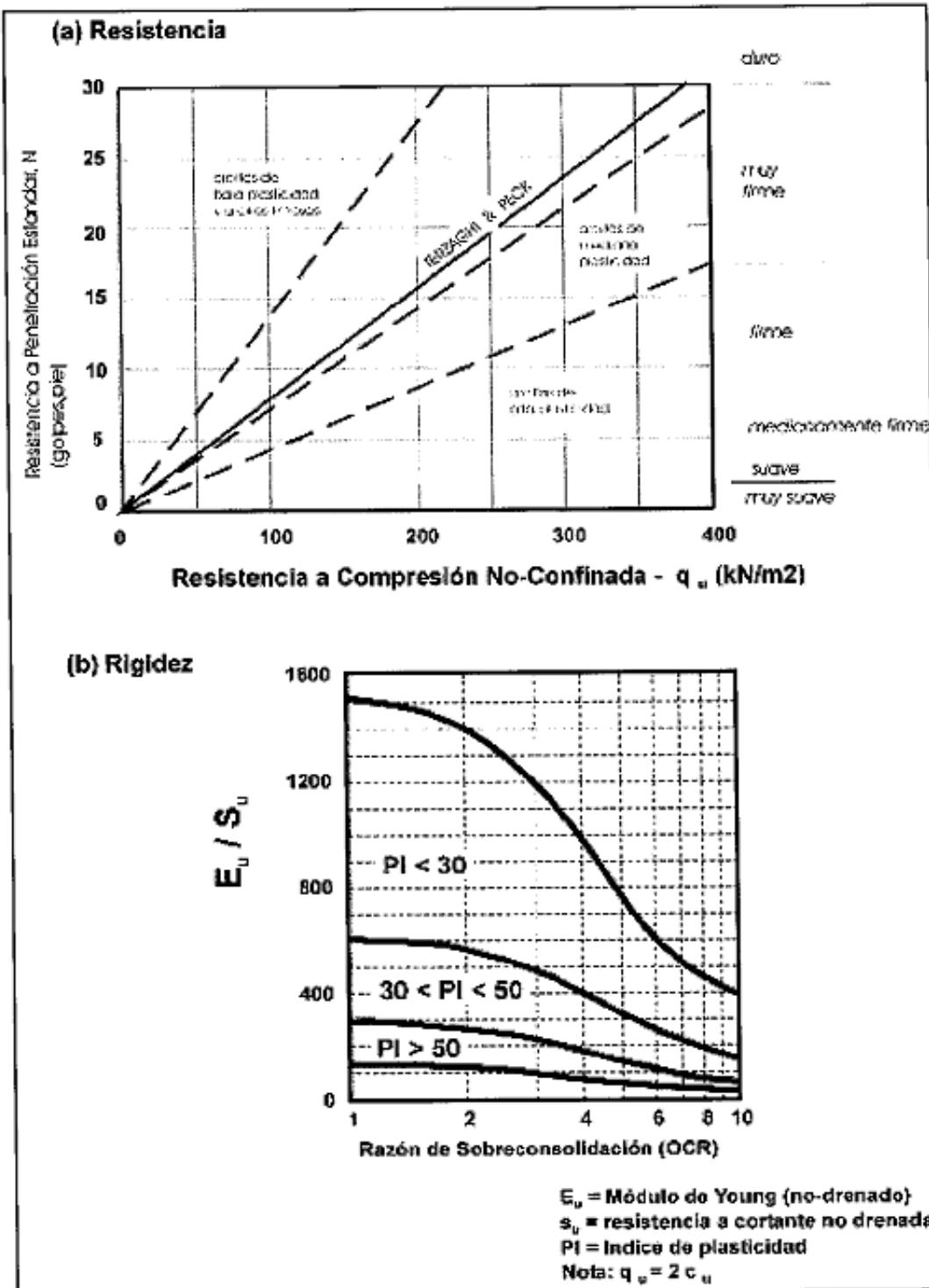
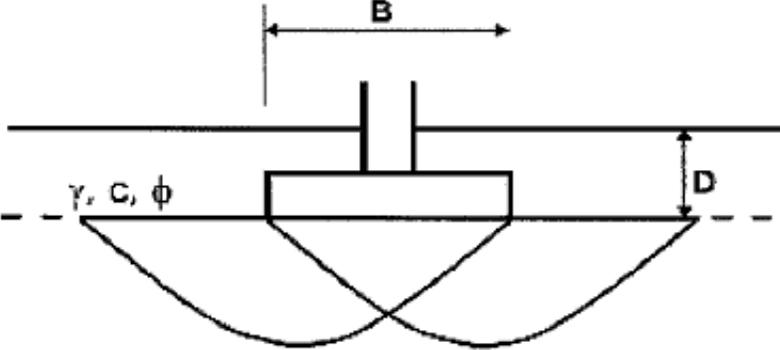


Figura 5.2.6.7b Correlación de Propiedades Mecánicas de Suelos Cohesivos con N (SPT) (44, 47, 51)



Se adiciona la Página 178-C al documento original:



$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + \gamma' D N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

donde:

- q_{ult} = capacidad de soporte última
- γ' = peso unitario efectivo del suelo
- c = cohesión del suelo
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo
- B = ancho del cimiento
- D = profundidad del fondo del cimiento
- α = inclinación de la carga externa respecto a la vertical

factores de capacidad de soporte:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi \quad \text{donde: } N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 N_\phi (B/L)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\phi < 10^\circ)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi (B/L) \quad (\phi > 10^\circ)$$

factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} (D/B)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\phi < 10^\circ)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} (D/B) \quad (\phi > 10^\circ)$$

factores de inclinación:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2$$

3.3 Capacidad de Soporte de Cimientos Superficiales (11, 23, 27, 29, 30)



Se adiciona la Página 178-D al documento original:

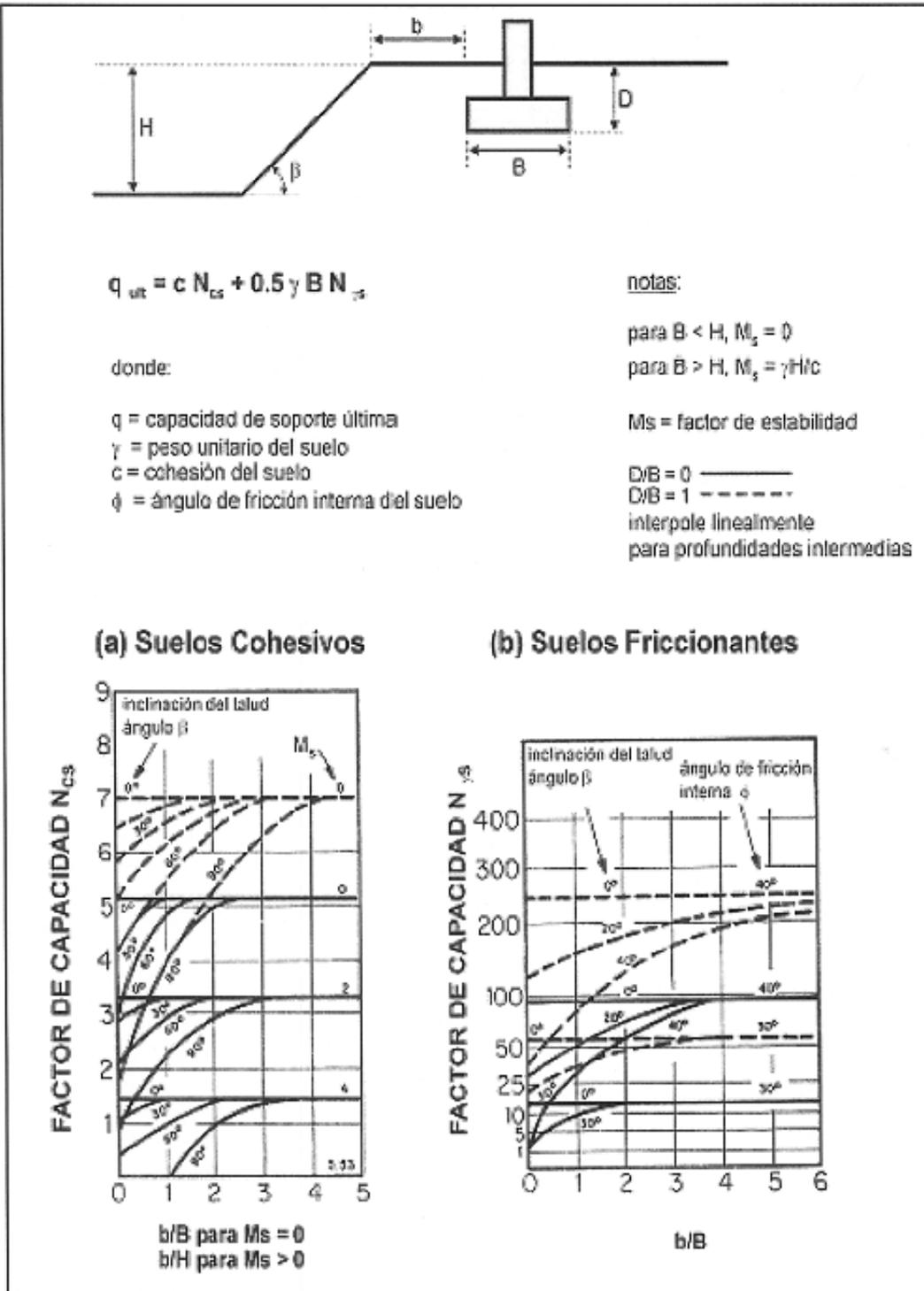


Figura 5.3.4 Capacidad de Soporte de Zapata Cercana a Talud (23)



Se modifica la Página 179 del documento original, quedando así:

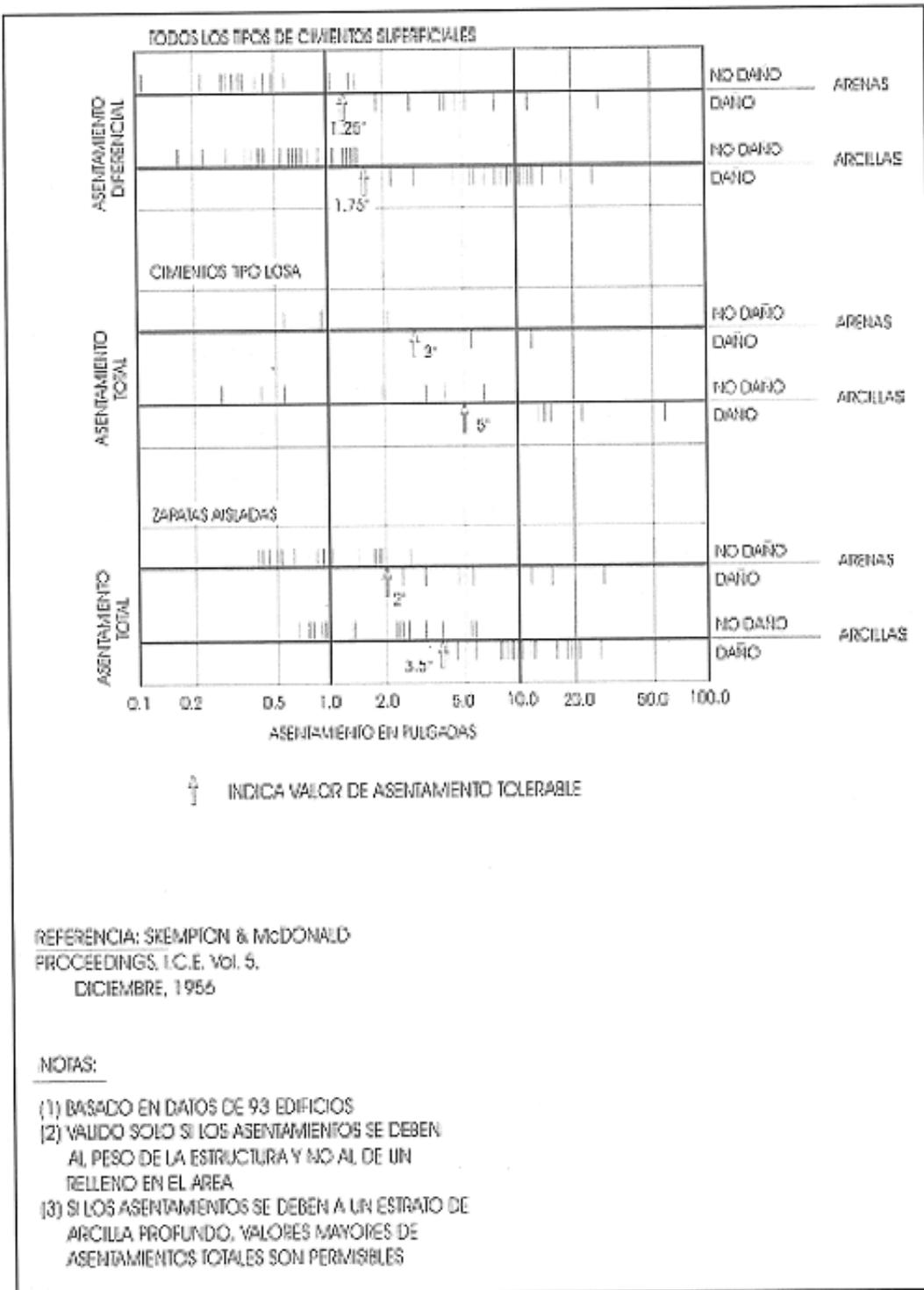
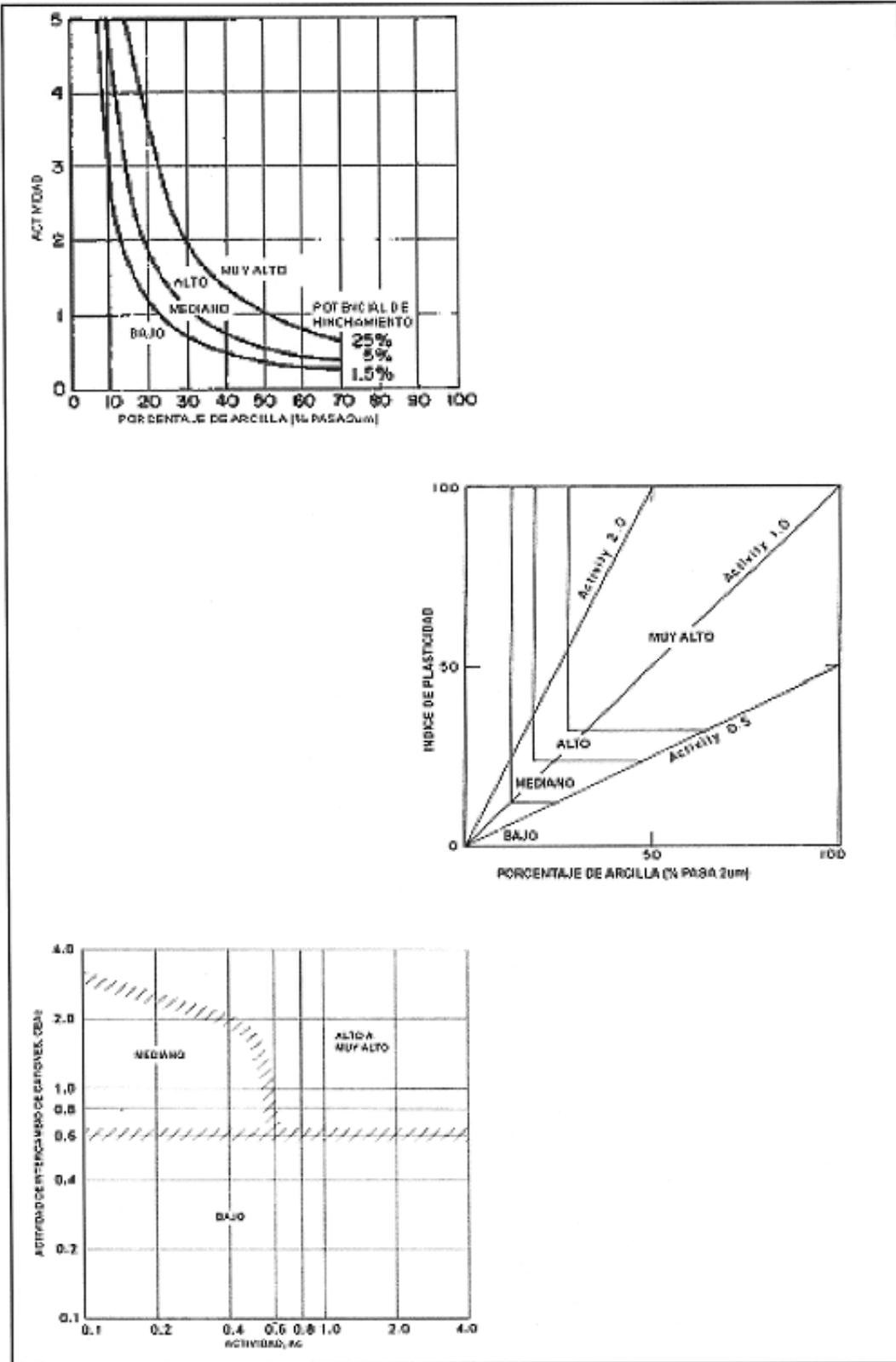


Figura 5.3.6.4 Asentamientos tolerables para cimientos superficiales (46)



Se modifica la Página 188 del documento original, quedando así:



a 5.3.8.5.1 Relación entre Propiedades Índice y Expansión (14, 15, 35 y 56)



Se adiciona la Página 195-A al documento original:

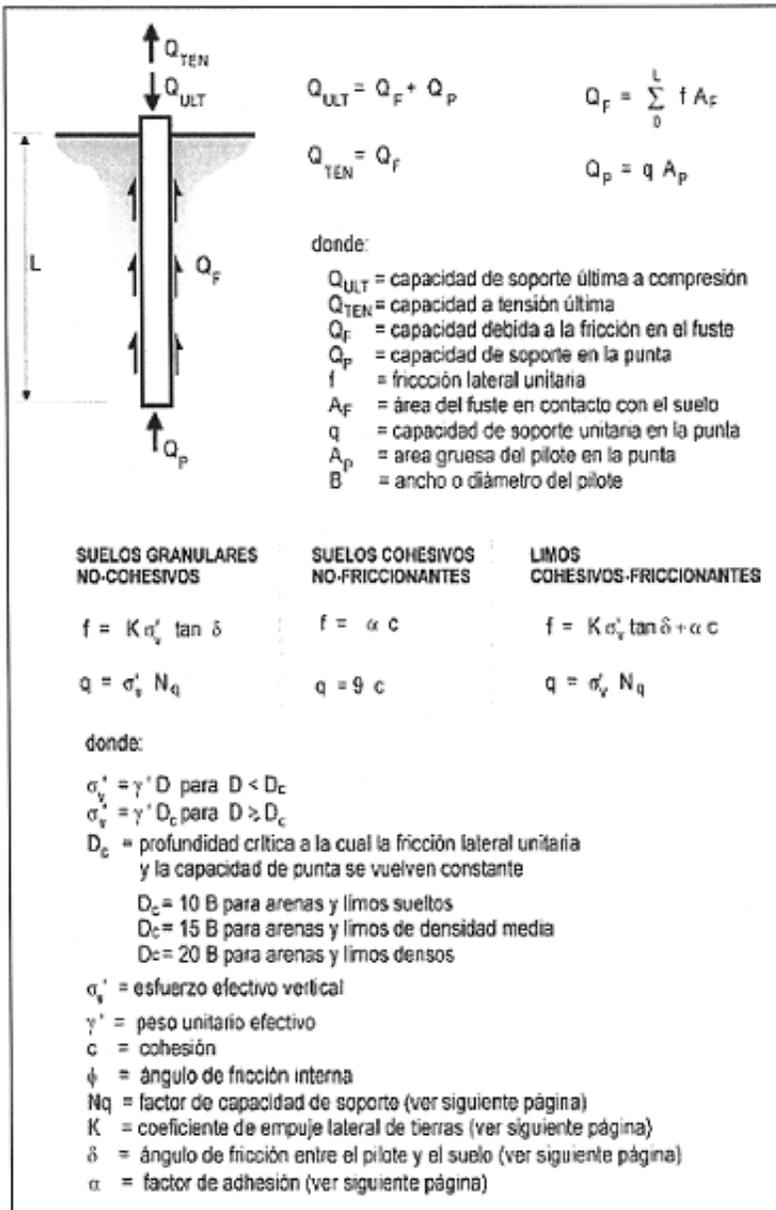


Figura 5.4.3.1 Capacidad de Soporte de Pilotes en base a Fórmulas Estáticas. (5)



Se adiciona la Página 195B al documento original:

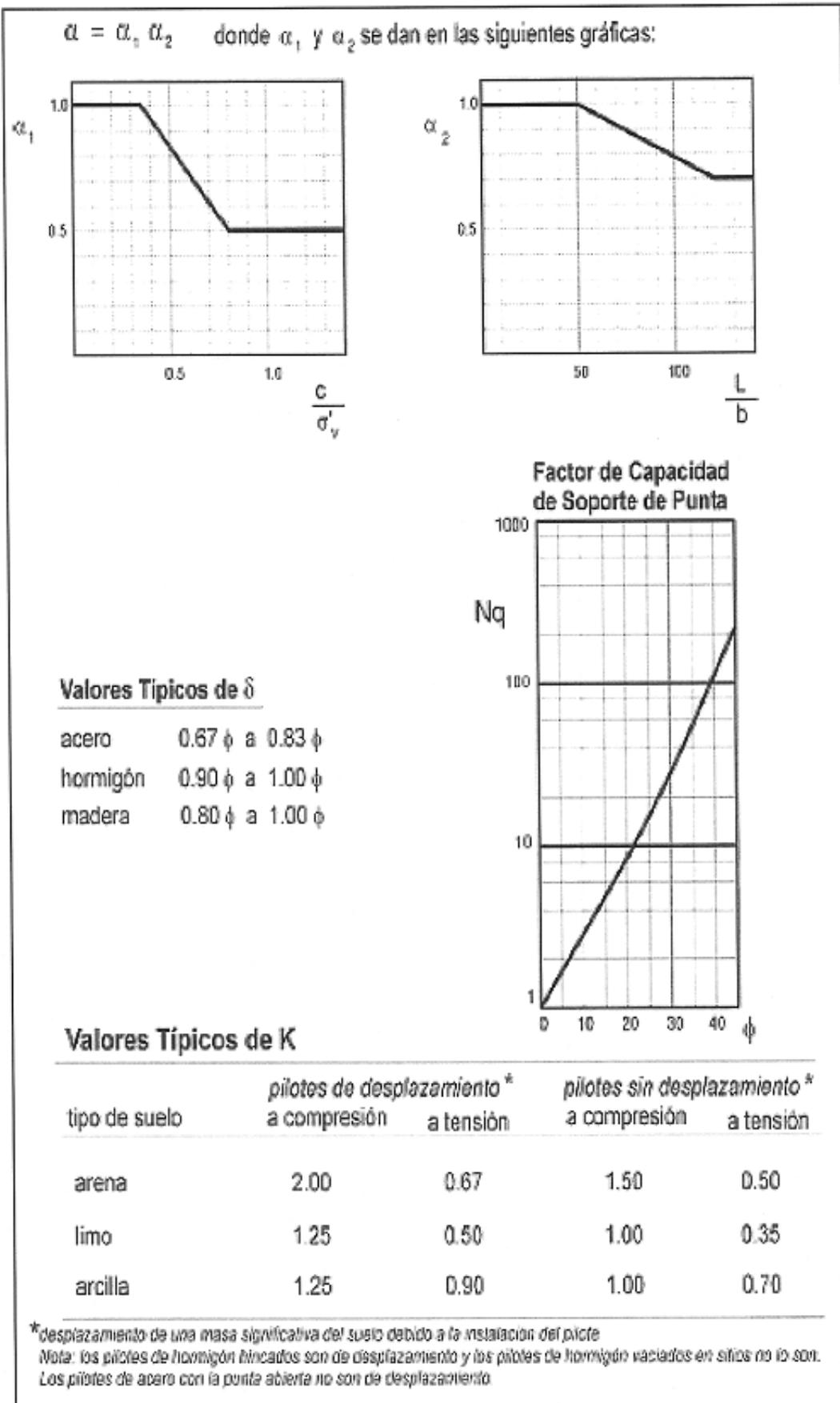


Figura 5.4.3.1 Capacidad de Soporte en base a Fórmulas Estáticas (cont.)
(5)



Se adiciona la Página 195-C al documento original:

Diagram labels: mazo del martillo (W_r), arreglo de hincado, pilote (W_p), R_u .

$$R_u = \frac{12 e_f E_n}{s + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3)} \left[\frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \right]$$

donde:

- R_u = capacidad de carga última del pilote (en punta y en fricción lateral)
- s = desplazamiento vertical permanente del pilote (pulgadas)
- W_p = peso del pilote (libras)
- W_r = peso del mazo del martillos (lbs)
- E_n = energía nominal del martillo (lbs-pie)
- e_f = eficiencia del martillo (proporcionada por el fabricante)
- e = coeficiente de restitución del impacto
- C_1 = compresión elástica del casco del pilote (plg)
- C_2 = compresión elástica del pilote (plg)
- C_3 = compresión temporal del suelo debajo del pilote

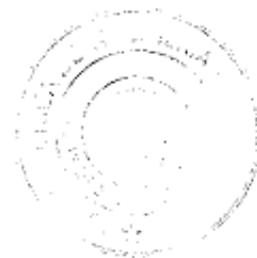
Valores típicos del Coeficiente de Restitución

- $e = 0.80$ para el hincado de pilotes de acero con cojín de micarta
- $e = 0.55$ para el hincado de pilotes de acero sin cojín
- $e = 0.50$ para el hincado de pilotes de acero u hormigón con cojín de madera bien compactada
- $e = 0.50$ para el hincado de pilotes de hormigón con casco de acero
- $e = 0.40$ para el hincado de pilotes de hormigón sin casco
- $e = 0.40$ para el hincado de pilotes de acero u hormigón con cojín de madera medianamente compactado
- $e = 0.25$ para el hincado de pilotes de acero u hormigón con cojín de madera fresca

Valores típicos de los coeficientes C_1 , C_2 y C_3

- $C_1 = 0.00004 (R_u A)$ en pulgadas
- $C_2 = 12 (R_u L) / (A E)$ en pulgadas
- $C_3 = 0.1$ pulgadas

Figura 5.4.3.2 Fórmula Dinámica de Hiley para Hincado de Pilotes (13)



Se adiciona la Página 195-D al documento original:

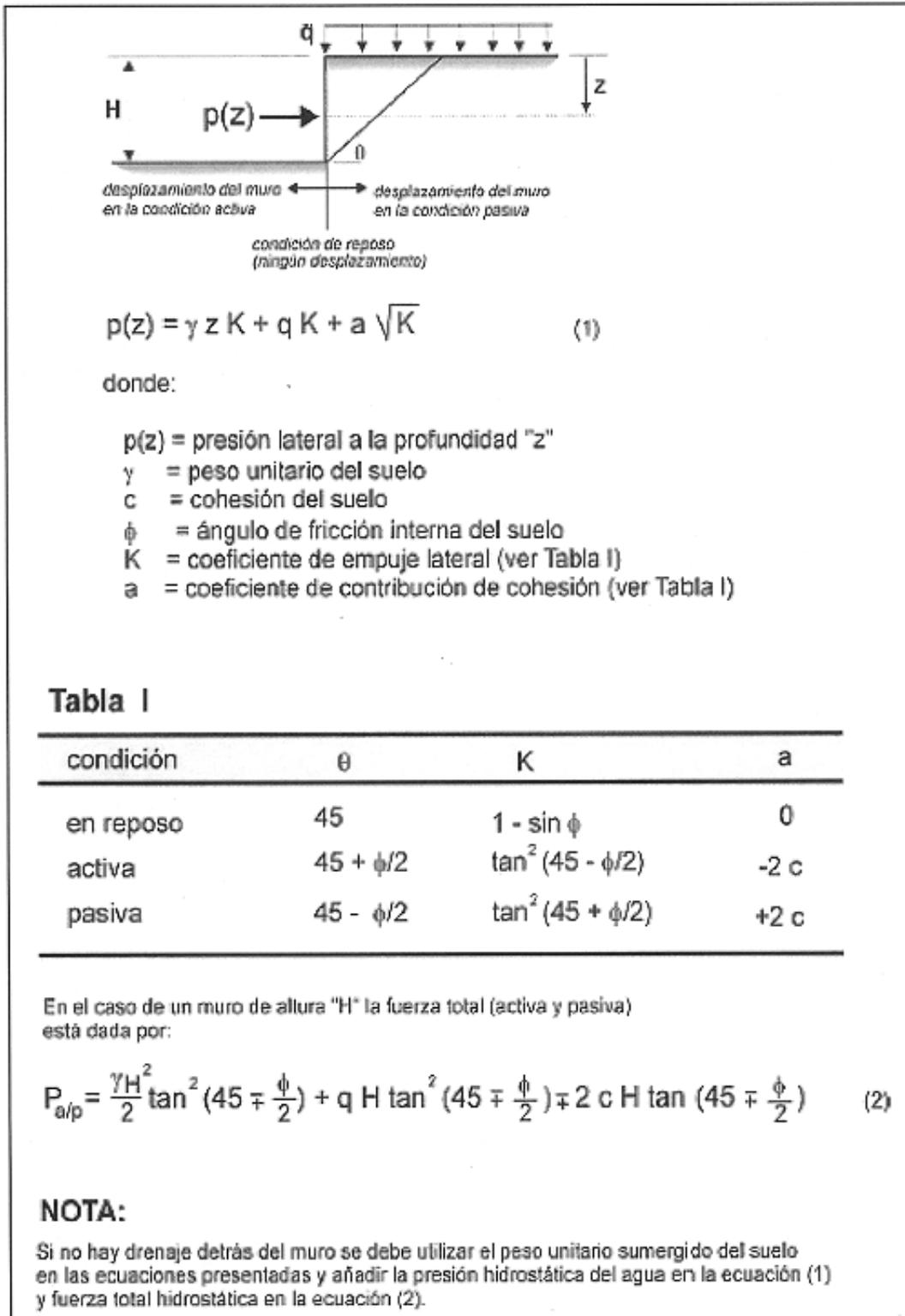


Figura 5.5.3 Presiones Laterales de Tierra (20, 22, 23, 39, 47, 54)



Se modifica la Página 198 del documento original, quedando así:

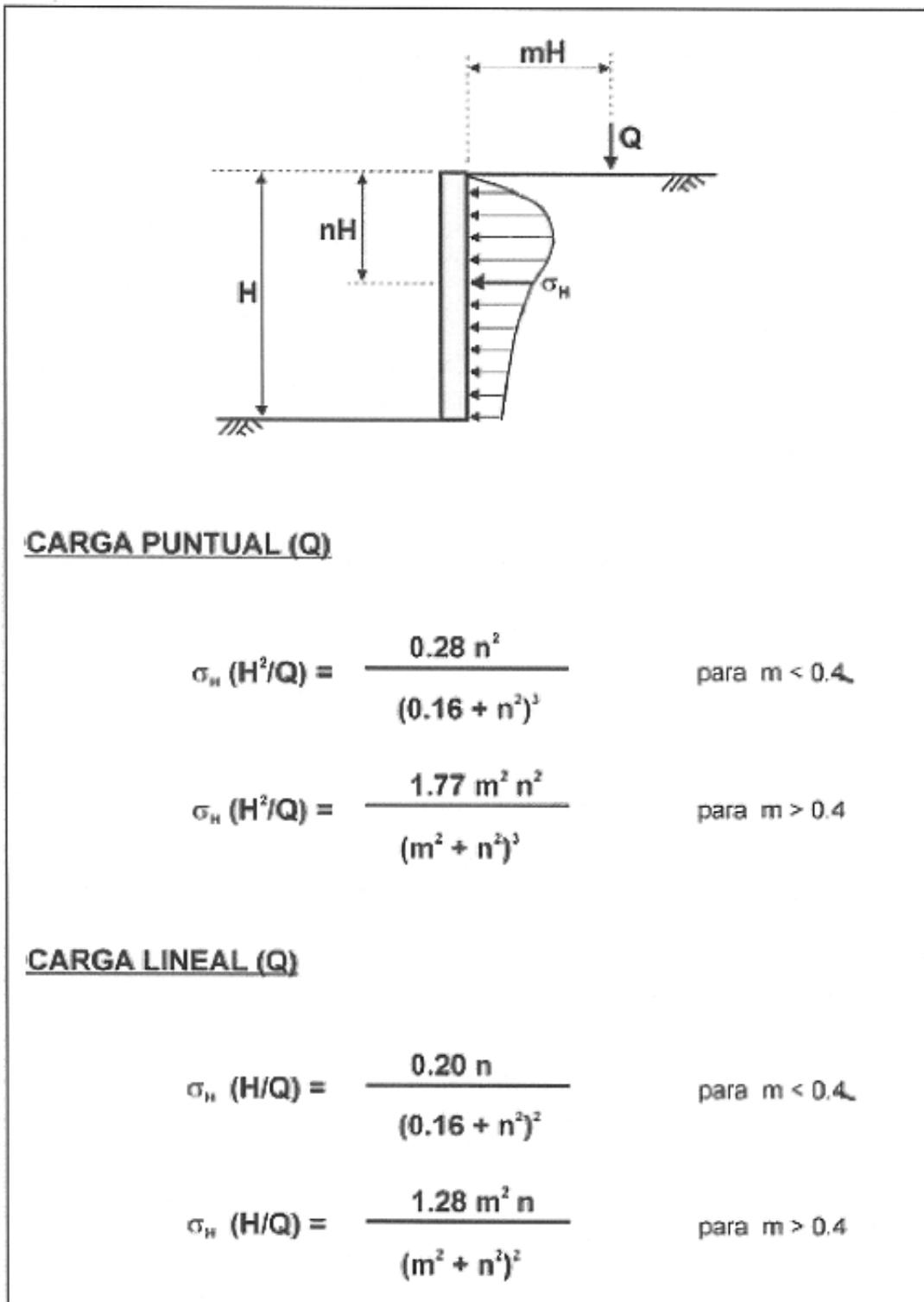


Figura 5.5.3.4 Efecto de Sobrecarga sobre Presiones Laterales (23)



Se adiciona la Página 201-A al documento original:

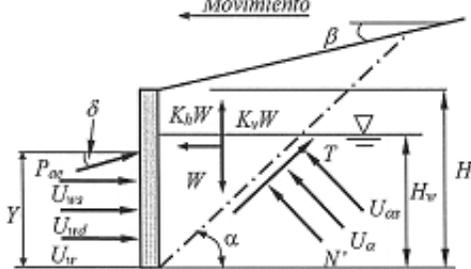
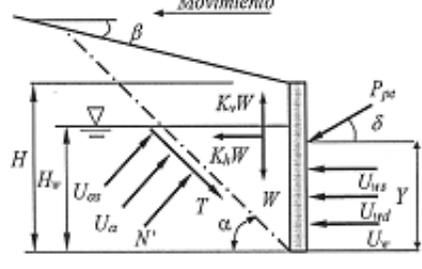
a) Método de Mononobe-Okabe	
<p>Fuerzas de Empuje (Activa)</p>  <ol style="list-style-type: none"> 1) $P_{ax} = \frac{K_a \gamma_w (1 - k_v) H^2}{2}$ 2) $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos \beta} \right]}$ 3) $P_a = \frac{K_a \gamma_w H^2}{2}$ 4) $K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cos \beta} \right]}$ 5) $\Delta P_a = P_a \cos(\delta) - P_{ax} \cos(\delta)$ 6) $Y = \frac{P_a \cos(\delta) (\gamma_{eq}) + \Delta P_a (0.6H)}{P_a \cos(\delta)}$ 7) $\gamma_{eq} = \frac{H}{3}$ cuando esta seco o totalmente sumergido 8) $P_{activa} = P_a \cos(\delta) + U_v + U_{vs} + U_{vd}$ 	<p>Fuerzas Resistentes (Pasiva)</p>  <ol style="list-style-type: none"> 1) $P_{px} = \frac{K_p \gamma_w (1 - k_v) H^2}{2}$ 2) $K_p = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos \beta} \right]}$ 3) $P_p = \frac{K_p \gamma_w H^2}{2}$ 4) $K_p = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta) \cos \beta} \right]}$ 5) $\Delta P_p = P_p \cos(\delta) - P_{px} \cos(\delta)$ 6) $Y = \frac{P_p \cos(\delta) (\gamma_{eq}) - \Delta P_p (0.6H)}{P_p \cos(\delta)}$ 7) $\gamma_{eq} = \frac{H}{3}$ cuando esta seco o totalmente sumergido 8) $P_{pasiva} = P_p \cos(\delta) + U_v + U_{vs} + U_{vd}$
b) Modificaciones por Condición de Agua	
<p>Seco $\gamma_{eq} = \gamma$ $\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_b}{1 - K_v} \right]$ $U_w = 0$ $U_{wd} = 0$ $U_{vs} = 0$ $U_a = 0$ $U_{av} = 0$</p>	<p>Sumergido $\gamma_s = \gamma_w - \gamma_w$ $\gamma_d = \frac{\gamma_w}{(1 + w)}$ $\gamma_{eq} = \gamma + \gamma_s (1 - \Delta \sigma_v)$ totalmente sumergido; $\Delta \sigma_v = \frac{\Delta \sigma}{\sigma_v}$ $\gamma_{eq} = \gamma + \gamma_w \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right]$ parcialmente sumergido</p> <p>Agua Restringida (baja permeabilidad) $\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{sat} K_b}{\gamma_{eq} (1 - K_v)} \right]$ $U_{wd} = 0$</p>
	<p>Agua Libre (alta permeabilidad) $\psi = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_d K_b}{\gamma_{eq} (1 - K_v)} \right]$ $U_{wd} = \frac{7}{12} K_b \gamma_w H_w^2 @ \gamma_{wd} = 0.4H_w$</p>

Figura 5.5.5.1 Método de Mononobe-Okabe (Referencias 6,17,25)



Se adiciona la Página 201-B al documento original:

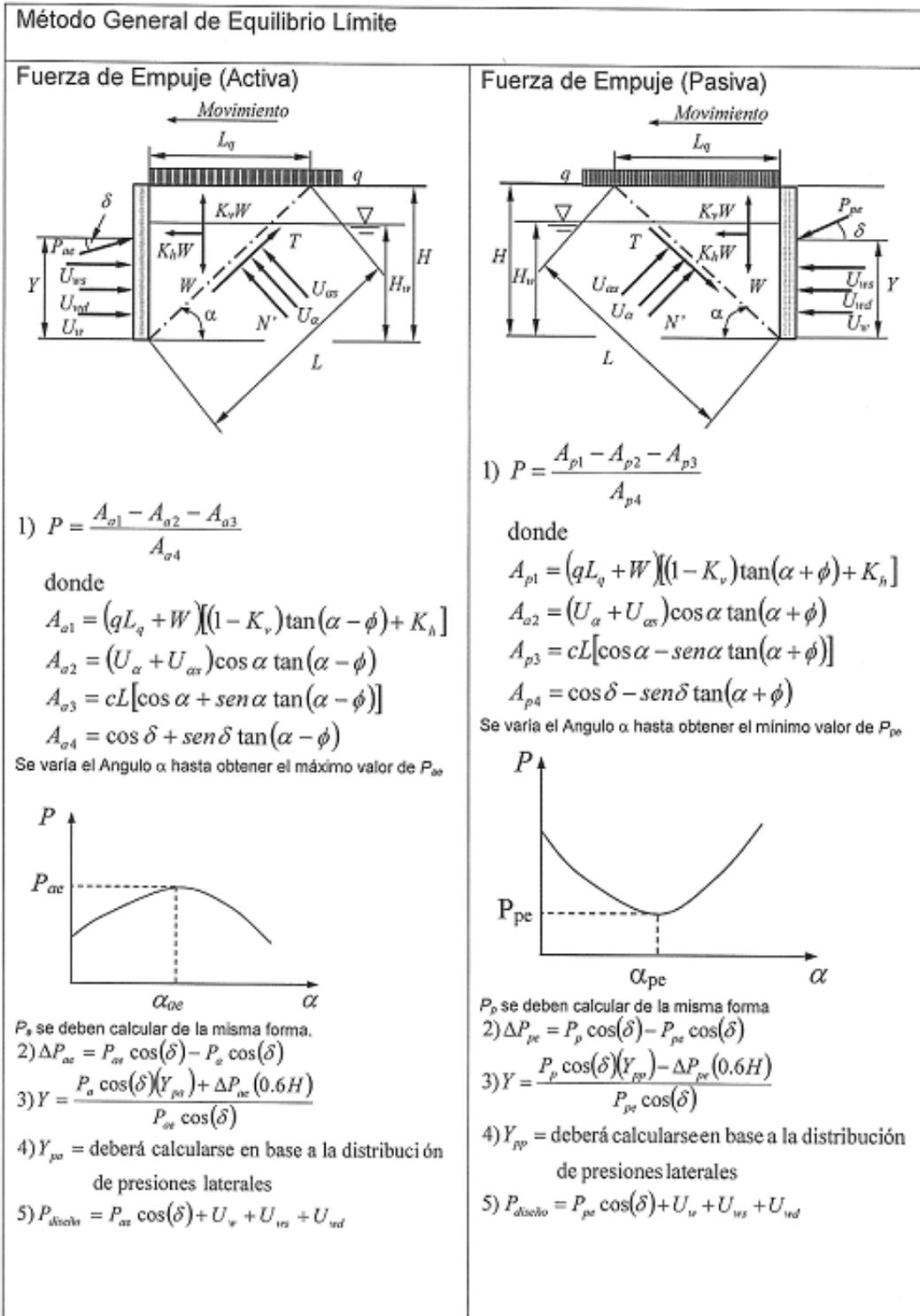
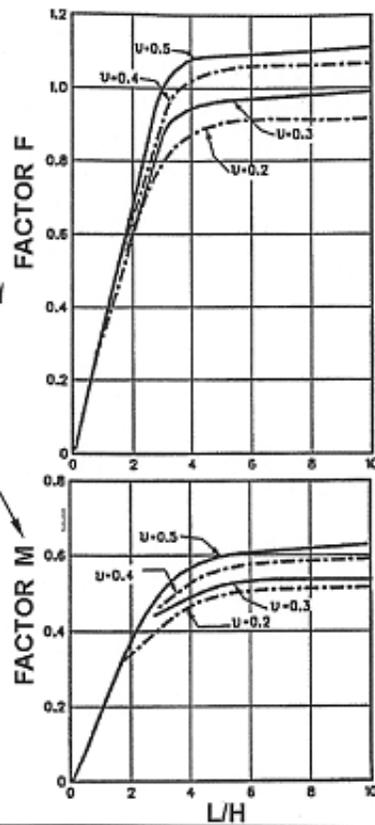
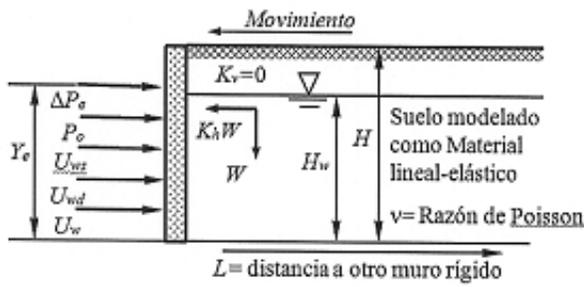


Figura 5.5.5.2 Método General de Equilibrio Límite (Referencias 6, 17)



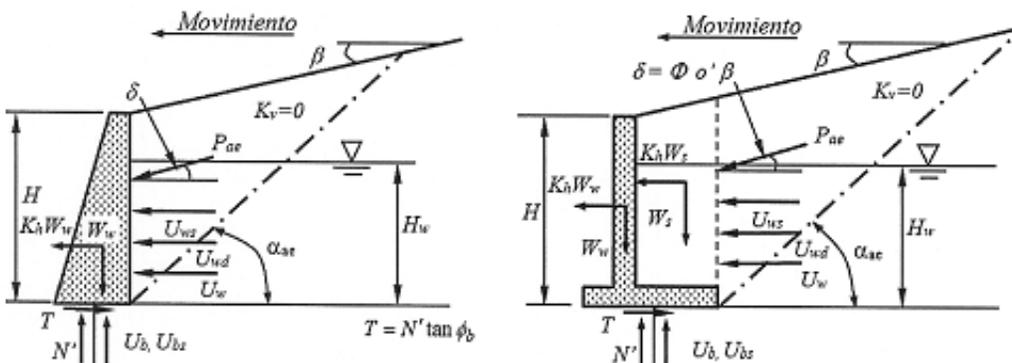
Se adiciona la Página 201-C al documento original:

a) Método Para Muros Restringidos



- 1) $L =$ Asumir un valor muy grande, $\frac{L}{H} \geq 10$
- 2) $K_h = \frac{A_{pga}}{g}$
 A_{pga} = Aceleración Horizontal Máxima del Suelo
- 3) $\Delta P_e = \gamma H^2 K_h F$ = Incremento de fuerza lateral dinámica
 $\Delta M_e = \gamma H^3 K_h M$ = Incremento de momento de volcamiento dinámico
- 4) Y_e = Punto de Aplicación de ΔP_e
 $Y_e = \frac{\Delta M_e}{\Delta P_e} \approx 0.63H$
- 5) $P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma_{eq} H^2$
 K_o = Coeficiente de presión lateral en reposo (ver sección 5.5.3.1)
- 6) U_{ws}, U_{wd}, U_w = ver Figura 5.5.5.3
- 7) $P_{diseño} = P_o + \Delta P_e + U_{ws} + U_{wd} + U_w$

b) Método por Desplazamiento Permisible



- 1) $K_{h1}^* = \frac{A_{pga}}{g} \left[0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left(\frac{d_{perm} A_{pga}}{V_{pgv}^2} \right) \right]$
- 2) Calcular P_{ae} usando K_{h1}^* y $K_v = 0$
- 3) $K_{h2}^* = \tan \phi_b - \frac{P_{ae} (\cos \delta - \sin \delta \tan \phi_b) + U_w + U_{ws} + (U_b + U_{bz}) \tan \phi_b}{W_w + W_s}$
- 4) Repetir hasta que $K_{h2}^* = K_{h1}^*$

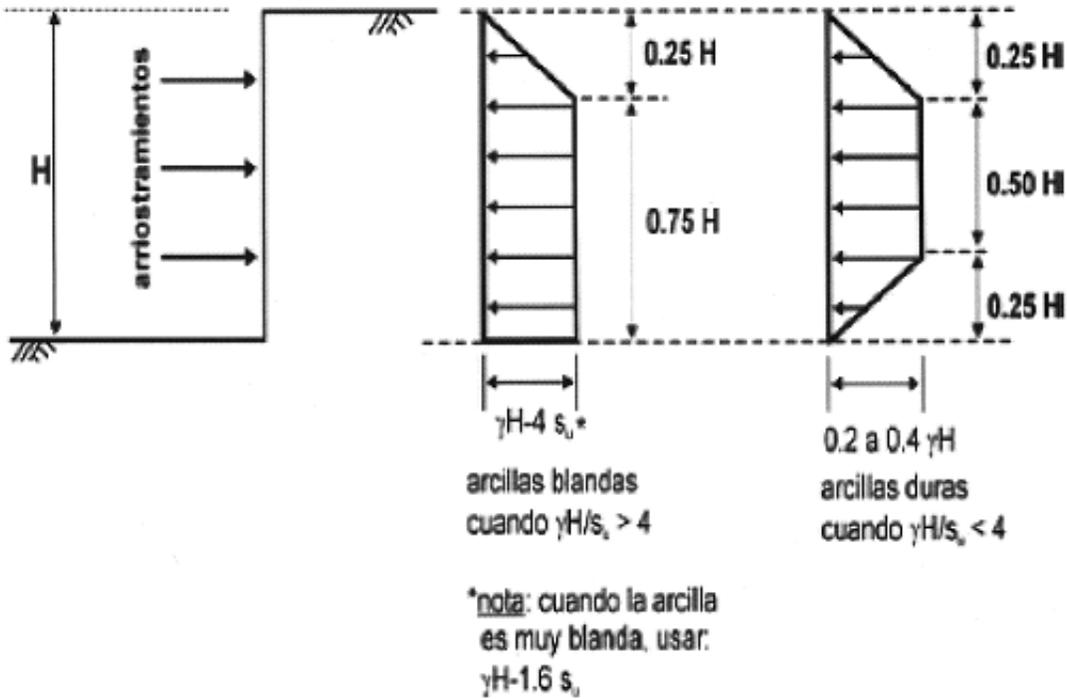


Se adiciona la Página 201-D al documento original:

a) Definición de Variables y Observaciones de las Figuras 5.5.5.1, 5.5.5.2 y 5.5.5.3	
<p>T = Fuerza Cortante Resistente del Plano de Falla $T = N \tan \phi \Rightarrow$ para el método de Mononobe-Okabe $T = N \tan \phi + cL \Rightarrow$ para el método de Equilibrio Límite de Cuña U_b = Fuerza Hidrostática en la base del muro U_{bs} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros en la base del muro U_w = Fuerza Hidrostática detrás del Muro = $\frac{1}{2} \gamma_w H_w^2 @ Y_w = 0.33 H_w$ U_{wd} = Fuerza Hidrodinámica detrás del Muro = $\frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^2 @ Y_{wd} = 0.4 H_w$ U_{ws} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros = $U_{ws1} + U_{ws2}$ $U_{ws1} = \frac{1}{2} \gamma_b \Delta r_u H_w^2 @ Y_{ws1} = 0.33 H_w$ $U_{ws2} = \gamma_d \Delta r_u (H - H_w) H_w @ Y_{ws2} = 0.5 H_w$ U_a = Fuerza Hidrostática a lo largo de la Superficie de Falla = $U_w \frac{1}{\sin \alpha}$ U_{as} = Fuerza Inducida por el sismo como exceso de presión de poros = $U_{ws} \frac{1}{\sin \alpha}$</p> <p>$Y$ = Punto de Aplicación de P_{oe} y P_{pe} Y_{pa}, Y_{pp} = Punto de Aplicación de P_a y P_p Y_w = Punto de Aplicación de U_w Y_{wd} = Punto de Aplicación de U_{wd} Y_{ws} = Punto de Aplicación de U_{ws} γ = Peso Unitario del Suelo γ_b = Peso Unitario Sumergido = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ γ_d = Peso Unitario Seco = $\frac{\gamma_{sat}}{(1+w)}$ $\gamma_{eq} = \gamma_b(1 - \Delta r_u)$ Peso Unitario Equivalente del Suelo Totalmente Sumergido y con Exceso de Presión de Poros $\gamma_{eq} \approx \gamma_{sat} \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{H_w}{H} \right)^2 \right]$ Peso Unitario Equivalente del Suelo Parcialmente Sumergido γ_{sat} = Peso Unitario del Suelo Saturado γ_w = Peso Unitario del Agua Δr_u = Razón de Exceso de Presión de Poros = $\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$ Δu = Exceso de presión de Poros Inducida por un Sismo</p>	<p>a_h, a_v = Aceleración pseudo-estática A_{pga} = Aceleración Máxima del Sitio c = Cohesión del Suelo d_{perm} = Desplazamiento permisible en la parte superior del muro g = Aceleración de la Gravedad H = Altura del Muro H_w = Altura del Nivel de Agua K_h = Coeficiente de Aceleración Horizontal = a_h/g K_v = Coeficiente de Aceleración Vertical = a_v/g N = Fuerza Efectiva Normal al Plano de Falla P_{oe} = Fuerza de Empuje (Dinámica) P_{pe} = Fuerza Resistente (Dinámica) P_a = Fuerza de Empuje (Estática) P_p = Fuerza Resistente (Estática) $P_{diseño}$ = Fuerza de Diseño q = Sobrecarga Muerta V_{pga} = Velocidad Máxima del Sitio W = Peso de Cuña W_w = Peso de Muro W_s = Peso de Suelo Confinado w = Contenido de Humedad del Suelo α = Inclinación del Plano de Falla β = Inclinación del Terreno δ = Ángulo de Fricción entre Muro y Suelo ϕ = Ángulo de Fricción del Suelo ϕ_b = Ángulo de Fricción en la Base del Muro σ'_v = Esfuerzo Efectivo Inicial Vertical ψ = Ángulo de Inercia Sísmico</p>
<p>b) Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> El Método de Mononobe-Okabe está limitado a que $\beta \leq \phi - \psi$ y $K_h \leq (1 - K_v) \tan \phi$. También está limitado a condiciones homogéneas y a una superficie uniforme. Cuando esto no se cumpla, se debe utilizar el método general de equilibrio límite y cuña. La componente $(1 - K_v)$ cambia a $(1 + K_v)$ cuando K_v es hacia abajo. A medida que el ángulo de inercia sísmico aumenta, ψ, K_{oe} se acerca a K_{sc}. Cuando se utiliza el Método General de Equilibrio Límite, P_{oe}, P_{pe}, P_a y P_p se deben calcular de la misma forma y misma cuña. Cuando el material de relleno está totalmente o parcialmente sumergido, se debe calcular un peso unitario equivalente, γ_{eq}, que se utiliza en el cálculo de P_{oe} y P_{pe}, como se indica en las figuras 5.5.5.1. El Profesional Idóneo deberá decidir si incluye o no el efecto del exceso de presión de poros que se pueda generar durante un sismo (U_w). Cuando Δr_u se acerca a 1.0, el relleno se ha licuado. U_w se calculará como $7/12 K_h \gamma_{sat} H^2$. La asunción de Y_{pa} y Y_{pp} igual a $H/3$ no es válida cuando el relleno no es homogéneo, cuando hay sobrecargas y cuando está parcialmente sumergido. Deberá calcularse en base a la distribución de presiones laterales. 	

Se adiciona la Página 203-A al documento original:

SUELOS COHESIVOS



SUELOS FRICCIONANTES

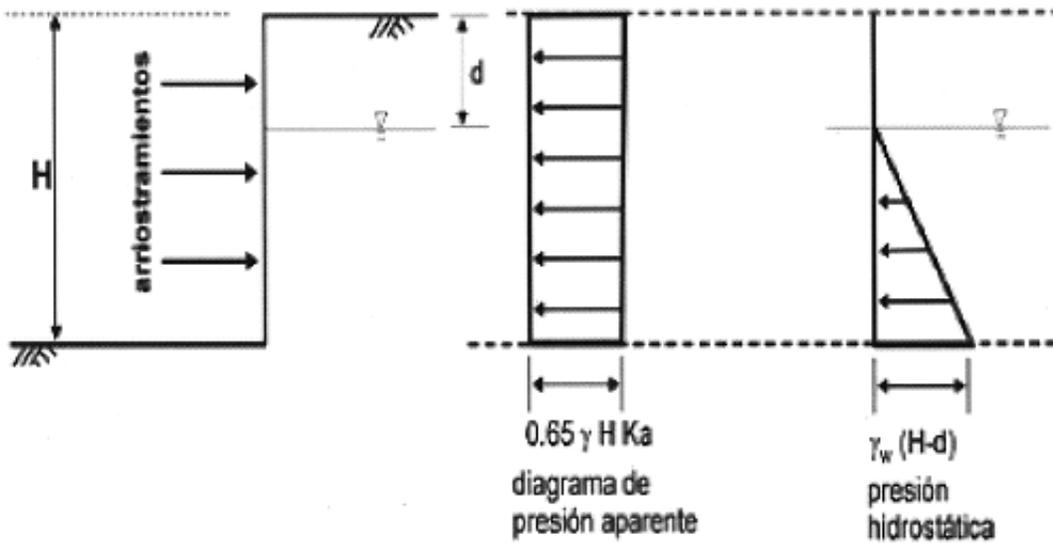


Figura 5.6.3.1 Distribución Lateral de Presiones Laterales en Excavaciones Arriostradas (23)