

TUES
1501
R173c
1995
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES COLADOS EN EL SITIO.

TRABAJO DE GRADUACION PRESENTADO POR:
CARLOS MANUEL RAMIREZ FAJARDO
HENRY EDGARDO FLORES

PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

15102081

15102081

AGOSTO DE 1995



SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTROAMERICA

Rec. 30/08/95



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL.

**TITULO: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES
COLADOS EN EL SITIO.**

**PRESENTADO POR: CARLOS MANUEL RAMIREZ FAJARDO
HENRY EDGARDO FLORES**

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:



COORDINADOR Y ASESOR: ING. PORFIRIO LAGOS VENTURA

ASESOR: ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA

SAN SALVADOR, AGOSTO 1995.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR.

SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS



ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL.

DIRECTOR:

ING. JULIO EDGARDO DONILLA ALVAREZ

DEDICATORIA

- A Nuestro Padre Celestial que me otorgó fe, esperanzas y fuerzas para poder luchar y lograr lo que ahora es una realidad.
- A mi amada MADRE PORFIRIA FAJARDO que siempre luchó y se esforzó por mí, con la esperanza de ver realizados sus sueños.
- A mi PADRE HECTOR RAMIREZ que me dio fortaleza para mantenerme firme ante cualquier situación.
- A mis tres queridos hermanos LUIS, RUTH Y ROSA quienes contribuyeron enormemente con este triunfo.
- A mis familiares que sintieron mis necesidades y estuvieron prestos a ayudarme, especialmente a mi tía IRENE RAMIREZ.
- A todos mis amigos que me animaron en todo momento impulsandome a la superación.

CARLOS RAMIREZ.

DEDICATORIA

- A Dios Todopoderoso, por permitirme lograr este triunfo con la culminación de este trabajo.

- A mi madre, por sus esfuerzos y sacrificios para que alcanzara mis objetivos.

- A mi abuela, por todo su apoyo durante el desarrollo de mis estudios.

- A mis hermanas, por estar siempre a mi lado dándome ánimos para seguir adelante.

- A mis familiares, por estar siempre pendientes y dispuestos a ayudarme en mis necesidades.

- A todos los maestros, por transmitirme sus conocimientos a lo largo de mi vida de estudiante, especialmente a mi profesora de primaria, Nidia Yolanda Barahona de Orellana, por forjar las bases del éxito que ahora obtengo.

- A mis amigos, que estuvieron pendientes y me animaron siempre a seguir adelante.

HENRY FLORES.

AGRADECIMIENTOS

En este apartado se da un total y verdadero agradecimiento a todas aquellas personas y empresas que con su apoyo ya sea con equipo, conocimientos técnicos, información documental, etc. contribuyeron para la real ejecución del estudio y la obtención de resultados satisfactorios:

- ING. CESAR TABLAS
- ELECTROCONSULT S.A. DE C.V.
- C.P.K. CONSULTORES
- ICIA S.A. DE C.V.
- B.O.A PILOTES
- CONCRETERA SALVADOREÑA S.A. DE C.V.
- CORINCA S.A. DE C.V.
- F.C. S.A DE C.V.

Agradecemos especialmente a los ASESORES de este trabajo, que con su enorme interés en la investigación, contribuyeron a que fuese un éxito.

LOS AUTORES.

INDICE.

RESUMEN	1
1.0 CAPITULO I (INTRODUCCION)	
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 JUSTIFICACION	3
1.3 OBJETIVOS	
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	5
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	5
1.4 ALCANCES	6
2.0 CAPITULO II	
2.1 TEORIAS DE FALLA	
2.1.1 GENERALIDADES	7
2.1.2 C.A. COULOMB	9
2.1.3 TERZAGHI	11
2.1.4 O. MOHR	12
2.2 DEFORMACION Y RESISTENCIA DE SUELOS	
2.2.1 RESISTENCIA Y DEFORMACION DE SUELOS SECOS SIN COHESION	18
2.2.2 RESISTENCIA Y DEFORMACION DE SUELOS HUMEDOS SIN COHESION	24
2.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS COHESIVOS .	25
2.3 TEORIA DE LA ELASTICIDAD	32
2.4 TEORIA DE LA PLASTICIDAD	35
2.5 ESTADOS DE EQUILIBRIO PLASTICO	39

2.6	GENERALIDADES SOBRE PILOTES	
2.6.1	FUNCION DE LOS PILOTES	43
2.6.2	TIPOS DE PILOTES	44
2.6.2.1	PILOTES DE MADERA	45
2.6.2.2	PILOTES DE CONCRETO	46
2.6.2.3	PILOTES DE ACERO	47
2.7	CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE	
2.7.1	GENERALIDADES	48
2.7.2	FACTORES DE QUE DEPENDE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PILOTE	50
2.7.3	TRANSFERENCIA DE LA CARGA DE PILOTE . . .	51
2.7.4	RESISTENCIA DE LA PUNTA	54
2.7.5	RESISTENCIA POR EL FUSTE	55
2.7.6	EFECTO DEL PILOTE EN EL SUELO	57
2.7.7	ESFUERZOS ALREDEDOR DEL PILOTE	59
2.7.8	ANALISIS ESTATICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE	62
2.7.9	TEORIA DE MEYERHOF	66
2.8	ASENTAMIENTOS DE PILOTES COLADOS EN EL SITIO	
2.8.1	ARENAS	78
2.8.2	SUELOS COHESIVOS	79
2.9	PILOTES DE FRICCION HINCADOS AL GOLPE	
2.9.1	GENERALIDADES	80
2.9.2	FORMULAS DINAMICAS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES HINCADOS AL GOLPE . .	90

2.10	PILOTES COLADOS EN EL LUGAR	
2.10.1	GENERALIDADES	102
2.10.2	PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU	
	CON MOLDE	104
2.10.3	PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU	
	SIN MOLDE	112
2.10.4	PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU	
	PERFORADOS CON LODO	118
2.10.5	COLADO DE PILOTES EN ESTRATOS CON	
	AGUA O LODO	121
2.11	GRUPOS DE PILOTES	
2.11.1	GENERALIDADES	125
2.11.2	EFICIENCIA DEL GRUPO DE PILOTES	127
2.11.3	ASENTAMIENTO DEL GRUPO DE PILOTES	135
- 2.11.4	PILOTES INCLINADOS EN GRUPO	138
2.12	FRICCION NEGATIVA	141
3.0	PRUEBAS DE CARGA (CAPITULO II)	
3.1	INTRODUCCION	151
3.2	PRUEBA DE CARGA ESTATICA	
3.2.1	GENERALIDADES	153
3.2.2	RAPIDEZ DE ASENTAMIENTO MINIMO	154
3.2.3	INCREMENTO DE TIEMPO CONSTANTE	156
3.2.4	CON DOS CICLOS DE CARGA Y DESCARGA	158
3.2.5	CON CARGA CICLICA (ASTM)	159
3.2.6	CON RAZON DE PENETRACION CONSTANTE	163
3.2.7	CON CONTROL DE ASENTAMIENTO	165

3.3	INSTALACION PARA UNA PRUEBA DE CARGA ESTATICA	
3.3.1	SISTEMA DE REACCION	168
3.3.2	EQUIPO DE APLICACION DE LA CARGA	173
3.3.3	DISPOSITIVOS DE MEDICION	176
3.4	PRESENTACION DE LOS RESULTADOS	182
3.5	INTERPRETACION DE LA PRUEBA	187
3.6	PRUEBA DE CARGA LATERAL	
3.6.1	PRUEBA DE CARGA ESTATICA	191
3.6.2	PRUEBA CICLICA DE CARGA Y DESCARGA	192
4.0	DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES	
4.1	DISEÑO DE CABEZALES	197
4.1.1	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	201
4.2	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES	202
4.3	ANALISIS Y DISEÑO DE GRUPOS DE PILOTES	204
5.0	DISEÑO DE PRUEBA DE CARGA	
5.1	INTRODUCCION	211
5.2	ELECCION DEL TIPO DE PRUEBA	112
5.3	PROFUNDIDAD DE LOS PILOTES DE PRUEBA	212
* 5.4	DIAMETRO DEL PILOTE	214
5.5	DISEÑO DEL SISTEMA DE REACCION	214
5.6	EQUIPO DE APLICACION DE LA CARGA	218
5.7	EQUIPO DE MEDICION DE ASENTAMIENTOS	218
5.8	PROCEDIMIENTO DE CARGA DE LOS PILOTES	220
6.0	DESCRIPCION DE CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO	
6.1	INTRODUCCION	224

6.2	EXCAVACION	224
6.3	PENETRACION NORMAL	225
6.4	PRUEBA PROCTOR (AASHTO T-99)	228
7.0	DATOS DE PRUEBA DE CARGA	
7.1	INTRODUCCION	229
7.2	CARGA DEL PILOTE	229
8.0	ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	
8.1	INTRODUCCION	240
8.2	CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE SEGUN LA PENETRACION NORMAL	
		240
8.3	CALCULO DEL COEFICIENTE LATERAL DE TIERRAS EN REPOSO	
		242
9.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
9.1	CONCLUSIONES	248
9.2	RECOMENDACIONES	251
	BIBLIOGRAFIA	254
	ANEXO A: NORMA PARA PRUEBA NORMAL DE CARGA (ASTM)	
	ANEXO B: UBICACION DE LOS PILOTES DE PRUEBA	
	ANEXO C: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
	ANEXO D: CARTA DE CALIBRACION DEL GATO HIDRAULICO	

RESUMEN.

Existen diferentes tipos de pilotes, la clasificación puede basarse en el material de su construcción (madera, concreto, etc.) según el procedimiento constructivo (hincados y colados en el sitio) y por su comportamiento bajo cargas aplicadas (por punta, fricción y por ambas).

En nuestro país generalmente se desprecia la contribución de la fricción cuando se está diseñando una cimentación piloteada, este puede no estar de acuerdo al comportamiento real del sistema suelo-pilote. Para poder tener un conocimiento un tanto acertado de las cimentaciones piloteadas es necesario estudiar las teorías de fallas más importantes tales como MOHR-COULOMB, TERZAGHI, MEYERHOF Y RANKINE, entre otras.

La resistencia al corte de los suelos depende de la estructura de los granos, así tenemos suelos que su capacidad de carga se debe a la cohesión, algunos a la fricción entre sus granos y otros a ambas condiciones.

Los estados de equilibrio plástico del suelo son de los tópicos más importantes involucrados en los estudios de los pilotes, dado que es la presión lateral de tierras la que origina la resistencia por fricción del pilote.

El conocimiento del comportamiento del pilote es muy difícil de determinar por medio de ensayos del suelo donde se va a cimentar, sin embargo, la mejor forma es ejecutando pruebas de carga en el elemento; para esto es necesario conocer las normas que existen para ello (ASTM D1143-83, por ejemplo), dado que estas establecen los procedimientos existentes, los requisitos de los equipos de medición y la ubicación de ellos; así como también la construcción de las estructuras de aplicación de la carga, etc. El diseño de una prueba de carga es la elaboración de un procedimiento que abarca todas aquellas actividades necesarias a seguir para llevar a cabo el ensayo, así como el diseño estructural del sistema de anclaje y la elección del equipo necesario para la medición de la carga y asentamientos.

Durante la prueba de carga se realiza un registro de datos de tiempo, carga y asentamiento de los equipos, para luego construir las gráficas necesarias que permiten analizar el comportamiento del pilote y poder concluir acertadamente sobre los resultados.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES.

En nuestro país son muy escasos los estudios realizados a proyectos construidos sobre cimentaciones profundas (pilotes), como también su utilización a gran escala. Ya que en los últimos años se han desarrollado construcciones sobre pilotes de gran diámetro, en varios edificios de gran importancia estructural, como es el caso de los edificios del Hogar del Niño, Centro Comercial Plaza Merliot, Edificio Oncológico del Seguro Social, Plan Maestro del Centro de Gobierno, entre otros. Además han sido bastante utilizadas en el recalce de cimentaciones existentes como parte de la reparación de edificios, principalmente después del terremoto de 1986. Entre otros tenemos el uso de pilas Benoto hasta de 1.50 m de diámetro para el puente de Aguas Calientes, siendo el sistema hincado in-situ, del casing, que es la introducción de un molde metálico que se saca durante el colado.

Debido a la demanda en la construcción, los sitios que aún quedan para construir, muchas veces son suelos sueltos u

orgánicos con baja capacidad de carga, por lo que se está haciendo uso, cada vez con más frecuencia, de pilotes o pilas para cimentar adecuadamente edificaciones tanto grandes como medianas; éstos son diseñados, en la gran mayoría de casos, para transferir la carga al suelo por medio de la punta, debido a la poca información que se tiene sobre la fricción en el fuste de los pilotes.

En El Salvador se acostumbra construir los pilotes de manera artesanal, haciendo primero la excavación y colocando luego el refuerzo para colar seguidamente el concreto, sin tomar en cuenta el tiempo transcurrido entre la excavación y el colado.

En el país existe, actualmente, sólo una empresa con capacidad para realizar pruebas de carga en pilotes, siendo el costo exageradamente elevado, encareciendo así el valor de los proyectos.

1.2 JUSTIFICACIONES.

Debido a la incertidumbre que generan las fórmulas que se utilizan para calcular la capacidad de carga de pilotes, porque no existe un estudio que comprenda la totalidad de características y variables que puedan influir en el suelo y su comportamiento, se hace necesario realizar pruebas de carga en aquellas zonas en que aún no se conoce la reacción del suelo ante tales cargas.

Según investigaciones preliminares se ha podido comprobar que la contribución de reacción del suelo, es transmitida por el elemento cimentante tanto por punta como por fricción lateral del suelo, aún cuando no se ha llegado a un estrato de alta resistencia, condición que hace pensar que la contribución de la fricción lateral es considerable.

En otros países se han desarrollado estudios de cimentaciones sobre pilotes, pero éstos están enfocados a la construcción de éstos por métodos que en nuestro país no se pueden utilizar, generalmente, debido a que no hay disponibilidad del equipo necesario, por lo que se genera mayor incertidumbre respecto a su construcción, que tradicionalmente se realiza colándolos en el lugar,

especialmente sobre el efecto de la fricción.

Por lo anterior, es evidente la necesidad de determinar, de alguna manera, el efecto de la fricción lateral del suelo de los pilotes colados en el lugar y cuantificarla, en la medida de lo posible, para poder establecer criterios de diseño aplicables a las condiciones propias de la zona, para futuros diseños y construcciones de pilotes con un grado mínimo de incertidumbre, principalmente para los proyectos en los que no es factible económicamente la realización de pruebas de carga.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

Cuantificar la contribución de la fricción lateral del suelo en la capacidad de carga de los pilotes colados en el lugar.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Estudiar los métodos y procedimientos de diseño y construcción de pilotes colados en el lugar, empleados en el Area Metropolitana de San Salvador para conocer su comportamiento.
- Hacer un estudio comparativo de la capacidad de carga real de los pilotes, obtenida de las pruebas de carga, con la capacidad de carga teórica.
- Proponer algunas consideraciones para el diseño y construcción de pilotes colados en el lugar, para el Area Metropolitana de San Salvador.

1.4 ALCANCES.

- Se determinará la contribución de la fricción lateral del suelo en pilotes colados en el lugar como plan piloto para el Area Metropolitana de San Salvador.
- Se hará un análisis comparativo de la relación entre la capacidad de diseño de los pilotes y su capacidad real obtenida mediante pruebas de carga (suelo de la U.E.S).
- El estudio se realizará considerando solamente las cargas estáticas que puedan actuar durante el desarrollo de las pruebas.

CAPITULO II

2.1 TEORIAS DE FALLA.

2.1.1 GENERALIDADES

Frente al problema de la capacidad de carga de los suelos se han planteado muchas teorías para definir el momento de falla de éstos, actualmente la teoría mas aplicada para resolver el problema (considerando un factor de seguridad adecuado por la deficiencia de la teoría) es la de MOHR-COULOMB/¹; en la cual se considera que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar dicho material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla. La confiabilidad de los resultados depende de que los esfuerzos considerados sean los efectivos. El esfuerzo límite causante de la falla puede producir ya sea fractura o flujo plástico en el suelo.

La teoría MOHR-COULOMB está en el grupo que utiliza criterios dinámicos, es decir, que refiere la condición de

1. Ref. 1 Pág. 302

falla a esfuerzos actuantes/¹; a continuación se mencionarán otras teorías del mismo grupo:

A- Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine)

Supone que el mayor esfuerzo principal es el que determina la ruptura o el flujo plástico y sin depender de los demás esfuerzos principales; Bridgman en sus experimentos encuentra deficiente esta teoría ya que al tomar los tres esfuerzos principales iguales, el material es capaz de soportar grandes presiones sin que se dé una condición de falla.

B- Teoría del máximo esfuerzo cortante (Guest)

Esta teoría establece que el esfuerzo cortante máximo o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales es el que determina la falla, además, dicho esfuerzo cortante límite es una constante del material, esto último es una de las deficiencias de la teoría debido a que en arenas y arcilla el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante.

1. Ref.1 pág. 300

Anteriormente se mencionaron teorías de falla apoyadas en criterios dinámicos significando que existe otras sustentadas en criterios cinemáticos/¹, es decir, que la falla se define en términos de las deformaciones producidas, entre ellas tenemos la TEORIA DE LA DEFORMACION UNITARIA MAXIMA (Saint-Venat) que supone la falla la define la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, experimentado por el material sujeto a esfuerzos, ésta teoría en el fondo tiene poca aplicación, si al sujetarse a deformaciones principales iguales en tres direcciones cartesianas ortogonales y con una aplicación elevada de presión hidrostática, no se produce en él la ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones sean muy importantes.

2.1.2 C.A. COULOMB

Físico e ingeniero francés(1776)/² que atribuyó a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo, bajo las mismas leyes que sigue la fricción entre cuerpos ($F=\mu P$: μ =coeficiente de fricción; P =Fuerza normal a la superficie), según la Mecánica Elemental; admitiendo primeramente que los suelos fallan por esfuerzos cortantes a lo largo de planos de deslizamiento.

1. Ref. 1 Pág. 301

2. Ref. 1. Pág. 306

Coulomb establece que el esfuerzo cortante actuante en el suelo, τ , sobre la superficie de deslizamiento es proporcional al esfuerzo normal, σ , actuante sobre dicha superficie ($\tau \propto \sigma$), existiendo una constante entre τ y σ que es $\text{tg}\phi$, llamando a ϕ "angulo de fricción interna" y la definió como una constante del material.

$$\tau = \sigma \text{tg}\phi$$

Automáticamente nace una ley de resistencia, según la cual la falla se da cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, S , tal que:

$$S = \sigma \text{tg}\phi \quad (2-1)$$

De la ecuación (2-1) se deduce que es aplicable para aquellos suelos en los cuales el esfuerzo cortante es cero cuando $\sigma = 0$, para el caso de arenas, no así para arcillas en la cual se observa una resistencia aún cuando no se le aplican esfuerzos normales (σ) obedeciendo a la ley de la resistencia siguiente:

$$S = C \quad (2-2)$$

Coulomb propone una ley mas general conocida como " LEY DE COULOMB" para aquellos suelos que cumplan simultáneamente las dos condiciones anteriores (ecuaciones 2-1 y 2-2), así:

$$S = C + \sigma \text{tg}\phi \quad (2-3)$$

La teoría de Coulomb se basa en las siguientes asunciones/¹:

- 1- El suelo es isotrópico y homogéneo y posee tanto fricción interna como cohesión.
 - 2- La superficie de ruptura es plana. Coulomb reconoció que esto no es así, pero en gran parte simplifica los cálculos.
 - 3- Las fuerzas de fricción son distribuidas uniformemente a lo largo de la superficie de ruptura plana y $f = tg\phi$ (f = símbolo del coeficiente de fricción).
 - 4- La cuña de falla es un cuerpo rígido.
 - 5- Hay fricción en la pared; la cuña de falla se mueve a lo largo del respaldo del muro, desarrollando fuerzas de fricción a lo largo de la frontera de la pared.
 - 6- La falla es un problema bidimensional; considera una longitud unitaria de un cuerpo de largo infinitesimal.
- Las deficiencias principales de la Teoría de Coulomb están en la asunción de un suelo ideal y en que un plano define la superficie de ruptura.

2.1.3 TERZAGHI

En 1925, después de cinco años de investigación experimental, Terzaghi/² estableció que las ecuaciones 2-2 y

1. Ref. 2 Pág. 268

2. Ref. 1 Pág. 308

2-3 son válidas si los vacíos existentes en el suelo están llenos de aire bajo presión atmosférica. Terzaghi propone una ecuación que toma en consideración el efecto proporcionado por los vacíos ocupados por líquido, esencialmente agua, de tal forma que la presión neutral, μ_n , de éstos deberá restarse al esfuerzo normal total, así:

$$S = C + (\sigma - \mu_n) \operatorname{tg} \phi \quad (2-4)$$

Ahora con la ecuación REVISADA DE COULOMB (2-4) se puede determinar el esfuerzo cortante de falla del suelo con el esfuerzo normal intergranular, conocido también como efectivo, además posteriormente se descubrió que el valor de μ_n depende de las condiciones de la carga y muy notablemente de la aplicación de la misma/².

2.1.4 O. MOHR.

La rotura por corte comienza en un punto de una masa de suelo, cuando en alguna superficie que pasa por dicho punto se alcanza una combinación crítica entre la tensión normal y la tangencial o de corte/², para la falla se produce esencialmente por esfuerzo cortante crítico regulado por el esfuerzo normal actuante en la superficie de falla potencial.

1. Ref. 1 Pág. 308

2. Ref. 3 Pág. 99

Si las ecuaciones (2-5) y (2-6) se arreglan como se muestra a continuación, elevándose al cuadrado y sumándose tendremos:

$$\left[\sigma - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right]^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \cos^2 2\alpha$$

$$\zeta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 \text{Sen}^2 2\alpha$$

$$\left[\sigma - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right]^2 + \zeta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 (\text{Sen}^2 2\alpha + \text{Cos}^2 2\alpha)$$

$$\text{Dado que } (\text{Sen}^2 2\alpha + \text{Cos}^2 2\alpha) = 1$$

Tenemos:

$$\left[\sigma - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right]^2 + \zeta^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$

De la ecuación anterior vemos que tiene la forma siguiente:

$$(X - K)^2 + y^2 = R^2$$

Que es la ecuación de un círculo cuyo centro está desplazado $K = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ y cuyo radio es $R = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Ver fig. 2-2 de la pág. 16).

En nuestro medio el dispositivo mas utilizado para determinar la combinación crítica de esfuerzos normal y tangencial es el aparato triaxial, las características propias de la prueba, permiten someter a la probeta a tensiones principales, obligando a determinar, indirectamente, el estado de tensiones en cualquier otro plano.

Valiéndose de los principios de la mecánica, la tensión normal y la tangencial en un plano perpendicular al plano de la tensión principal intermedia e inclinado en un ángulo α cualquiera respecto del plano sobre el que actúa la tensión principal mayor (fig. 2.1, pág. 15) está definida por las ecuaciones siguientes/²:

$$\sigma = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3) + 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad (2-5)$$

$$\tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad (2-6)$$

donde:

- σ = esfuerzo normal al plano de tensión principal.
- τ = esfuerzo tangencial al plano de tensión principal.
- σ_1 = esfuerzo principal mayor aplicado a la probeta, actuante verticalmente.
- σ_3 = esfuerzo principal menor aplicado a la probeta, presión de confinamiento.

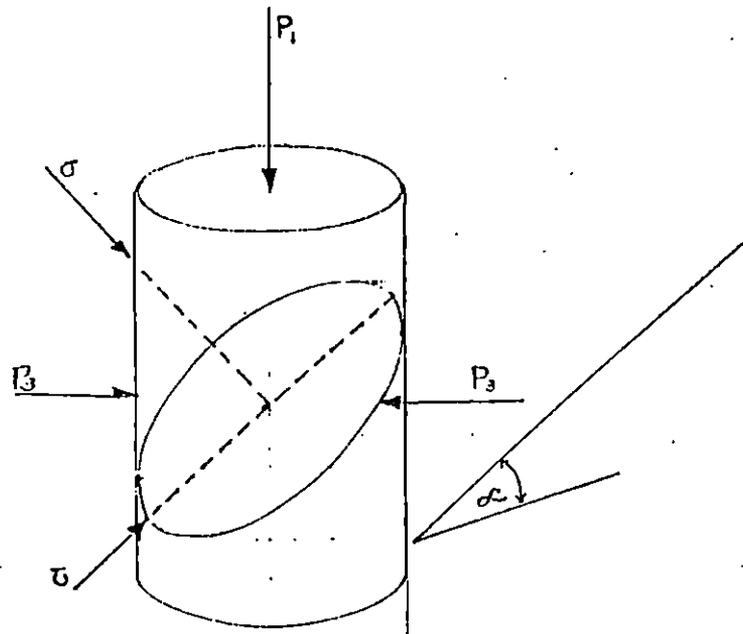


Fig. 2.1 Esfuerzos en un espécimen probado en la cámara triaxial e inclinación α del plano de falla con la horizontal.

Fuente: Peck, Ralph B. Ingeniería de Cimentaciones. 3a. Re-impresión, Editorial Limusa, 1988. Pág. 117.

Valiéndose de un sistema de coordenadas asignando el eje de las abscisas a los esfuerzos normales, y el eje de las ordenadas, los esfuerzos tangenciales, las ecuaciones 2-5 y 2-6 representarían puntos situados sobre una circunferencia con centro en las abscisas, esta representación gráfica es conocida como DIAGRAMA DE MOHR (Fig. 2.2, pág. 16).

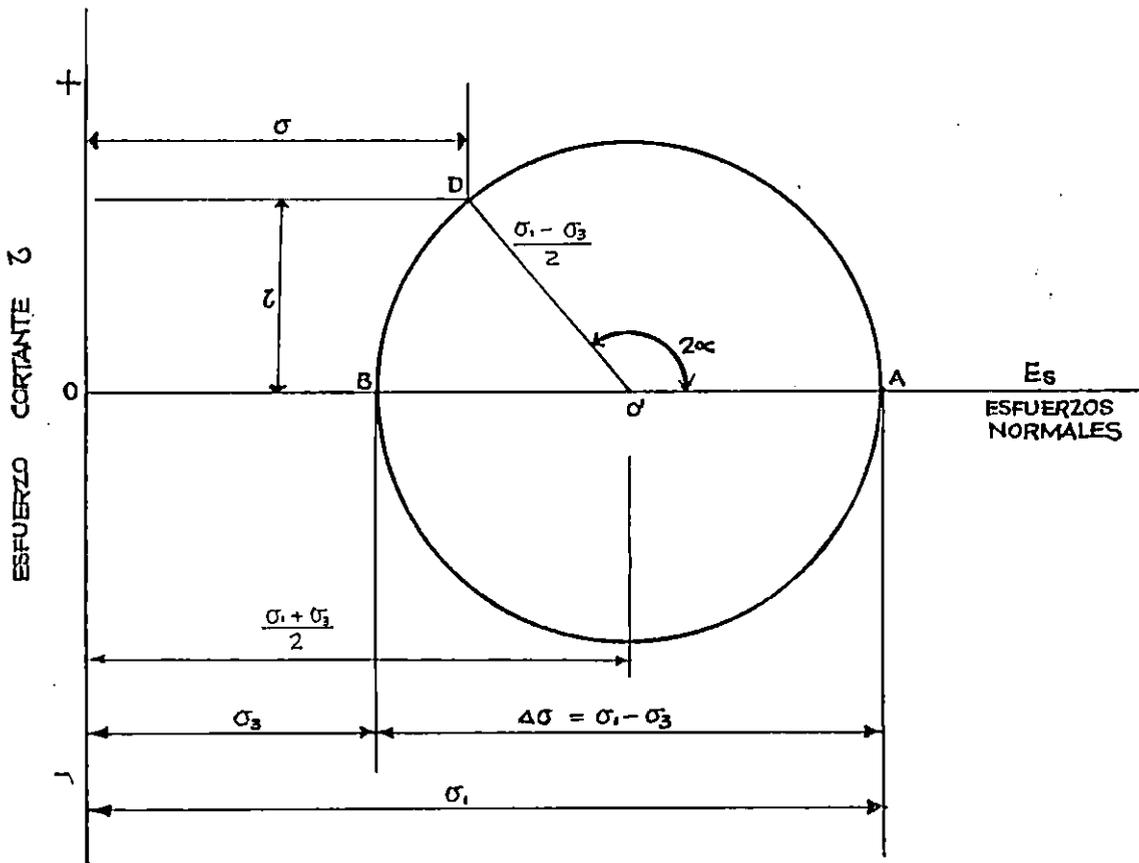


Fig. 2.2. Círculo de esfuerzos de Mohr.

Fuente: Peck, Ralph B. Ingeniería de cimentaciones. 3a. Re-impresión, Editorial Limusa, 1988. Pág. 117.

Mohr llega a establecer que si se ejecutan una serie de ensayos y graficando la circunferencia de tensiones correspondiente al estado de rotura, al menos un punto de cada circunferencia representa la combinación tensión normal y de corte asociada de la rotura, además, bajo la premisa de un material homogéneo e isótropo, la envolvente de la circunferencia, definiría el lugar geométrico de todos aquellos puntos asociados con la rotura de la probeta,

conocida como LINEA DE ROTURA O LA LINEA DE RESISTENCIA INTRINSICA/¹ (Fig. 2.3, pág. 17). Dependiendo ésta de las condiciones específicas correspondiente a la serie de ensayos practicados. La línea de rotura realmente es curva, sin embargo, para fines prácticos en la Ingeniería es adecuado considerarla como una línea recta, representada por la ecuación 2-3.

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2-3)$$

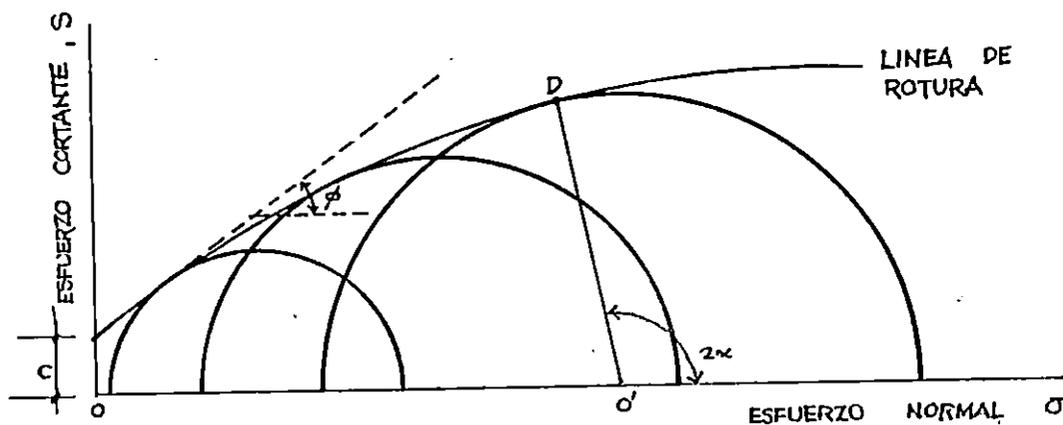


Fig. 2.3 Envolvente de rotura de una serie de circunferencias de roturas.

Fuente: Peck, Ralph B. Ingeniería de cimentaciones. 3a. Re-impresión, Editorial Limusa, 1988. Pág. 119.

1. Ref. 5 Pág. 101

2.2. DEFORMACION Y RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

2.2.1 RESISTENCIA Y DEFORMACION DE SUELOS SECOS SIN COHESION

Entre los suelos sin cohesión se pueden mencionar gravas, arenas, arenas limosas, limos inorgánicos, etc., compuestas por granos cuyas formas varían desde la angular a la muy redonda.

Se puede construir una gráfica que relacione la variación de esfuerzo vertical con respecto a la deformación axial (fig. 2.4 a) y b), pág. 19), al aumentar la deformación, $\Delta\sigma$ aumenta continuamente sin llegar a un máximo, aproximándose a un valor límite designado como RESISTENCIA A LA COMPRESION, definida usualmente, por razones de conveniencia, como el valor de $\Delta\sigma$ a una deformación unitaria de 20%.

Si un material suelto se somete a esfuerzos, éste experimenta una disminución de volumen, ahora si el mismo material se somete a esfuerzos, pero en estado compacto, éste experimenta disminución de volumen para pequeños valores de $\Delta\sigma$ y se dilata cuando $\Delta\sigma$ aumenta/¹.

1. Ref. 4 Pág. 117.

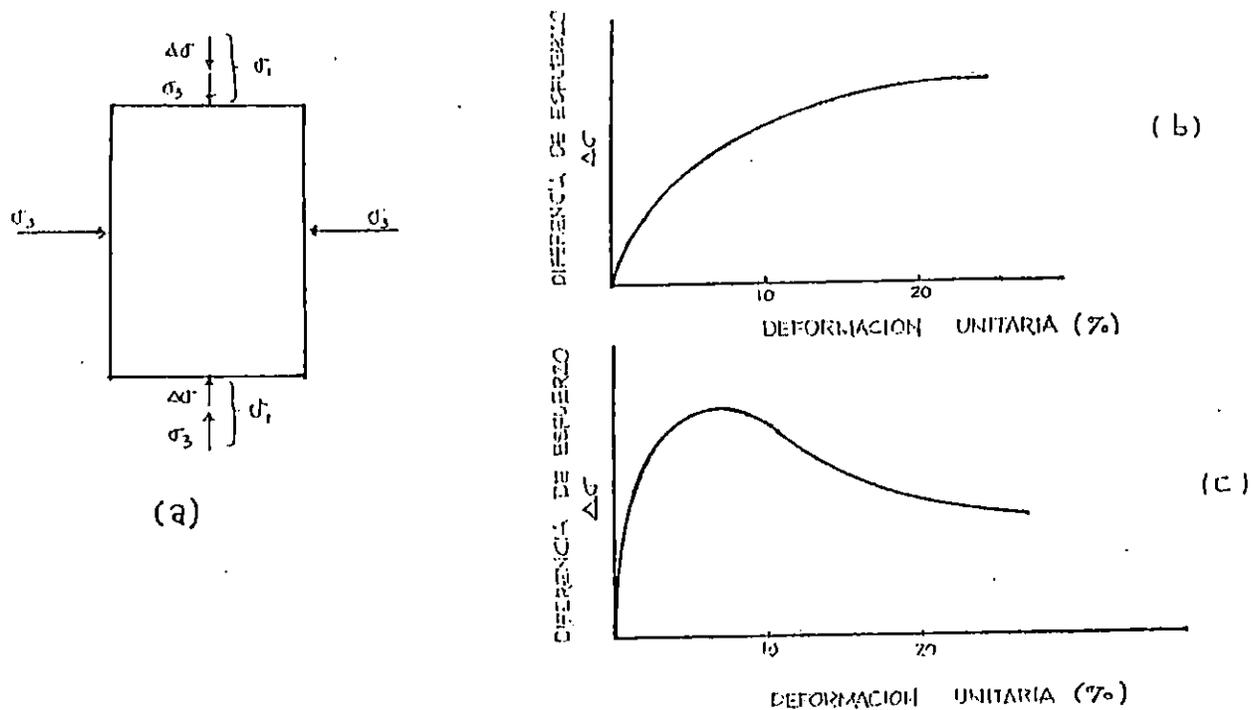


Fig. 2.4 a) Esfuerzo en un espécimen de material no cohesivo (arena gruesa seca) en una prueba de compresión triaxial. b) Relación entre la diferencia de esfuerzo $\Delta\sigma$ y la deformación vertical unitaria en una muestra inicialmente suelta. c) Relación entre la diferencia de esfuerzo $\Delta\sigma$ y la deformación vertical unitaria en una muestra inicialmente compacta. (Tomados de Libro de Ingeniería de Cimentaciones de Ralph B. Peck, pag. 118, Editorial Limusa, 1988).

Fuente: Peck, Ralph B. Ingeniería de Cimentaciones. 3a. Re-impresión, Editorial Limusa, 1988. Pág. 118.

La presión de confinamiento produce un incremento de la variación de esfuerzos $\Delta\sigma$ correspondiente a un cierto incremento de deformación unitaria aproximadamente en forma proporcional al incremento del esfuerzo confinante σ_3 , de lo que se concluye que si el material se confina se obtiene mayor resistencia a compresión.

La reacción del suelo cuando se somete a un incremento del esfuerzo cortante, es de las formas simultáneas siguientes (fig. 2.5 pág. 21). "Primero, las partículas se deforman mas o menos elásticamente. Segundo, se producen aplastamientos locales en los puntos de contacto de más altos esfuerzos. Tercero, tanto la distorsión como el aplastamiento producen ligeras traslaciones y rotaciones de los granos, aumentando el tamaño de algunos poros y reduciendo el de otros"/¹.

Unos de los factores que influyen en la deformación son tanto el esfuerzo de confinamiento previo así como el nivel de esfuerzo al iniciar el incremento de éste. Mayores aplastamientos y ajustes locales previos se dan cuando el esfuerzo de confinamiento es elevado, provocando menor deformación adicional originada por el incremento adicional de esfuerzo cortante.

1. Ref. 5 Págs. 172 y 173.

Cuando el esfuerzo cortante alcanza un valor suficientemente grande, el efecto estadístico de la distorsión, aplastamiento, el levantamiento, el rodamiento y el deslizamiento de los granos será el continuo movimiento y la distorsión de la masa, o la FALLA POR CORTANTE¹.

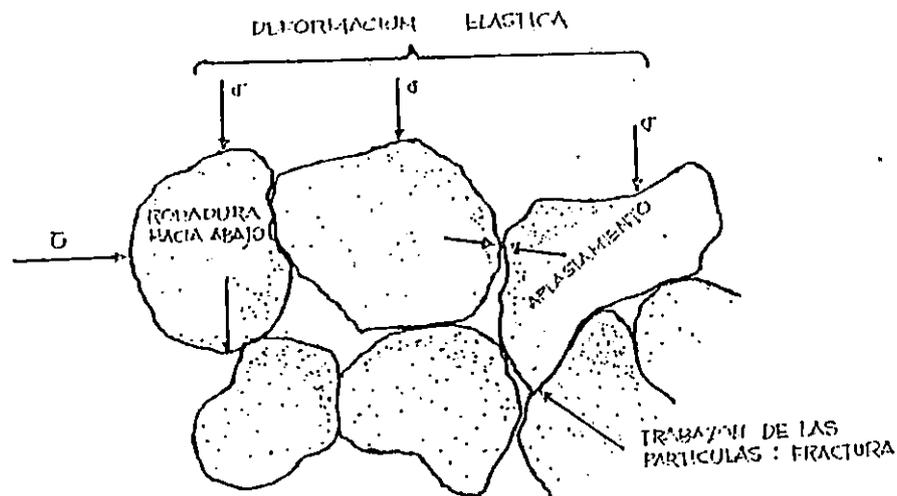


Fig. 2.5 Mecanismo de la resistencia, deformación y movimiento de los granos.

Fuente: Sowers, George B., Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 4ta. Re-impresión, Editorial Limusa, 1983, Pág. 172.

1. Ref. 5 Pág. 173

Si el esfuerzo, de una probeta de prueba, se reduce, la curva esfuerzo-deformación de descarga es casi igual a la de carga, (fig. 2.6, pág. 23) la deformación no se recupera en su totalidad al descargar las muestras, lo cual indica que algunas partículas se han reorientado y que se ha producido aplastamiento en algunos puntos. La energía perdida en la descarga producto del aplastamiento y recolocación de las partículas, está representada por el área sombreada bajo la curva esfuerzo-deformación de la figura 2.6; en los suelos sueltos que tienen grandes poros y pocos puntos de contacto entre las partículas, las deformaciones son grandes y la recuperación en la descarga es menor que en los suelos compactos/¹.

Es importante dejar en claro que el módulo de elasticidad varía durante la deformación del suelo, pero puede considerarse como constante para esfuerzos cortantes bajos (fig. 2.6). El módulo de elasticidad también depende del esfuerzo de confinamiento: para un esfuerzo cortante dado el valor de ϵ aumentará conforme aumente el esfuerzo de confinamiento/².

1. Ref. 5 Pág. 174

2. Ref. 5 Pág. 175.

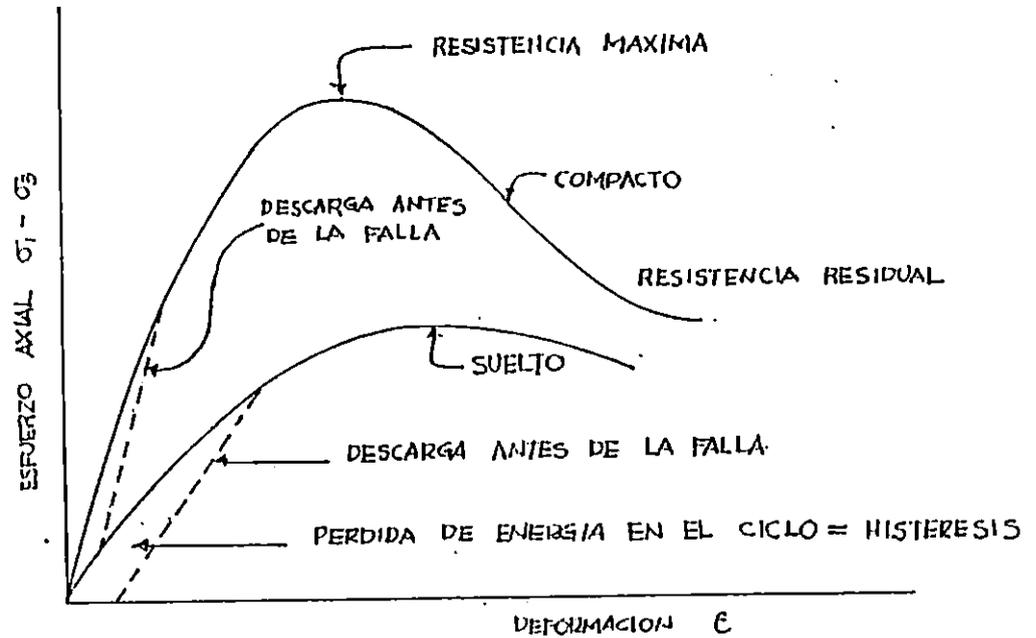


Fig. 2.6 Gráfico de esfuerzo-deformación y descarga de probeta; fenómeno de la histéresis.

Fuente: Sowers, George B., Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 4ta. Re-impresión, Editorial Limusa, 1983, Pág. 174.

Al ejecutarse una serie de ensayos triaxiales en suelos secos no cohesivos, demuestran que el esfuerzo cortante de falla, llamado RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE, S , es aproximadamente proporcional al esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla, σ . La envolvente de Mohr obtenida en las pruebas es aproximadamente una línea recta,

que pasa por el origen de coordenadas y que forma un ángulo ϕ con el eje σ , las resistencias del suelo pueden determinarse por la ecuación 2-1.

$$S = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2-1)$$

En este tipo de suelo el valor de ϕ depende principalmente de la compacidad relativa, de la distribución granulométrica y de la forma de los granos/¹.

2.2.2 RESISTENCIA Y DEFORMACION DE SUELOS HUMEDOS SIN COHESION

En los suelos sin cohesión el valor de ϕ , no es afectado considerablemente con la presencia del agua en éstos; ϕ depende principalmente de la distribución granulométrica y de la forma de los granos. La presión que se pueda generar por el agua en los poros, puede redundar en cambios en los esfuerzos efectivos, con ello la resistencia al esfuerzo cortante y las relaciones esfuerzo-deformación puede alterarse radicalmente. Las características al corte de suelos saturados no cohesivos puede calcularse mediante la relación siguiente/²:

$$S = \sigma \operatorname{tg} \phi = (\sigma - \mu_n) \operatorname{tg} \phi \quad (2-7)$$

1. Ref. 4 Pág. 119

2. Ref. 4 Pág. 121

Donde:

μ_n : Presión de poros

S, σ y $\text{tg}\phi$: ya definidos.

En una arena puede darse el fenómeno de la licuación espontánea, si la presión de poros llega a ser tan elevada que el esfuerzo efectivo es igual a cero, fluyendo como un líquido viscoso.

2.2.3 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS COHESIVOS

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de suelos cohesivos y cuya influencia debe superarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a las que se les sujeta y sensibilidad de su estructura.

Si se realizan ensayos triaxiales drenados en suelos cohesivos normalmente consolidados, es satisfactorio expresarlos a través de la ecuación de Coulomb, considerando $C = 0$, así:

$$S = \sigma \text{tg}\phi \quad (2-7)$$

Para estos materiales, bien en estado amasado o inalterado y el valor de ϕ tiene cierta relación con el índice

de plasticidad; en otros países como México, por ejemplo, se construyen diagramas para encontrar el valor de ϕ partiendo del índice de plasticidad o viceversa, fig. 2.7, pág. 27.

Cuando la arcilla es de baja permeabilidad la presión de poros asociada a la fuerza que falla el material tardan en disiparse; dado que las presiones de poros son positivas, la resistencia calculada con la ecuación 2-7 puede no llegarse a generar tan pronto, la disipación de las presiones de poros está gobernada por las características de consolidación y las dimensiones de la masa cohesiva.

Las condiciones asociadas con la falla completa de drenaje pueden aproximarse ejecutándose ensayos triaxiales consolidados no drenados. Los resultados de estos ensayos, en los cuales σ_1 y σ_3 son las tensiones efectivas principales de rotura, se presentan por la circunferencia de rotura E de la figura 2.8 (pág. 29). Esta figura es tangente a la línea intrínseca definida por la ecuación de Coulomb/².

$$S = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2-7)$$

En el momento de la rotura, la presión de poros positiva u_n actúa por igual en todas direcciones. Por tanto, las tensiones principales totales de rotura son:

1. Ref. 2 Pág. 111

$$\sigma_1 = \sigma_1 + \mu_n \quad (2-8)$$

Y

$$\sigma_3 = \sigma_3 + \mu_n \quad (2-9)$$

La circunferencia de rotura, en términos de tensiones totales, es por tanto la A. Las circunferencias A y E poseen el mismo diámetro, sin embargo, la A se encuentra desplazada hacia la derecha una distancia igual a la presión de poros μ_n inducida en la muestra en el instante de la falla.

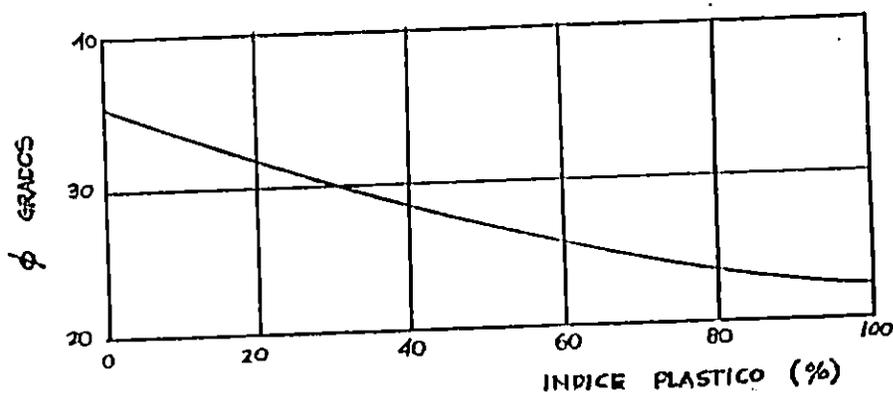


Fig. 2.7 Relación entre el ángulo ϕ en condiciones drenadas e índice plástico para arcillas de sensibilidad mediana a baja (México) tomado del libro "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica" de Karl Terzaghi.

Para obtener la línea intrínseca de rotura tangente a la circunferencia A(fig. 2.8, pág. 29), es necesario utilizar la misma arcilla para una serie de ensayos triaxiales no drenados, inicialmente consolidados bajo diferentes presiones de cámara σ_3 . la ecuación que rige a la línea intrínseca bajo estas condiciones de prueba es la siguiente/¹:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi_{cu} \quad (2-10)$$

donde σ es el esfuerzo total y ϕ_{cu} , es conocido como el ángulo de resistencia al corte consolidado no drenado, es apreciablemente menor que ϕ (fig. 2.8)

El círculo esfuerzos totales A corresponde a una prueba R en la que la presión de poro, antes de la aplicación de la carga axial era cero y la presión de poro al final de la prueba era μ_n . Sin embargo, si después de la consolidación inicial bajo la presión de cámara σ_3 , este valor se hace aumentar en μ_a sin permitir drenaje, la presión de poro en la muestra antes de la aplicación de la carga axial hubiera sido μ_a y la presión de poro en la falla hubiera sido $\mu_a + \mu_n$. El círculo de falla correspondiente hubiera sido el B(fig. 2.9, pág. 32). Sin embargo, el círculo de esfuerzos efectivos hubiera sido todavía E. Como podría haberse elegido cualquier cambio μ_a en la presión de cámara, se deduce, que si se

1. Ref. 3 Pág. 111

consolidan varias muestras bajo la misma presión de cámara, la línea de falla en términos de esfuerzos totales es una horizontal. Puede expresarse simplemente por:

$$s = c = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2-11)$$

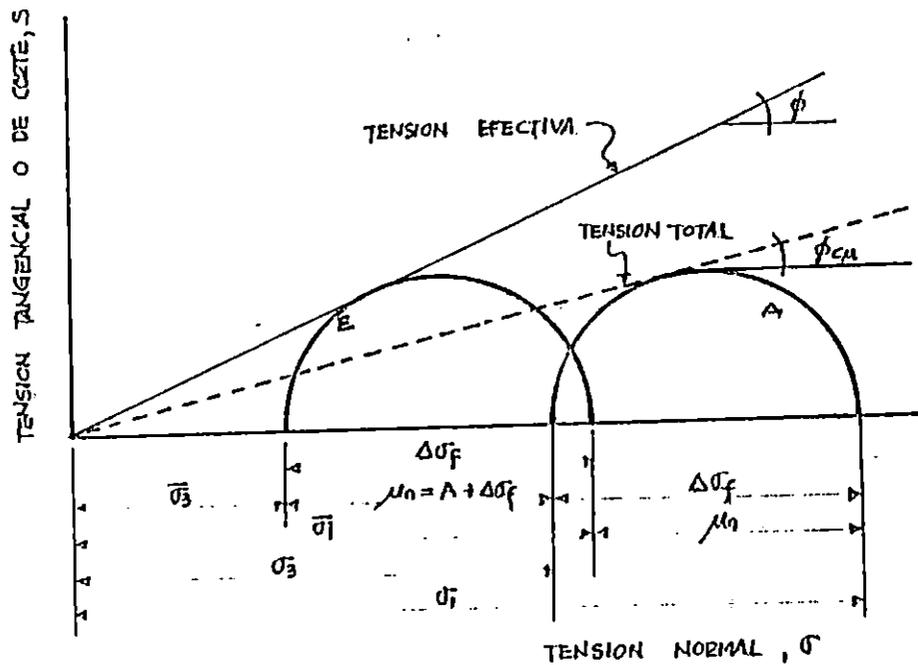


Fig. 2.8 Resultados de ensayos consolidados no drenados de una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad moderada.

Fuente: Terzaghi, Karl, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2da. Edición, El Ateneo, Pedro García S.A. Editorial, 1958, Pág. 112.

Como la línea es horizontal, las circunstancias anteriores se conocen como condición $\phi=0$ (Skempton 1948)¹. Como las pruebas de compresión no confinadas son simplemente pruebas triaxiales en las que el esfuerzo principal menor σ_3 es cero (círculo C figura 2.9, pág. 32), la resistencia al esfuerzo cortante en la condición $\phi=0$ puede valuarse con pruebas de compresión simple como:

$$s = c = 1/2 q_u \quad (2-12)$$

La condición $\phi=0$ se satisface solamente si el cambio en la presión de cámara μ_a no se asocia con ningún flujo de agua en la muestra. "Como el suelo está saturado, esta restricción es equivalente al requisito de que, después de que se ha llegado al equilibrio bajo la presión de cámara σ_3 , no se permite ningún cambio en la humedad de la muestra. Puede también sacarse en conclusión que la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla saturada, con un cierto grado dado de perturbación, tiene el mismo valor cualquiera que sea el método de prueba, siempre que la humedad de la arcilla permanezca constante.

En conexión con suelos que tengan permeabilidad tan baja como las que tienen la mayor parte de las arcillas y algunos

1. Ref. 4 Pág. 125

limos, hay muchos problemas prácticos en los que la humedad no cambia en forma importante durante un tiempo apreciable después de la aplicación del esfuerzo. Es decir, que prevalecen las condiciones no drenadas o $\phi=0$. Así, si se extrae una muestra inalterada sin cambiar de humedad, y luego se prueba, permaneciendo constante la humedad, ya sea a la compresión simple o sin consolidación bajo una presión en la cámara de $\sigma_3 + \mu_a$, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo in-situ puede tomarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple. A las pruebas que satisfacen esta condición se les llama pruebas rápidas, no drenadas o pruebas $Q''/2$.

cargas externas a los puntos de la masa de suelo, (dichos esfuerzos son los producidos por la transmisión de cargas por medio de estructuras de cimentaciones como zapatas, pilas, pilotes, losas, etc.) y la resistencia del suelo a ese tipo de esfuerzo. Esta comparación nos permitirá establecer si el suelo es capaz de resistir la carga sin que se produzca la falla o se generen grandes deformaciones originando el peligro de las funciones estructurales de los elementos.

Los esfuerzos normales y cortantes producen deformaciones volumétricas del suelo; las distorsiones, que son cambios de forma, son producidos fundamentalmente por la acción de esfuerzos tangenciales.

Realizando el análisis comparativo se determina que la resistencia del suelo es superior, en todo punto del medio a los esfuerzos cortantes inducidos, entonces la estabilidad es evidente y la estructura del suelo soportará, dentro del marco de validez del análisis realizado, las cargas impuestas. Por otra parte puede darse el caso que la resistencia del suelo sea inferior a los esfuerzos cortantes inducidos en algún punto o zona del medio; este punto o zona fallará elásticamente hablando. La condición de confinamiento del punto de la zona de la masa de suelo y rodeado de material con

capacidad de carga adicional de resistencia, no realmente existirá peligro de deslizamiento general, pero se dá el fenómeno de la fluencia del material y transmisión de esfuerzos que no puede resistir el material en fluencia/¹.

El incremento de las cargas externas, puede producir un crecimiento correspondiente de la zona plástica hasta un deslizamiento general cuando la resistencia última del medio continuo sea excedida, por ejemplo, en todo punto de una superficie de deslizamiento posible. De esta forma surge la necesidad de conocer el máximo esfuerzo cortante actuante sobre la masa de suelo, las circunstancias en que se presenta, donde ocurre y las consecuencias que puede acarrear.

La Teoría General de la Elasticidad presenta defectos que no permiten una solución satisfactoria a problemas de mucha importancia práctica, su complejidad matemática para su aplicación y, sobre todo, las limitaciones de la propia Teoría. Casi todas las aplicaciones clásicas de la Teoría de la Elasticidad a suelos han correspondido a la Teoría Lineal de la Elasticidad, que presupone que el suelo es un material continuo, linealmente elástico (que obedece la ley de Hooke), homogéneo e isótropo; además, esta teoría es INSTANTANEA, es

1. Ref. 6 Pág. 232

decir, que no toma en cuenta el factor tiempo o sea, presupone la inexistencia de las deformaciones diferidas (por consolidación)/¹.

2.4 TEORIA DE LA PLASTICIDAD

El considerar que el suelo posee un comportamiento plástico equivale a sustituir el suelo real de una obra por un ente ideal, donde sus características de comportamiento regularmente son bien distintas a las del material real, es ahí donde la Teoría de la Plasticidad pueda no ser la solución adecuada para algunos problemas de cimentaciones.

Un material, suelo particularmente, se considera que tiene comportamiento plástico cuando se comporta elásticamente hasta un cierto nivel de esfuerzos, a partir del cual (comportamiento plástico propiamente dicho), sigue las leyes de la figura 2.10.a, pág. 36 (comportamiento idealmente plástico), o la de la figura 2.10.b (comportamiento plástico con endurecimiento por deformación)/².

Cuando el material llega al nivel de esfuerzos

1. Ref. 6 Pág. 233

2. Ref. 6 Pág. 234

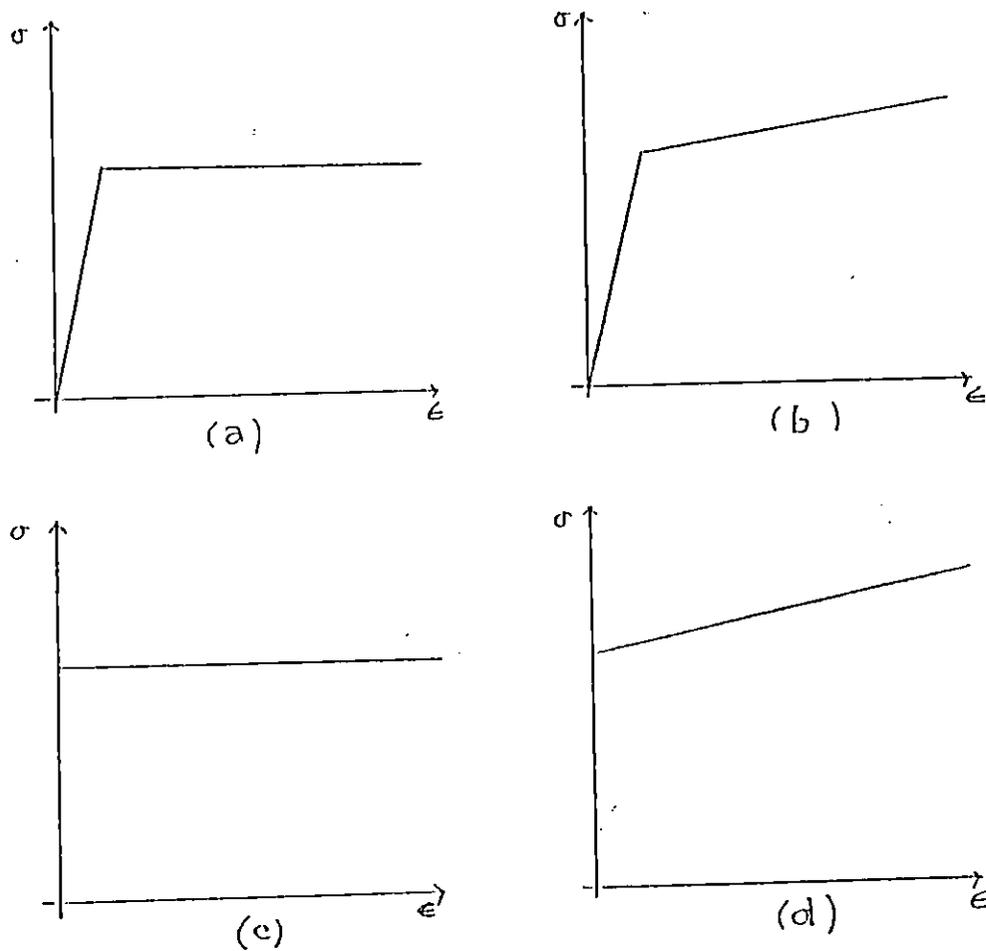


Fig. 2.10 Comportamientos Plásticos

- a) Elasto-plástico perfecto
- b) Elasto-plástico, con endurecimiento por deformación
- c) Rígido-plástico perfecto
- d) Rígido-plástico, con endurecimiento por deformación

Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de Suelos
 Tome II, Editorial Limusa, México 1973, Pág.
 234.

correspondientes al comportamiento plástico, teóricamente se consideran dos posibilidades, primero que tenga deformaciones elásticas y segundo que éstas no sean elásticas; en el primer caso estamos ante la presencia de un comportamiento elasto-plástico; en el segundo, rígido-plástico, aquí el comportamiento plástico también puede ser perfecto o con endurecimiento por deformación (figs. 2.10, c y d).

A continuación se dará una explicación breve de las hipótesis contenidas en la teoría de la plasticidad/¹:

1. EL MATERIAL ES HOMOGENEO E ISOTROPO

Un material es Isótropo cuando las deformaciones unitarias laterales son iguales en todas direcciones, en forma general un material es isótropo cuando el valor del Módulo de Elasticidad (E) y la relación de Poisson ν son iguales no importa la dirección del esfuerzo uniaxial. En la práctica, algunos suelos se acercan más a la hipótesis que otras; los suelos estratificados o aquellos cuyas propiedades en dirección vertical y horizontal difieren mucho son los que se separan más de la suposición.

1. Ref. 6 Pág. 235

2. NO SE CONSIDERAN EFECTOS EN EL TIEMPO

La hipótesis es bastante satisfactoria para las arenas tanto lo referente a compresibilidad como a resistencia y aún en lo referente a las curvas esfuerzo-deformación. En las arcillas, el efecto del tiempo es de mayor importancia.

3. NO SE CONSIDERAN FENOMENOS DE HISTERESIS EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACION.

El aceptar esta hipótesis en los suelos conduce, aparentemente, a fuertes desviaciones de la realidad; sin embargo, en la práctica, la situación se arregla considerando en una curva esfuerzo-deformación que contenga tramos de carga y descarga, una ley particular para el primero y otra, diferente, para el segundo. Esto es posible y aceptable dado que los casos prácticos más frecuentes, en el área de la mecánica de suelos aplicada, corresponden o bien a un problema de carga, o bien a uno de descarga, bien definido.

4. NO SE CONSIDERAN EFECTOS DE TEMPERATURA

A causa de las pequeñas variaciones de temperatura que afecta a los suelos reales, se considera que dicha hipótesis no introduce ninguna desviación seria del análisis.

2.5 ESTADOS DE EQUILIBRIO PLASTICO

El suelo falla por cortante; cuando cada punto de éste se encuentra al borde de la rotura se dice que está en "estado de equilibrio plástico". En la figura 2.11, pág. 40, se da una presentación de los Estados de Equilibrio Plástico de Rankine, AB es la superficie horizontal de una masa bajo la hipótesis de que es semi-infinita de arena sin cohesión de peso unitario γ , y E' un prisma de arena de base unitaria y de altura Z. La presión en la base se puede calcular con la ecuación siguiente/¹:

$$P_v = \gamma Z \quad (2-13)$$

Siendo P_v una tensión principal al igual que P_h , que es normal a las caras verticales, sistema constante entre P_h y P_v a saber:

$$P_h = K_o P_v \quad (2-14)$$

La constante K_o presentada en la ecuación anterior es el "coeficiente de la presión natural de las tierras en reposo" y su magnitud está sujeta a las variables como son la densidad relativa de la arena y del proceso de la formación del depósito; por ejemplo la intervención del hombre con la densificación podrá llegar hasta valores de considerable importancia.

1. Ref. 3 Pág. 167

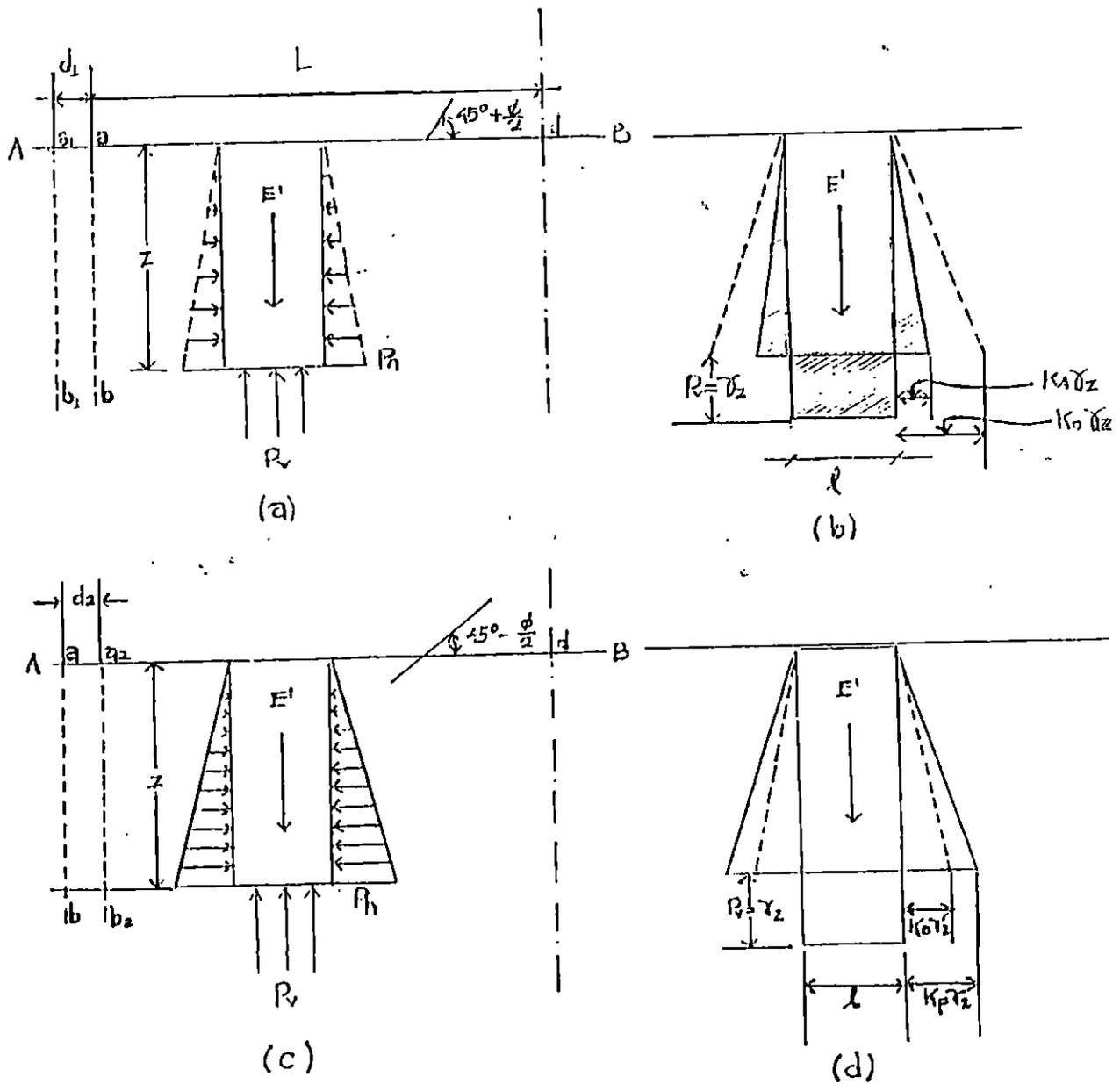


Figura 2.11 (a y b) Diagramas que representan el estado activo de Rankine en una masa semi-infinita de arena (c y d) los mismos diagramas para el estado pasivo de Rankine.

Fuente: Terzaghi, Karl, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2da. Edición, El Ateneo, Pedro García S.A. Editorial, 1958, Pág. 168.

Bajo la premisa de la intervención de elementos humanos y naturales el valor de K_0 puede tener un rango de variación, es decir, puede subir o bajar, dependiendo de la forma como es alterado el depósito; si se realiza una excavación para el colado de una pila el valor de K_0 puede bajar a K_A si la excavación permanece libre, por otro lado si el pilote se hinca, entonces el valor de K_0 puede subir a K_P ; pudiéndose ahora mostrar los dos estados que Rankine presentó como son "El coeficiente del empuje activo de las tierras; K_A " y el "coeficiente del empuje pasivo de las tierras; K_P ", que pueden calcularse como sigue:

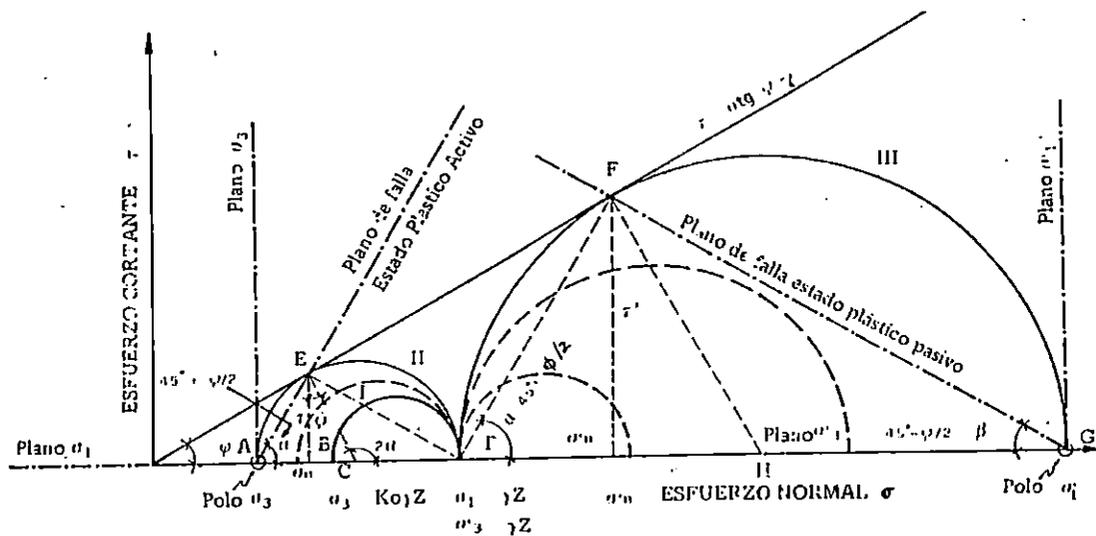


Fig. 2-12. Representación de las combinaciones de esfuerzo normal y cortante de las dos formas de falla del suelo.

Fuente: REVISTA ASIA NO 78, EL SALVADOR.

$$\frac{P_{HA}}{P_{VA}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{OA}{OD} = \frac{OC-AC}{DC+CD} = \frac{1 - AC/OC}{1 + CD/OC} = \frac{1 - CE/OC}{1 + CE/OC} = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

$$\frac{P_{HA}}{P_{VA}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_A = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Cos}(90-\phi)}{1 + \text{Cos}(90-\phi)} = \frac{2 - \text{Sen}^2(45-\phi/2)}{1 + \text{Cos}^2(45-\phi/2)}$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_A = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = \frac{1}{N_\phi} = \frac{1}{K_P}$$

$$\frac{P_{HP}}{P_{VP}} = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} = \frac{1}{K_A} = N_\phi = K_P$$

$$K_A = \frac{P_h}{P_v} = \frac{1}{N_\phi} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (2-15)$$

$$K_P = \frac{P_h}{P_v} = N_\phi = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2-16)$$

El movimiento de la masa de suelo provocará la variación de K_ϕ hasta un valor K , este movimiento será de contracción o traslación en el sentido horizontal. El peso del prisma no sufre algún cambio, entonces la presión P_v no se altera, no así para P_h ($P_h = KP_v$) que puede disminuir si se expande, y aumenta si se contrae. Con la expansión el valor de K disminuye hasta K_A y si se contrae K aumenta hasta K_P .

La teoría de Rankine se basa en las siguientes hipótesis/¹:

- (a) La superficie del relleno es horizontal.
- (b) El respaldo del muro o pared en contacto con el suelo debe ser vertical.
- (c) No hay fricción entre el muro y el suelo, el muro es liso($\delta = 0$).
- (d) Se desarrollan completamente los estados plásticos mencionados.

2.6 GENERALIDADES SOBRE PILOTES

2.6.1 FUNCIÓN DE LOS PILOTES

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o comprensible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se transmiten a material más adecuado a mayor profundidad por medio de pilotes o pilas. La diferencia entre estos elementos es algo arbitrario. Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña comparada con su longitud, y usualmente se instalan utilizando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno

1. Ref. 7 Pág. 20

suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Las pilas, por otra parte, tienen usualmente una sección transversal mayor, siendo una de ellas capaz de transmitir toda la carga de una sola columna al estrato de apoyo.

Las columnas con poca carga pueden, en algunos casos, necesitar un solo pilote. Sin embargo, ya que en las condiciones de trabajo de campo, la posición real de un pilote puede quedar a varios centímetros de la posición proyectada, difícilmente pueden evitarse las cargas excéntricas. En consecuencia, las cabezas de los pilotes aislados usualmente se arriostan en dos direcciones por medio de contratrabes si solo se necesitan dos pilas, las cabezas se unen con un cabezal de concreto, siendo arriostradas solamente en una dirección perpendicular a la línea que une los dos pilotes. Los grupos que contienen tres o más pilotes están previstos de cabezales de concreto reforzado y se consideran estables sin apoyarlos con contratrabes.

2.6.2 TIPOS DE PILOTES

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica.

Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos. Que incluyen la madera, el concreto y el acero.

6.6.2.1 PILOTES DE MADERA.

Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debido a un fuerte hincado, en ocasiones necesario para penetrar mantos muy resistentes. Pueden reducirse los daños a las puntas usando regatones de acero, pero, para un tipo dado de martinete, el peligro de romper los pilotes puede reducirse mucho únicamente limitando el esfuerzo inducido en la cabeza del pilote y el número de golpes del martillo.

Los troncos de los árboles de los cuales se hacen los pilotes deben ser sanos, sin nudos o protuberancias que disminuyan su resistencia, muy rectos, cortados normalmente al eje del pilote, preferiblemente recién cortado para evitar que se astillen o rajen.

La madera más adecuada para pilotes son el pino y el ciprés, también se usa el mangle, el quebracho y el roble.

2.6.2.2 PILOTES DE CONCRETO.

Se usan para soportar cargas pesadas, cuando se requiere que duren bastante y cuando hay variaciones en el nivel del agua subterránea. Los pilotes de concreto pueden ser colados "in situ" o prefabricados dentro de los cuales están los presforzados. La longitud de los pilotes colados in situ tienen el mismo valor que los de madera. Se obtienen mayores longitudes con pilotes prefabricados y pretensados (hasta de 60m) La sección comúnmente es cuadrada, octagonal o circular.

La armadura se dispone como si fuera una columna de concreto armado, transversalmente se arma con estribos de $\phi 3/8$ " como mínimo, separados de 8 a 12 cm. (usualmente 10 cm.) en el centro del pilote; un metro antes de la cabeza y de la punta, los estribos se ponen a 5 cm. ésto vale también para pilotes armados transversalmente con refuerzo helicoidal.

La carga típica para pilotes pequeños oscila entre 30 y 50 tons. y para pilotes grandes hasta más de 200 toneladas/¹. Los pilotes colados in situ pueden subdividirse en pilotes con o sin ademe.

El concreto de un pilote con ademe se cuela dentro de un molde, que usualmente consiste de un forro de metal o tubo

1. Ref. 8 Pág 90

delgado que se deja en el terreno. El forro puede ser tan delgado que su resistencia se desprecia al evaluar la capacidad estructural del pilote, pero, sin embargo, debe tener la resistencia suficiente para que no sufra colapso bajo la presión del terreno que lo rodea antes de que se llene con concreto.

La supresión del ademe o forro reduce el costo de los materiales que se usan en el pilote; por lo tanto, hay incentivos económicos en el desarrollo de pilotes sin ademe. Varios de los primeros tipos se formaron hincando un tubo abierto en el terreno, limpiándolo, y llenando la perforación de concreto al ir sacando el tubo. Estos pilotes tenían imperfecciones y aún discontinuidades, y actualmente se emplean medios más convenientes para asegurar la continuidad del concreto.

Los pilotes perforados (sin molde) desarrollan su capacidad de carga transmitiéndola mediante la fricción al suelo que rodea al pilote. La forma de la punta contribuye muy poco a lograr esa capacidad de carga.

6.6.2.3 PILOTES DE ACERO.

La forma más común de los pilotes de acero es la de un

perfil H y se usan cuando se desea llegar a profundidades considerables o a través de una capa de suelo duro; suelen usarse también secciones tubulares. Como el área de la sección transversal es pequeña comparada con la resistencia, se facilita la hincada a través de obstrucciones y las cargas de trabajo varían de 40 a 150 toneladas. Los perfiles H hincados en roca pueden soportar cargas hasta el límite elástico del acero.

El diámetro de los pilotes de tubo varían usualmente de 25 a 75 cm. . El espesor de las paredes rara vez es inferior a 5 mm y usualmente se usan tubos con espesores hasta de 4.5 mm con mandril¹.

Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión. El deterioro es usualmente insignificante, si todo el pilote está enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso en algunos rellenos debido al oxígeno atrapado.

2.7 CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE

2.7.1 GENERALIDADES

I. La determinación de la capacidad de carga de un pilote

1. Ref. 9

es uno de los puntos de la actual mecánica de suelos más sujetos a incertidumbre, emana de lo imperfecto de las teorías de que dispone, de la dificultad de cuantificar la influencia del método constructivo del pilote y del conocimiento de cómo deben ser tomadas en cuenta las características esfuerzo-deformación de los suelos, tan imprecisamente conocidas hoy en día.

Suponiendo que fuera posible calcular con suficiente aproximación la capacidad de carga de un pilote, debe tenerse en cuenta que en la construcción nunca se utiliza uno de éstos, sino un grupo de ellos. Existen suficientes elementos de juicio para afirmar que el comportamiento mecánico de un solo pilote es muy diferente del que exhibe un grupo. En la actualidad, sólo existen teorías o fórmulas para calcular la capacidad de carga de pilotes aislados; el valor así obtenido se asigna al grupo, a través de otras fórmulas empíricas.

Por todo lo anterior, el diseño y construcción de las cimentaciones piloteadas es uno de los campos de la Mecánica de los Suelos en que más se requiere el criterio de un Ingeniero que no se confíe únicamente en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

Para calcular la capacidad de carga de pilotes de punta (Q_0), se han usado fórmulas y criterios que pueden agruparse en tres clases/¹:

1. Fórmulas Dinámicas: Q_0 a partir de la energía comunicada al pilote por el impacto del martillo.
2. Fórmulas Empíricas: Q_0 A partir de experiencias locales.
3. Fórmulas Estáticas: Q_0 A partir de sus parámetros de resistencia.

2.7.2 FACTORES DE QUE DEPENDE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PILOTE.

La capacidad de una cimentación de pilotaje para soportar cargas sin falla o asentamiento excesivo, depende de varios factores/²:

1. La losa sobre los pilotes
2. El fuste del pilote
3. La transmisión de la carga que soporta el pilote
4. El suelo y los estratos subyacentes de roca que finalmente soportan la carga.

El cálculo y proyecto de la losa es esencialmente un

1. RME. 8 Pág. 93

2. RME. 8 Pág. 93

problema estructural y raramente es una causa de dificultades. En el análisis y proyecto del fuste del pilote intervienen, tanto el suelo como el pilote. Corrientemente, la capacidad del fuste del pilote obedece a necesidades constructivas y es mucho mayor que la necesaria para la carga máxima. La transferencia de la carga del pilote al suelo es lo que se llama: capacidad de carga del pilote, y es con frecuencia, causa de dificultades en las cimentaciones.

La capacidad de los estratos inferiores para soportar la carga depende del efecto combinado de todos los pilotes, actuando conjuntamente.

2.7.3 TRANSFERENCIA DE LA CARGA DEL PILOTE

El pilote transfiere la carga al suelo de dos maneras:

1. Por la punta, en compresión (resistencia por la punta); (fig. 2.13, pág. 52).
2. Por esfuerzo cortante. A lo largo de la superficie lateral (fricción lateral).(fig. 2.13, pág. 52).

Existen varias ecuaciones propuestas por diversos investigadores para calcular la capacidad de carga de pilotes; como Jumikis, Benezeng, Ireland, Meyerhof, Terzaghi y Peck,

etc. Sin embargo todas las formas estáticas para calcular la capacidad de carga de pilotes pueden resumirse en una sola ecuación, como es la que contiene la contribución por la punta y fricción (fig. 2.12b), así:

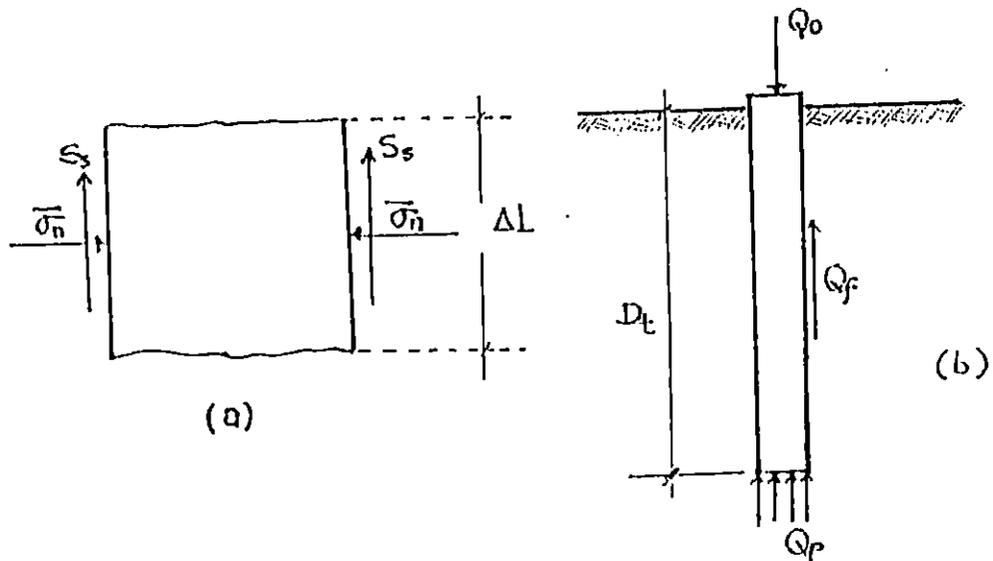


Fig. 2.13 (a) Elemento de pila de longitud ΔL .

(b) Transferencia de carga del pilote

Fuente: Lamb, T. William, Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, 1969.

$$Q_0 = Q_p + Q_f \quad (2-17)$$

Donde:

Q_p = resistencia por la punta

$$Q_p = A_p (A q_s)_{u} \quad (2-18)$$

$$Q_p = A_p (1.3 c N_c + 0.4 \gamma B N \gamma + \gamma D_s N_q) \quad (2-19)$$

Q_f = resistencia por el fuste

$$Q_z = \Sigma (\Delta L)(a_s)(S_s) \quad (2-20)$$

En las cuales:

B = Diámetro del pilote

A_p = Area de la punta del pilote = $(\pi B^2/4)$

$(\Delta q_s)_u$ = Capacidad de carga final, Terzaghi.

D_s = Longitud embebida del pilote

ΔL = incremento de la longitud del pilote

a_s = área lateral del pilote en la longitud ΔL en contacto con el suelo.

S_s = resistencia unitaria por el fuste

N_c, N_q y N_γ = factores de carga tomadas de la fig. 2.14

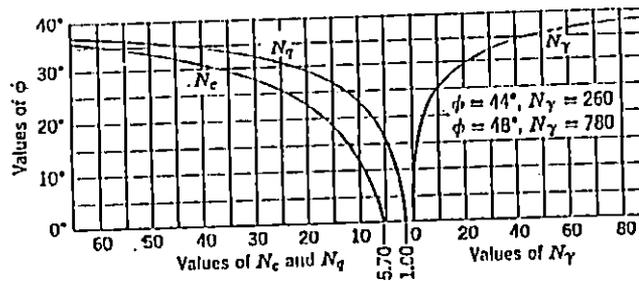


Fig. 2.14 Factores de capacidad de carga para aplicación de a teoría de Terzaghi.

Fuente: T. William Lambe y Robert Whitman, "Soil Mechanics", pág 206, EM.UU., 1969.

La ecuación 2-19 es la presentada por Terzaghi, y el mecanismo de falla del suelo propuesto por él, es el que se tipifica en la fig. 2.15-a, pág. 58.

2.7.4 RESISTENCIA POR LA PUNTA

Los principios de capacidad de carga expuestas para cimentaciones superficiales son aplicables a las cimentaciones profundas. La posición de la superficie de falla en una cimentación profunda se conoce menos que en el caso de cimentaciones superficiales y según la posición de la superficie de falla supuesta, los investigadores han calculado diversos valores de los factores de capacidad de carga; estos factores son mayores que para las cimentaciones superficiales.

En suelos no permeables, las sobrepresiones intersticiales originadas por la carga de una cimentación profunda, pueden disiparse o no, según el caso, especialmente según el tipo de carga. Bajo una carga de larga duración como la producida por el peso de una estructura, pueden disiparse de hecho las sobrepresiones intersticiales. Bajo una carga de corta duración, como la ejercida por las fuerzas del viento sobre una estructura, las sobrepresiones intersticiales no se disipan inmediatamente.

Como las condiciones de no drenaje dan lugar a la capacidad de carga mínima en suelos blandos cohesivos, el método razonable para calcular la resistencia por la punta de un pilote en arcilla es suponer la capacidad de carga sin drenaje. Este método es conservador.

El empleo de estos principios y el hecho de que la cohesión de las arenas es nula, nos permite simplificar las ecuaciones, así/²:

Para suelos permeables (arena) $C = c = 0$ y $\phi \neq 0$

$$Q_p = A_p (0.4 \gamma B N_\gamma + \gamma D_s N_q) \quad (2-21)$$

Pero como $0.4 \gamma B N_\gamma \ll D_s N_q$ γ podemos escribir:

$$Q_p = A_p (\gamma D_s N_q) \quad (2-22)$$

$$\gamma D_s = \sigma_{vo}$$

2.7.5 RESISTENCIA POR EL FUSTE

Al calcular la resistencia por el fuste debemos considerar, no solo el tipo de suelo, sino también el método de construcción del pilote, el método constructivo puede tener un efecto importante.

La dificultad real en el cálculo de los esfuerzos transmitidos por el fuste radica en la elección del valor

adecuado de la resistencia de fuste unitaria, a menos que se realicen pruebas de carga.

En suelos permeables, la resistencia de fuste unitaria para/² :

$$C = 0 \quad \phi \neq 0 \quad \text{Vale: } S_u = \tau_H = \sigma_H \text{tg}\phi \quad (2-23)$$

$$\sigma_{HH} = \sigma_{ho} = K\sigma_{vo} \quad K = 1 \text{ a } 3 \quad (\text{para pilotes hincados})$$

En arena, generalmente los pilotes se hacen penetrar a presión o se hincan que es lo más normal, sin embargo, en nuestro país se han fabricado pilas coladas in-situ en arenas mal graduadas tales el caso del Edificio de la Prensa Gráfica en Santa Elena, Antiguo Cuscatlán. Las vibraciones producidas por la hincada de un pilote en arena tiene dos efectos:

- a) Compactar la arena
- b) Aumentar el valor de K

En resumen, la capacidad de carga de un pilote es: para suelos permeables con drenaje libre/²:

$$Q = A_p \sigma_{ho} N_q + \sum (\Delta L) (a_u) (K\sigma_{vo} \text{tg}\phi) \quad (2-24)$$

Para suelos de baja permeabilidad;

$$Q = A_p (S_u N_c + \sigma_{vo}) + \sum (\Delta L) (a_u) (S_u) \quad (2-25)$$

En suelos no permeables (arcillas) $\phi = 0$

1. REF. 8 Pág. 96

2. REF. 8 Pág. 96

$$Q_p = A_p (c N_c + \gamma D_p) \quad (2-26)$$

$C = S_u =$ resistencia media sin drenaje

$$Q_p = A_p (S_u N_c + \sigma_{vo}) \quad (2-27)$$

$\sigma_{vo} =$ Esfuerzo vertical a nivel de desplante.

2.7.6 EFECTO DEL PILOTE EN EL SUELO

La forma de distribución del esfuerzo (fig. 2.14), el asentamiento y la capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, depende del efecto del pilote en el suelo. El pilote es una discontinuidad en la masa del suelo que reemplaza o desplaza al suelo, según sea instalado por excavación o por hinca.

Tanto la excavación como la hinca del pilote producen alteración en el suelo, cambiando la forma de distribución del esfuerzo. La punta del pilote actúa como un pequeño cimiento con un cono de suelo que se forma debajo de ella que perfora hacia abajo, forzando al suelo hacia los lados en sucesivas fallas de capacidad de carga.

Alrededor del pilote se forma una zona de alteración o suelo reamasado que tiene un ancho D a $2D$. Si la hinca va acompañada de un chorro de agua o la perforación de un

agujero, la zona de alteración es menor¹.

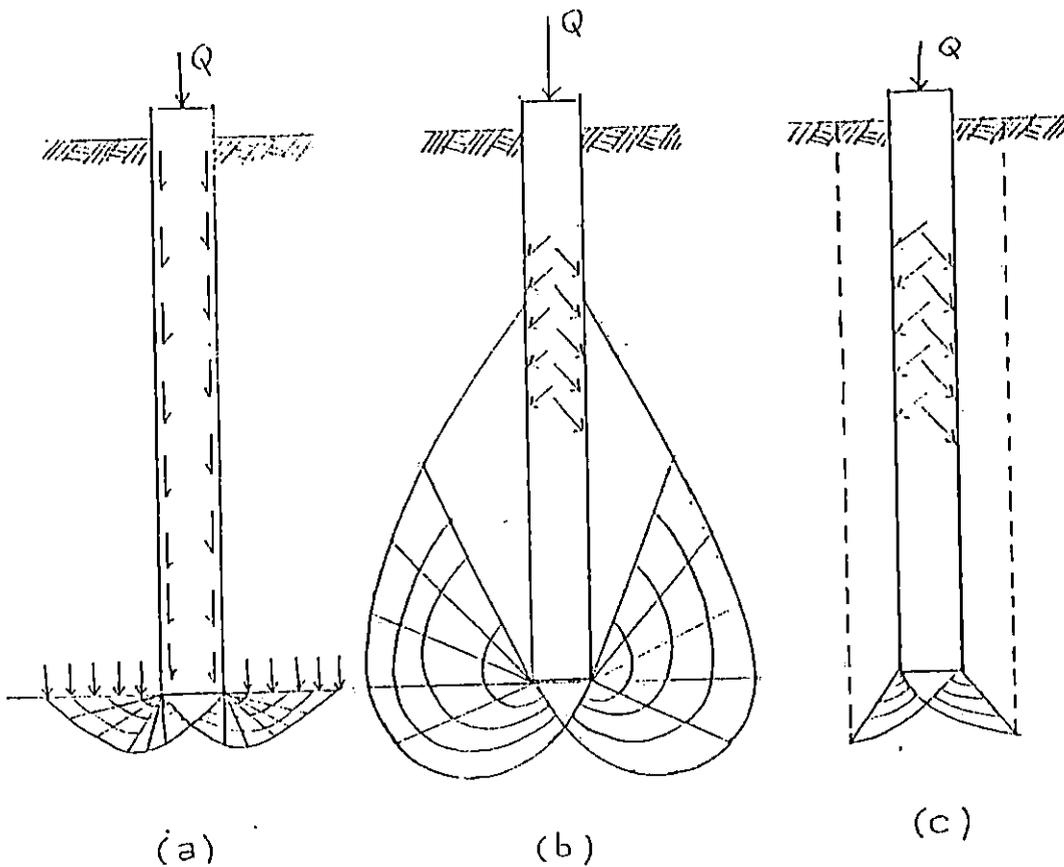


Fig. 2.15 Formas de falla supuestas

(a) Prandtl, Reissner, Caquot y Terzaghi

(b) DeBeer, Jaky y Meyerhof

(c) Berezantser y Yaroshenko Vesic

Fuente: Lamb, T. William, Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, 1969.

1. Ref. 8 Págs. 97-98

Dentro de la zona de alteración se reduce la resistencia de cohesión de las arcillas saturadas y de los suelos cementados/¹. En la mayoría de los suelos no cohesivos, se aumenta la capacidad y el ángulo de fricción interna; sin embargo, en un suelo muy compacto pudiera haber una reducción en la capacidad en la zona inmediata al pilote debido a una reducción de ϕ y al esfuerzo cortante/².

2.7.7 ESFUERZOS ALREDEDOR DEL PILOTE

Al cargarse un pilote, el campo de esfuerzo cambia, porque la carga del pilote se transfiere al suelo.

El análisis de esfuerzos producidos por una carga vertical que se ha introducido por debajo de la superficie de un sólido elástico, isótropo y semi-infinito, fue desarrollado por Mindlin. Es análogo al análisis de Bousinesq para cargas en la superficie.

El esfuerzo combinado de la resistencia por la punta y la fricción lateral en la zona de esfuerzo, depende de sus magnitudes relativas, como también de la fricción lateral a lo largo del pilote.

1. Ref. 8 Pág. 98

2. Ref. 8 Pág. 98

Del limitado número de observaciones que se han hecho de pilotes en materiales homogéneos , se deduce que, para longitudes de pilotes que excedan de 20 diámetros, la resistencia por la punta está entre 1/4 y 1/3 de la total; para pilotes más cortos, la parte de la resistencia total que toma la punta aumenta en proporción a la relación D/L^2 . Si el suelo o la roca en la punta del pilote es más rígido que a lo largo del fuste, la resistencia por la punta será mayor. A medida que la carga se acerca a la falla, la proporción de la carga que se transfiere a la punta depende de la resistencia máxima o límite a fuerza cortante del suelo en la punta, comparada con la resistencia límite a esfuerzo cortante en fricción lateral.

El esfuerzo vertical σ_{zp} , en la zona inmediatamente adyacente a un pilote con perforación previa y descargado es γz .

A medida que se aumenta la carga en el pilote , hay una reducción en el esfuerzo vertical inmediatamente adyacente en la parte inferior del pilote, debido a que la carga es transferida a la punta. Aunque esto puede ser parcialmente compensado por el aumento en el esfuerzo vertical causado por la transferencia de cargas por fricción lateral en la parte

superior, el efecto neto en pilotes largos y esbeltos será una reducción de esfuerzo. Los ensayos en gran escala en suelos hechos por Vesic, en el Instituto Tecnológico de Georgia y por Kerisel, en Francia, indican que la profundidad crítica Z_c es función de la compacidad relativa/¹.

Para:	$D_r < 30\%$	$Z_c = 10 D$
	$D_r > 70\%$	$Z_c = 30 D$
	D_r intermedias	Z_c es aprox. proporcional a D_r .

La presión lateral del suelo contra la superficie del pilote se puede expresar por la ecuación:

$$\sigma_n = K_o \sigma_{zp} \quad (2-29)$$

El coeficiente de la presión de la tierra, K_o depende del desplazamiento del pilote y de la compacidad o compresibilidad del suelo, el objetivo principal de las pruebas de carga es determinar el valor de K_o , según diseñador de nuestro país.

1. Ref. 8 Pág. 99

TABLA 2-1 COEFICIENTE DE LA PRESION LATERAL DE LA TIERRA

SUELO	CONDICION DEL DESPLAZAMIENTO	Ko
Arena Suelta	Pilote instalado con chiflón	0.5 a 0.75
	Pilote instalado con perforación previa	0.5 a 0.75
	Pilote hincado	2 a 3
Arena Compacta	Pilote instalado con chiflón	0.5 a 1
	Pilote instalado con perforación previa	1 a 2
	Pilote hincado	3 a 5

Estos valores corresponden a estudios realizados en otros países.

Fuentes: Jorge H. Rivera, "Capacidad de Carga y Deformación del Suelo". Pág. 97, Tesis de Ingeniería Civil, 1974.

2.7.8 ANALISIS ESTATICO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

La máxima capacidad de carga de un pilote o pila, es la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de la carga máxima

$$Q_o = Q_p + Q_f \quad (2-17)$$

Estos valores se pueden analizar separadamente; ambos están basados en el estado de los esfuerzos alrededor del

pilote y de la forma de distribución del esfuerzo cortante que se desarrolla al fallar.

Cuando se carga el pilote, se forma un cono de suelo no alterado que se adhiere a la punta. Como la punta va penetrando más profundamente conforme aumenta la carga, el cono desplaza el suelo hacia los lados cortando la masa a lo largo de una superficie curva. Si el suelo es blando, comprensible o tiene un módulo de elasticidad bajo, la masa situada más allá de la zona de esfuerzo cortante, se comprime o deforma, permitiendo que el cono penetre más. Si el suelo o la roca son muy rígidos, la zona de esfuerzo cortante se extiende hasta que el desplazamiento total permite al cono penetrar en el suelo/².

Igual que los resultados de los análisis de las cimentaciones poco profundas, éstos se pueden expresar en la forma general:

$$q_o = (0.4)\gamma BN\gamma + 1.3cN_c + \gamma D_z N_q \quad (2-30)$$

Para los pilotes en que B es pequeño, se reduce a:

$$q_o = 1.3cN_c + \gamma D_z N_q \quad (2-31)$$

Existen una serie de curvas para los factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas y es difícil

1. Ref. 8 Pág. 100

precisar cuál es el factor de capacidad de carga correcto que debe usarse en cada caso.

Si los pilotes son hincados en el suelo, el ángulo de fricción que debe usarse es el que se obtiene después de la hinca. Según Meyerhof/¹, en las arenas se produce un aumento de 2 a 5 grados sobre el valor obtenido antes de la hinca. Si la colocación del pilote se hace con chiflón de agua o con perforación previa, el ángulo no cambia prácticamente.

El apropiado valor de $q' = \gamma D_z$ al nivel de cimentación, depende de la longitud del pilote.

$$q' = Z \quad \text{si } Z < Z_c \quad (\text{profundidad crítica})$$
$$q' = Z_c \quad \text{si } Z > Z_c$$

La fricción lateral que actúa a lo largo del fuste del pilote es igual a la suma de la fricción más la adherencia en la superficie lateral del pilote o a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo inmediatamente adyacente al pilote, cualquiera que sea menor. La fricción lateral es f .

$$f = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (2-32)$$

$$f = C_a + \sigma'_n \operatorname{tg} \delta$$

Donde:

C_a = adherencia

1. Ref. 8 Pág. 101

δ = ángulo de rozamiento entre suelo-pilote

Los ensayos hechos con pilotes de tamaño natural indican los siguientes valores/² de C_m con relación a los de C en arcillas saturadas, obtenidas en pruebas de esfuerzo cortante sin drenaje.

$$C_m = 0.9c \quad c < 0.5 \text{ K / cm}^2$$

$$C_m = 0.9 + 0.6(0.49c - 1) \quad c > 0.5 \text{ K / cm}^2$$

Hay alguna evidencia de que C_m aumenta lentamente con el tiempo hasta llegar a igualarse con C .

TABLA 2-2 COEFICIENTE DE FRICCIÓN ENTRE LOS SUELOS NO COHESIVOS Y PILOTES.

Estos datos corresponden a estudios realizados en otros países.

MATERIAL	COEF. DE FRICCIÓN	ÁNGULO (°)
Madera	0.4	22
Concreto rugoso	$\text{tg}\phi$	ϕ
Concreto liso	0.3-0.4	17
Acero limpio	0.2	11
Acero herrumbroso	0.4	22
Metal corrugado	$\text{tg}\phi$	ϕ

Fuente: Jorge H. Rivera, "Capacidad de Carga y Deformación del Suelo". Pág. 102, Tesis de Ingeniería Civil, 1974.

1. Ref. 8 Pág. 101

Cuando se hace la prueba estándar de penetración, Meyerhof sugiere:

$$q_o = 4 \text{ N (Kg/cm}^2\text{)} \quad (2-33)$$

$$f_o = 0.02 \text{ N (Kg/cm}^2\text{)} \quad (2-34)$$

El pilote hincado tiene, generalmente, una capacidad de carga máxima mayor que la del pilote colocado con excavación previa o con chiflón de agua, porque los valores máximos, tanto de la resistencia por la punta como el de fricción, se alcanzan durante la hinca.

Una segunda causa de la diferencia entre la capacidad de carga calculada y real de los pilotes proviene de la fricción negativa. Si hay algún estrato compresible, en algún nivel por arriba de la punta del pilote, la consolidación hará que el suelo se mueva hacia abajo, lo cual añade carga al pilote, En algunos casos es capaz de producir la falla y por tanto, debe considerarse en el proyecto, más adelante se tocará este problema.

2.7.9 TEORIA DE MEYERHOF.

La teoría que Meyerhof plantea, toma en cuenta el suelo arriba del nivel de desplante de la estructura, "como un medio a través del cual se pueden propagar superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias

al esfuerzo cortante².

En esta Teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la fig. 2.16.

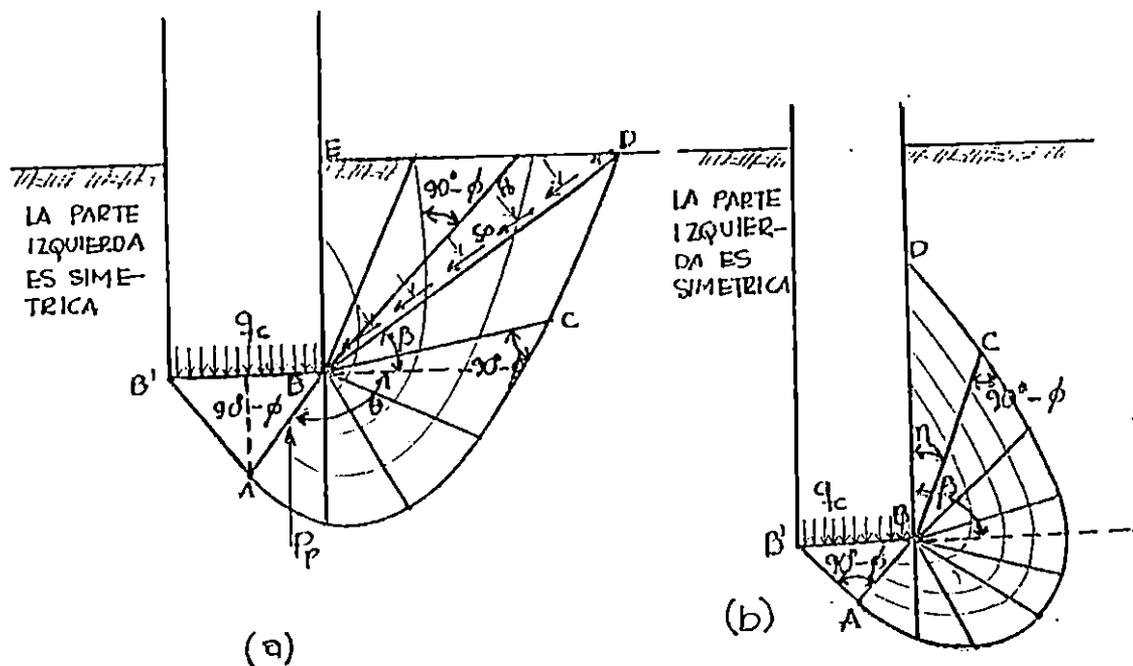


Fig. 2.16 Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof.

a) A poca profundidad

b) A gran profundidad

Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de Suelos Tomo II, Editorial Limusa, México 1973, Pág. 258.

"Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco especial de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la SUPERFICIE EQUIVALENTE y en ellos actúan los esfuerzos normales, P_o , y tangenciales, S_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE"/¹.

Meyerhof al desarrollar la teoría llega a la expresión siguiente:

$$q_c = cN_c + P_o N_q + (1/2)\gamma BN\gamma \quad (2-35)$$

q_c = Carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo.

C = Cohesión

P_o = Esfuerzo normal a la superficie libre equivalente

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho del cimiento

N_c , N_q y $N\gamma$ = Factores de carga que pueden encontrarse

1. Ref. 6 Pág. 258

por medio de las gráficas de las figuras 2.17, 2.18 y 2.19.

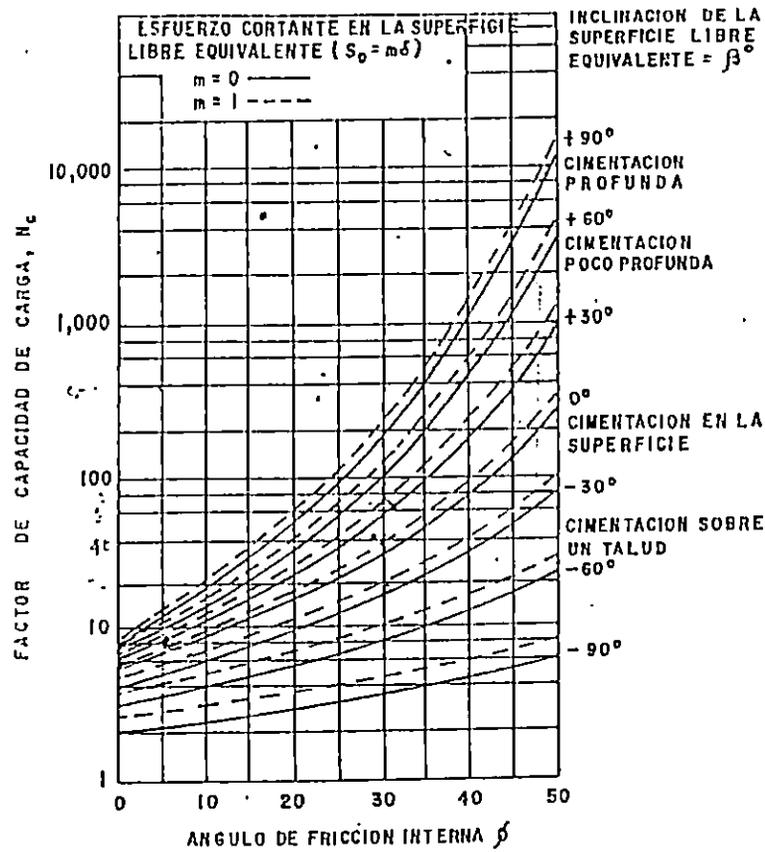


Fig. 2.17 Valores de N_c para cimientos largos, según Meyerhof.

Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, México 1973, Pág. 260.

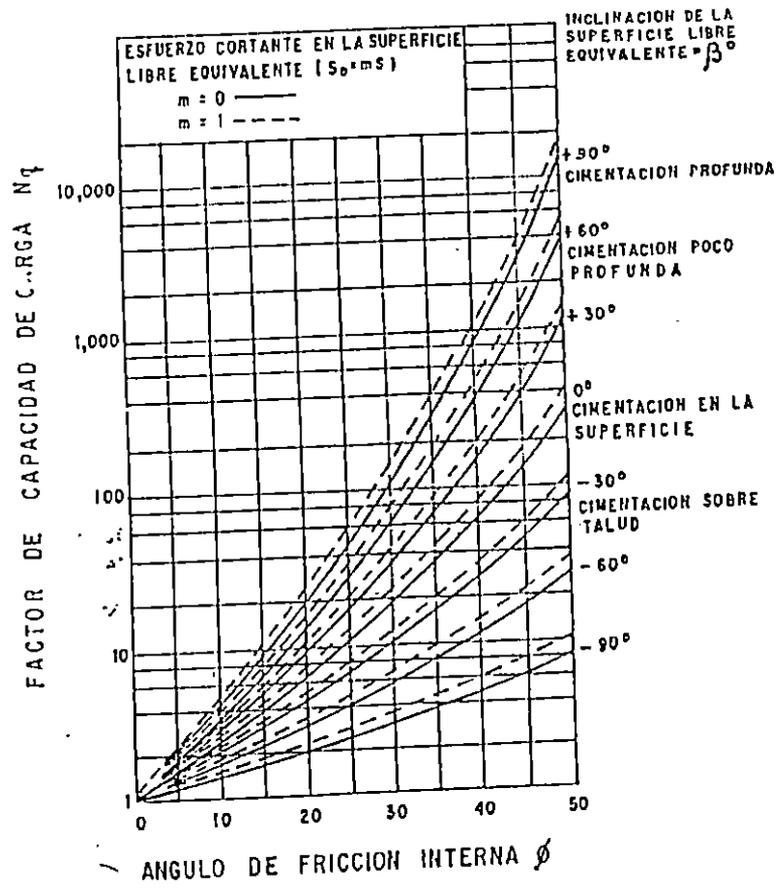


Fig. 2.18 Valores de N_q para cimientos largos, según Meyerhof.

Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, México 1973, Pág. 261.

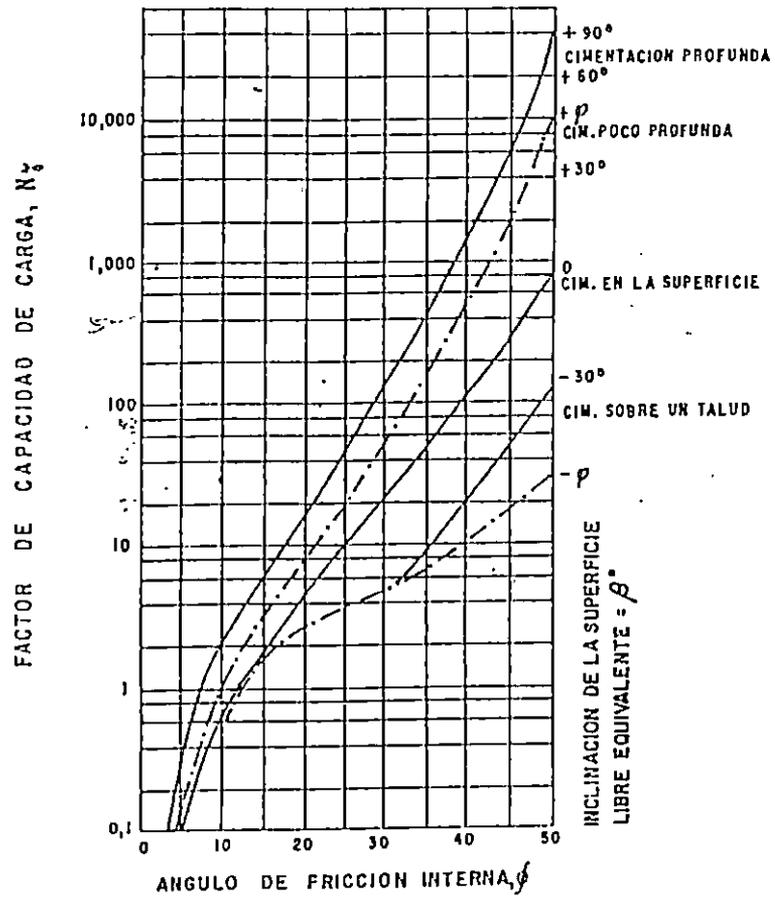


Fig. 2.19 Valores de N_s para cimientos largos, según Meyerhof.

Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, México 1973, Pág. 262.

La Teoría de Meyerhof persiste el defecto fundamental de que N_a y N_q se calculan con una cierta superficie de deslizamiento, en tanto que N_γ se calcula a partir de otra determinada con independencia y que, en general, no coincide con la primera; esta segunda superficie, determina de hecho, una zona plástica de menor extensión que la primera. Así una misma fórmula procede de dos mecanismos de falla, vale decir de dos fundamentos distintos, por lo que, en rigor en la ecuación 2-35 se suman términos no homogéneos entre sí. Meyerhoff espera que la superficie verdadera de falla resulte intermedia entre las dos utilizadas/¹.

Para poder utilizar las gráficas de las figuras 2.17, 2.18 y 2.19 es preciso conocer el valor de β , de inclinación de la superficie libre equivalente con la horizontal y ésta es una incertidumbre básica de la teoría, que no ofrece un procedimiento riguroso para su cálculo; β finalmente depende de un coeficiente m , llamado "de movilización de la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie libre equivalente", definido por la siguiente expresión:

$$S_o = m(C + P_o \operatorname{tg}\phi) \quad (2-36)$$

Indicando que se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante, en la superficie libre equivalente; se sigue la ley

1. Ref. 6 Pág. 259

de Coulomb, pero regulado con el coeficiente m , cuya variación es de 0 a 1; cada valor de m mencionado tiene su propio significado $m = 0$ es cuando no se desarrolla resistencia a la superficie libre y $m = 1$ cuando la movilización de la resistencia es total. Necesariamente el valor de m es necesario para los cálculos a que en la teoría se hace ver que la superficie libre equivalente no es necesariamente superficie de falla y, por lo tanto, no hay razón, en principio, para que en la superficie exista un agotamiento de resistencia del material, al ocurrir el deslizamiento del cimiento/².

Meyerhof en sus investigaciones, llega a simplificar la ecuación 2-35, para el caso de arenas con $C = 0$ y $\phi \neq 0$, para cimientos largos así:

$$q_u = (1/2)\gamma B N_{\gamma_q} \quad (2-37)$$

En donde N_{γ_q} es un nuevo factor de capacidad de carga en el cual se involucran los valores de N_q y de N_{γ} En la fig. 2.20a, pág. 75 se presentan gráficos que dan los valores de N_{γ_q} para $\phi = 30^\circ$ y $\phi = 40^\circ$, representativas de arenas sueltas y compactas, respectivamente. El valor de N_{γ_q} depende de K , coeficiente de presión de tierras, el cual teóricamente oscila entre los valores respectivos a los estados activo y

pasivo, que es conveniente una evaluación en el campo. Proponiendo Meyerhof/¹, para fines prácticos, $K = 0.5$ para arenas sueltas y $K = 1$ para arenas compactas.

Meyerhof plantea una expresión para aplicación en pilotes, que corresponden a cimientos cuadrados o circulares; refiriéndose a suelos con cohesión y fricción, en los que es aplicable la fórmula siguiente:

$$q_c = cN_c + K\gamma hN_q \quad (2-38)$$

Donde K tiene el sentido y los valores prácticos arriba mencionados, C y γ ya definidos y h es el desplante, N_c y N_q los valores originales de la gráfica de la fig. 2.20b, pág 75.

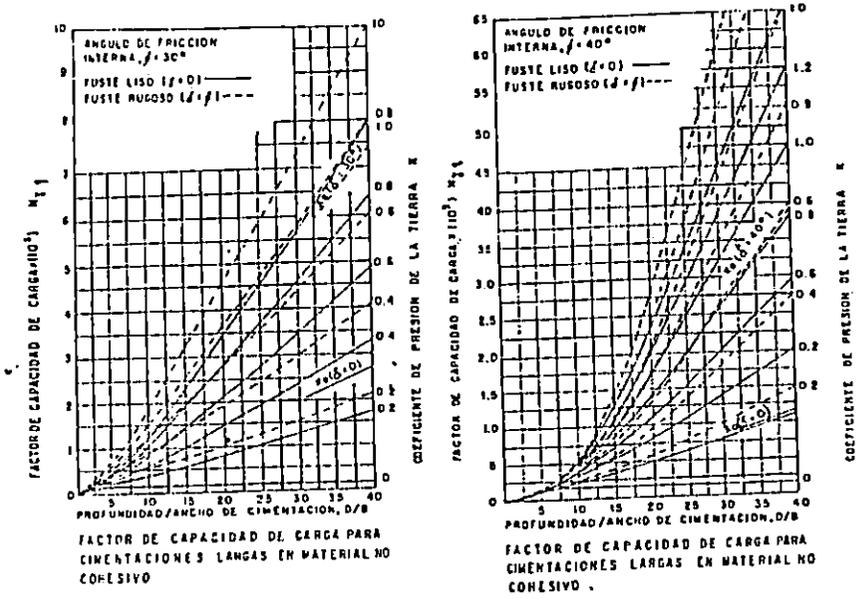
Para el caso de cimientos rectangulares, no muy largos, en arena, la fórmula siguiente se aplica/²:

$$q_c = (1/2)\gamma\lambda BN\gamma_c \quad (2-39)$$

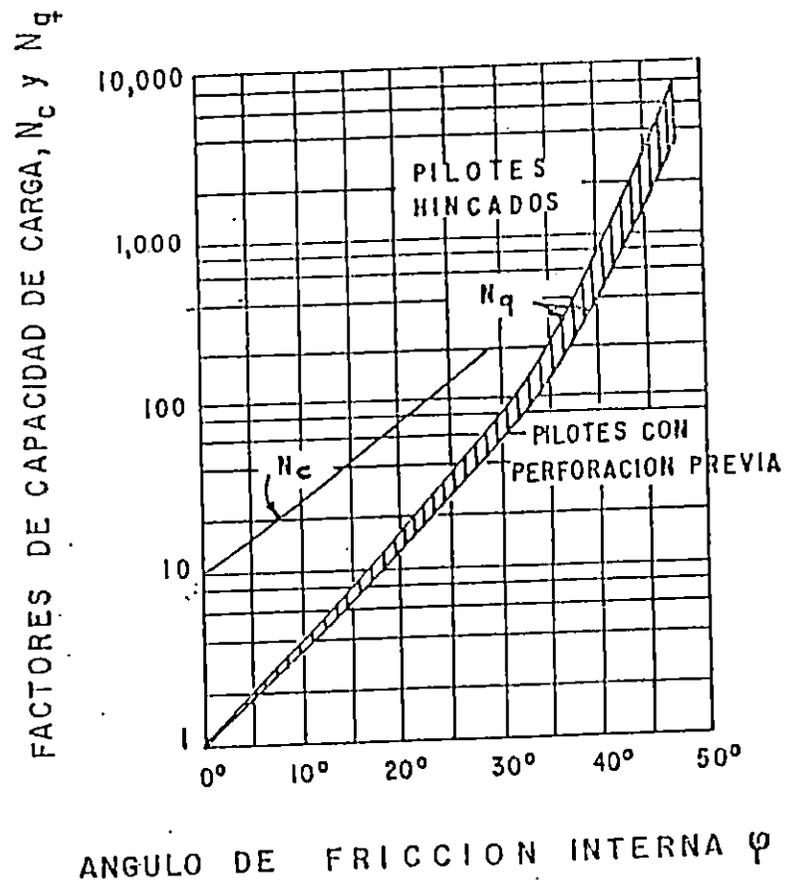
Donde λ es un "factor de forma" del cimiento dependiendo de la relación L/B . La gráfica de la figura 2.20c, pág. 76, proporciona los valores de λ involucrando los correspondientes a pilotes cuadrados para $L/B = 1$ o circulares, considerados independientemente.

1. Ref. 6 Pág. 264

2. Ref. 6 Pág. 265

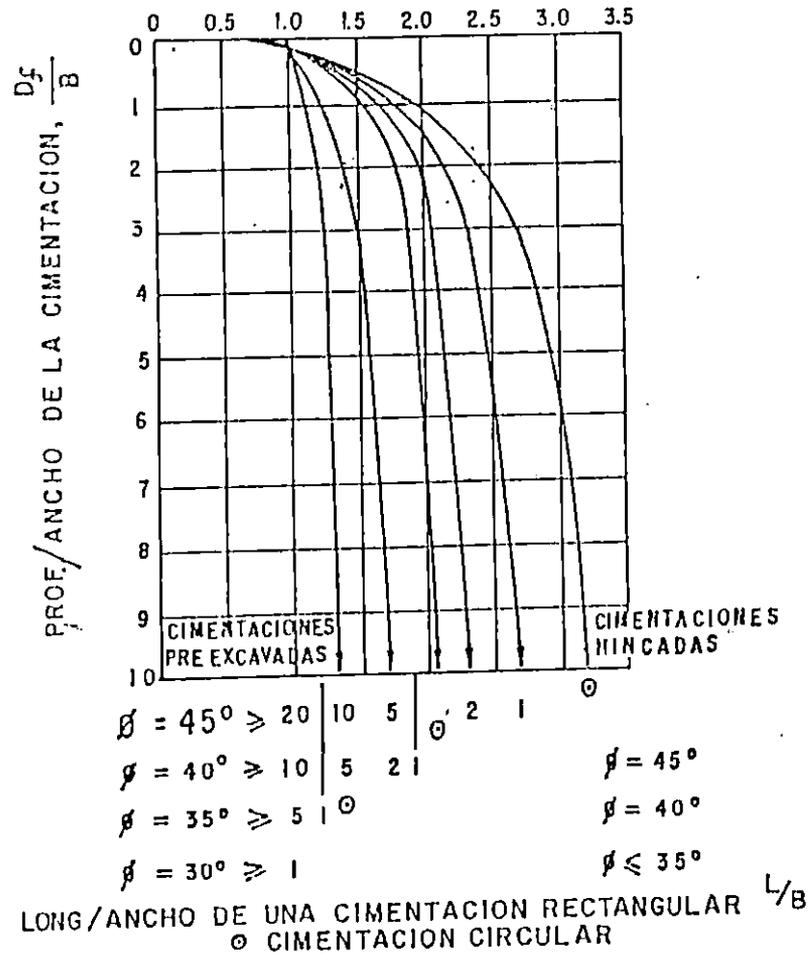


(a)



(b)

FACTOR DE FORMA, λ



(c)

Fig. 2.20 (a) Valores de N_{za} , para cimientos largos, según Meyerhof, de arenas; (b) Valores de N_o y N_a para pilotes, según Meyerhof; (c) Valores del factor de forma en cimientos no muy largos o pilotes, en arenas, según Meyerhof.

Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, México 1973, Pág. 264, 265, y 266.

Hay que hacer notar la dependencia de λ de los factores como la relación L/B, relación desplante/ancho, del valor del ángulo ϕ , procedimiento constructivo del cimiento, especialmente si se trata de un cimiento hincado o de un colado en el lugar, previa excavación.

En resumen se puede decir ue la teoría de falla del suelo, según Meyerhof, se basa en las siguientes hipótesis (ver fig. 2.16, pág. 67):

- a) La cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes (zona plástica activa).
- b) La cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmico, es una zona de esfuerzo cortante radial.
- c) La zona BCDE es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el corte radial hasta una zona elástica pasiva.
- d) La zona BO se llama "Superficie Libre Equivalente" y en ella actúan esfuerzos normales P_0 y tangibles S_0 debido a la cuña BDE.

2.8 ASENTAMIENTOS DE PILOTES COLADOS EN EL SITIO.

2.8.1 ARENAS.

El asentamiento de cimientos colados en el lugar son producto de dos causas principales a saber: la compresión de azolves depositado en el fondo del pozo antes del colado que pueden ser acumulados por eventuales derrumbes producto de la excavación, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote o en su defecto pila; la primera es difícil de evaluar y por ello debe evitarse usando un procedimiento constructivo adecuado.

Cuando el suelo se deforma el asentamiento ocurre en forma inmediata y se puede estimar como sigue, siendo de suma importancia una investigación para determinar, experimentalmente, los módulos de elasticidad representativos del suelo y del pilote o pila/²:

$$\delta = \frac{\Sigma QL}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\Sigma Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \nu^2) \quad (2-40)$$

Donde:

δ = asentamiento inmediato

ΣQ = combinación más desfavorable de carga (por pilote o

pila.

L = longitud de pilote o pila

E_c = módulo de elasticidad representativa del pilote (a largo plazo)

A_p = área de la sección transversal de pilote o pila

E_s = módulo de deformabilidad representativo del estrato de apoyo.

ν = relación de Poisson del estrato de apoyo.

Para el caso de grupos de pilotes o pilas, debe tenerse en cuenta que la ecuación 2-40 no toma en cuenta la rigidización de la arena por efecto del confinamiento.

El primer término del miembro de la derecha de la ecuación 2-40 representa la deformación que el pilote sufriría por efecto de las cargas aplicadas, mientras que el segundo término representa el asentamiento por deformación del suelo. La ecuación 2-40 es similar a la presentada por Bousinnesq/¹.

2.8.2 SUELOS COHESIVOS

Debido a la elevada capacidad de carga, los pilotes y pilas colados en arcillas duras ($C_u > 10 \text{ ton/m}^2$) son, por lo general como pilotes individuales.

1. Ref. 6 Pág. 62

El análisis de asentamiento de pilotes individuales en suelos cohesivos (arcillas duras) es un problema de elevada complejidad; si se tiene un pilote apoyado en un estrato resistente, resulta oportuno aplicar la ecuación 2-40/¹.

2.9 PILOTES DE FRICCIÓN HINCADOS AL GOLPE.

2.9.1 GENERALIDADES.

Se conoce como hinca de un pilote la operación de introducir un pilote en el terreno.

Existen diferentes métodos para hincar pilotes, siendo los más conocidos aquellos en los que se hace uso de martillos o mazas, que no son más que bloques de acero fundido de peso considerable. Actualmente se dispone de diferentes clases de martillos, los cuales varían en tamaño, peso y energía de operación.

Otro método para hincar pilotes, que es muy usado actualmente, es el que se ocupa en suelos no cohesivos, en el cual se usa un chiflón de agua. Este método es recomendable para situaciones en que los pilotes sean cortos con cargas pequeñas ó bien largos con cargas considerables/².

Los pilotes que han sido hincados atravezando estratos

1. Ref. 10 Pág. 90

2. Ref. 5 Pág. 554

débiles haciendo que su punta se apoye en un estrato resistente, transfieren gran parte de su carga por la punta, en compresión, mientras los que, luego de hincados, están en material blando, desarrollan su resistencia total o casi totalmente por la adherencia que se presenta en el fuste (fig. 2.21, pág. 81), esto cuando se tienen suelos cohesivos, o por la fricción entre suelo y pilote, cuando se encuentra en suelos friccionantes¹. En este último caso se considera muy baja la resistencia por punta.

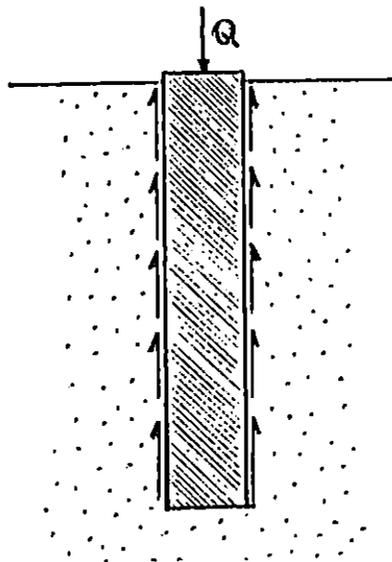


Fig. 2.21 Transferencia de la carga del pilote al suelo por fricción lateral.

Fuente: George Sowers, "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Pág. 559, México, 1983.

1. Ref. 6 Pág. 342

La capacidad de carga de los pilotes de fricción no puede obtenerse haciendo uso de fórmulas dinámicas, porque la resistencia de un pilote bajo un impacto instantáneo puede ser completamente distinta que la resistencia a largo plazo, bajo carga estática permanente/¹.

También se sabe que las arcillas no sensibles (de falla plástica), presentan una resistencia viscosa en el instante que se golpea el pilote para hincarlo, esto impide en cierto grado la introducción del pilote, el cual penetraría con menor dificultad si se le colocara bajo carga estática o se le aplicara gradualmente. En el caso anterior las fórmulas dinámicas sobreestiman la capacidad de carga de un pilote, lo que puede ser peligroso a la hora de construir las estructuras apoyadas en estas cimentaciones (pilotes de fricción hincados al golpe).

Para obtener la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcillas blandas se dispone de dos métodos/²:

- Usando los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, y
- Usando los datos de una prueba de carga.

1. Ref. 6 Pág. 343.

2. Ref. 6 Pág. 343.

La experiencia ha demostrado que en arcillas blandas saturadas es recomendable asumir que la adherencia entre el fuste del pilote y la arcilla es igual a la cohesión de ésta. La cohesión se puede calcular en prueba rápida ó en una prueba de compresión simple.

Este valor de adherencia es aconsejable reducirlo a la mitad para efectos de diseño, lo que no es más que usar un factor de seguridad de dos.

$$f_a = C = (q_u / 2) \quad (2-41)$$

donde:

f_a : adherencia

C : cohesión

o también:

$$f_{at} = C/2 = q_u / 4 \quad \text{como valor de trabajo.} \quad (2-42)$$

La capacidad total del pilote se obtienen multiplicando la adherencia por el área del pilote embebido, entre otras formas de cálculo de resistencia por fricción lateral.

La relación entre la adherencia y la cohesión se reduce cuanto más dura es la arcilla en la que se hince el pilote. Esto se dá debido a que al hincar un pilote en arcilla de

dureza regular tienden a formarse pequeños espacios entre suelo y pilote, con lo que la adherencia promedio disminuye. Lo anterior no se presenta en arcillas blandas.

Cuando se tienen arcillas muy firmes, saturadas, fuertemente preconsolidadas, se produce una distorsión al hincar el pilote, y ésto induce tensión en el agua que se encuentra en los vacíos, por lo que la arcilla en las proximidades del pilote tiende a expandirse, pero al mismo tiempo su resistencia al corte se reduce; para ello recurre al agua de la arcilla vecina que tiende a consolidarse/¹.

Tomlinson/² ha propuesto, con base en numerosas pruebas, los valores de la adherencia de la tabla 2-3, comparada con la cohesión en diferentes arcillas.

Cuando la arcilla en que se hinca el pilote sea dura, los valores de la tabla 2-3 son bastante confiables y se prefieren con más seguridad aún sobre los obtenidos con las ecuaciones 2-41 y 2-42 .

1. Ref. 6 Pág. 343-344

2. Ref. 11

TABLA 2-3 VALORES DE ADHERENCIA Y COHESION ENTRE ARCILLAS Y ALGUNOS MATERIALES.

MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESION, C, ton/m ²	ADHERENCIA, f _a , ton/m ²
CONCRETO Y MADERA	BLANDA	0 - 4	0 - 3.5
	FIRME	4 - 8	3.5 - 4.5
	DURA	8 - 15	4.5 - 7
ACERO	BLANDA	0 - 4	0 - 3
	FIRME	4 - 8	3 - 4
	DURA	8 - 15	7

Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", Tomo II, México 1972, Pág. 344.

Para los pilotes hincados en arenas sueltas resulta más difícil evaluar su capacidad de carga, ya que en este caso, no solo trabajan por fricción lateral, sino que debe considerarse la capacidad de carga por punta que resulta ser muy importante.

Cuando se hincan pilotes en arena, se produce un efecto

compactador, y por eso, aunque al inicio se tenga un estrato suelto, resulta sumamente difícil hincar un pilote cuando en las cercanías ya han sido hincados otros con anterioridad.

En la actualidad aún se considera un problema encontrar la capacidad de carga de pilotes de fricción hincados en arenas.

Algunos autores suponen que la fricción lateral sigue una ley lineal a lo largo del fuste, aumentando la fricción con la profundidad; expresan dicha fricción como una fracción de la presión normal por peso propio del suelo que existe en un nivel determinado. Si a la profundidad Z hay una presión vertical igual a γZ , la presión lateral correspondiente es considerada como $K_0 \gamma Z$, donde K_0 es un coeficiente de empuje de tierras ¹. Esta presión se considera que actúa a todo lo largo del fuste del pilote y perpendicularmente a éste produce una fricción:

$$F_{zz} = K_0 \gamma D_z * \operatorname{tg} \delta = K' \gamma Z \quad (2-43)$$

Donde δ es el ángulo de fricción entre suelo y pilote. El

1. Ref. 6 Pág. 344

valor de K_u oscila de 0.4 para las arenas más sueltas hasta 0.6 para las arenas más compactas. El valor de δ más comúnmente usado es $2/3$ de ϕ (ϕ : ángulo de fricción interna).

Existen trabajos de otros autores que sostienen como hipótesis principal que la fricción se distribuye linealmente. Para esto hacen uso de fórmulas más complicadas, e incluso el valor de K' es más complejo¹.

Sin embargo, existen experiencias en modelos de pilotes, en los que se aprecia que la ley de distribución de la fricción no se da en forma lineal.

Se ha encontrado que la resistencia de un pilote por fricción lateral en arena se ve afectada por diferentes factores, tales como: la compacidad y otras características del suelo, la posición del nivel freático y las perturbaciones que se induzcan sobre el pilote, como son la hincas de otros, nuevas excavaciones, etc. . La fórmula 2-43, que puede darnos la capacidad por fricción usando un proceso de integración a lo largo del fuste o también se puede facilitar más si usamos un valor promedio de la fricción en la ley lineal, de tal forma que se aplique a toda el área lateral del pilote, debe

1. Ref. 6 Pág. 345

tomarse como un parámetro de la magnitud de las fuerzas que intervienen, pero no como un valor preciso. Para esta situación han sido claramente establecidas las pruebas de carga como guía del diseñador y se deberá hacer uso de ellas para mayor seguridad del proyecto/¹.

En el caso de usar la fórmula 2-43 deberá tomarse en cuenta un factor de seguridad de 3, 4 ó a veces más para tener valores de trabajo de la fricción lateral o sea que nos aseguremos que el pilote a diseñar trabaje por fricción lateral/².

En general, se considera que un pilote resiste una carga P que actúa sobre su cabeza, por rozamiento de su superficie con el terreno, y si su punta llega al terreno firme, por la resistencia que éste además pueda ofrecer.

El rozamiento entre la superficie de concreto y el terreno vale, en toneladas metro cuadrado/³:

1. Ref. 6 Pág. 345-346

2. Ref. 6 Pág. 346

3. Ref. 12 Pág. 508

TABLA 2-4 ROZAMIENTO DE ENTRE EL CONCRETO Y EL TERRENO.

(EN TONELADAS/METRO CUADRADO)

FACTOR DE FRICCIÓN

fango	0.2
relleno	1.2
arena suelta	2.5
arcilla húmeda	4.0
arcilla compacta	5.0
terreno firme	5 a 8

Fuente: Fernando Moral -Hormigón Armado-
Compañía Editorial Continental,
S.A., México, 1955. Pág. 508.

La armadura se halla compuesta casi siempre por barras principales en sentido longitudinal, y estribos o cercos formando la armadura transversal.

En conclusión, las fuerzas de corte entre el pilote y el suelo no solo provienen del rozamiento, también pueden provenir de la adherencia. En cualquier caso, la capacidad de los pilotes de fricción dependen de las características del

material que rodea al pilote/².

2.9.2 FORMULAS DINAMICAS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES HINCADOS AL GOLPE/2.

La primera fórmula dinámica es la conocida con el nombre de fórmula del Engineering News, presentada por Wellington en 1,888. La fórmula se presentó para ser usada en pilotes de madera hincado con martillos de caída libre y se modificó más tarde para su aplicación a martillos de acción simple y doble. La fórmula para martillo de caída libre y de acción simple proviene de igualar la energía del impacto con el trabajo de penetración, más las pérdida de energía que tenga lugar:

$$Wh = Q_a s + \text{Pérdidas}$$

Donde

W = Peso del martillo

h = Altura de caída

Q_a = Resistencia dinámica en la punta del pilote

s = Penetración en la punta del pilote en el impacto considerado.

Si las pérdidas se expresan con cQ_a , la fórmula queda:

1. Ref. 4 Pág. 251

2. Ref. 6 Pág. 361

$$Q_a = \frac{Wh}{s + c} \quad (2-44)$$

Para el caso de martinets de doble efecto, la fórmula se modifica al considerar que la fuerza que produce el impacto es el peso del martillo más el empuje del vapor, expresado por la presión de éste, p , multiplicada por el área del émbolo, A . Así la fórmula queda:

$$Q_a = \frac{(W + Ap)h}{s + c} \quad (2-45)$$

Obsérvese que c tiene unidades de longitud; su valor, obtenido empíricamente, es:

$c = 2.5$ cm, para martillo de caída libre

$c = 0.25$ cm, para martillo de vapor

$c = 0.25 P/W$ cm, siendo P el peso del pilote, para el caso de martillos de vapor, si se considera la influencia de la inercia y el peso del pilote en las pérdidas de energía.

Otra de las fórmulas dinámicas más populares es la debida a Hiley, en la que se trata de establecer las pérdidas de energía durante el hincado de un modo más detallado. A continuación se presenta su deducción:

En el momento del impacto, el martillo posee una energía que corresponde a una cantidad de movimiento igual a su masa por su velocidad en dicho instante. El primer efecto del

martillo sobre el pilote es una compresión de éste y al final de este periodo de compresión la velocidad del martillo y la del pilote serán la misma. Si W es el peso del martillo, g la aceleración debida a la gravedad y v la velocidad del martillo en el momento del impacto, la cantidad de movimiento del martillo en ese momento vale:

$$M = \frac{W}{g} v$$

Si M_{τ} es la cantidad de movimiento que corresponde a la energía que el pilote absorbe al comprimirse, al final del periodo de compresión la cantidad de movimiento del martillo se habrá reducido en esta cantidad y será:

$$M' = M - M_{\tau}$$

También la velocidad del martillo se habrá reducido al fin del periodo de compresión al valor:

$$v_c = \frac{M'g}{W} = v - \frac{M_{\tau}g}{W} \quad (2-46)$$

Si se supone que el pilote tiene la posibilidad de moverse algo hacia abajo y que el efecto del hincado en el rebote hace que se pierda el contacto del pilote con la tierra, entonces la cantidad de movimiento del pilote al fin del periodo de compresión puede suponerse igual a M_{τ} y, por

lo tanto, la velocidad del pilote será:

$$v = \frac{M_T g}{W_P} \quad (2-47)$$

donde W , es el peso del pilote.

Las velocidades del martillo y pilote deben ser iguales al fin del período de compresión, por lo que las expresiones 2-46 y 2-47.

$$v - \frac{M_T g}{W} = \frac{M_T g}{W_P} \quad (2-48)$$

Después del período de compresión el pilote se restituye, tratando de recuperar su forma original. Si e es el coeficiente de restitución del sistema pilote-martillo, entonces eM_T será la magnitud del impulso que causa la restitución, por definición de coeficiente de restitución. Así al final del período de restitución, la cantidad de movimiento del martillo será:

$$M'' = M - M_T - eM_T = M - M_T(1 + e) \quad (2-49)$$

Si v_m representa la velocidad del martillo al final del período de restitución, se tendrá

$$v_m = \frac{M'' g}{W} = v - \frac{M_T g}{W} (1 + e) \quad (2-50)$$

de la expresión (2-48) se deduce que:

$$M_T = \frac{1}{g} \frac{W W_P}{W + W_P} v \quad (2-51)$$

Valor que sustituido en (2-50) conduce a:

$$v_m = v \left[1 - \frac{W_P}{W + W_P} (1 + e) \right]$$

de donde:

$$v_m = \frac{W - e W_P}{W + W_P} v \quad (2-52)$$

Si v_p es la velocidad del pilote al final del periodo de restitución y teniendo en cuenta que en ese instante la cantidad de movimiento que corresponde a la energía total absorbida por el pilote es $M_T + e M_T$, se tiene que:

$$v_p = \frac{M_T(1 + e)g}{W_P} v \quad (2-53)$$

Sustituyendo el valor dada por la ecuación (2-51) para M_T , se tiene que:

$$v_p = \frac{W(1 + e)}{W + W_P} v = \frac{W + eW}{W + W_P} v \quad (2-54)$$

Con las velocidades v_m y v_p del martillo y pilote, respectivamente correspondiente al fin del periodo de restitución, puede calcularse la suma de las energías que se tienen en esos elementos en dicho momento, la cual ya podrá usarse en hincar el pilote en el suelo, venciendo la

resistencia de éste. Sin embargo, ha de notarse que parte de esa energía se empleará aún en producir compresiones de índole elástica temporal en la cabeza de acero que se le coloca al pilote para el hincado, en el pilote y en el suelo.

Así la energía disponible en el sistema martillo-pilote, al fin de la restitución, será:

$$E_d = \frac{W}{2g} (vm)^2 + \frac{W_p}{2g} (vp)^2 \quad (2-55)$$

Introduciendo las ecuaciones 2-52 y 2-54 en la 2-55 se llega a:

$$E_d = \frac{Wv^2}{2g} \left(\frac{W - eW_p}{W + W_p} \right)^2 + \frac{W_p v^2}{2g} \left(\frac{W + eW}{W + W_p} \right)^2 =$$

$$\frac{Wv^2}{2g} \frac{W - e^2W_p}{W + W_p} = \frac{Wv^2}{2g} \left[1 - \frac{W_p(1 - e^2)}{W + W_p} \right] \quad (2-56)$$

De la expresión final de la ecuación 2-56 teniendo en cuenta que la energía del martillo en el momento del impacto fue $E = Wv^2/2g$ se tiene que la energía perdida vale:

$$\Delta E = \frac{Wv^2}{2g} \frac{W_p (1 - e^2)}{(W + W_p)} \quad (2-57)$$

La energía disponible E_d , dividida entre la energía total E , da la eficiencia del golpe del martillo; puede verse en la penúltima expresión de la ecuaciones 2-56 que dicha

eficiencia vale:

$$\eta = \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (2-58)$$

Lo cual puede escribirse:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W}} + \frac{e^2}{1 + \frac{W_p}{W}}$$

El segundo término del segundo miembro de la ecuación anterior es despreciable normalmente en la práctica, dado el pequeño valor de e^2 en la mayoría de los casos. Si esto es así, resultará:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W}} \quad (2-59)$$

La ecuación 2-59 indica la importancia de tener un martillo pesado en comparación al peso del pilote que se desea hincar; así la relación W_p/W será chica y la eficiencia del golpe η , será grande. Este punto ilustra el inconveniente más grave de describir un martillo de hincapié por la energía del golpe en kgm. En efecto, un cierto número de kgm puede

lograrse con un martillo muy ligero cayendo de gran altura o con un martillo muy pesado, que caiga de pequeña altura; en ambos casos la energía puede ser la misma pero la eficiencia del golpe es tan diferente que puede decirse que los martinets de martillo ligero son siempre inapropiados para la hinca y que debe tenderse, en lo posible al uso de maquinaria pesada que opere eficientemente y logre hincar pilotes en lugares en donde ello es factible, pero donde equipo ligero fracasa inevitablemente, por su baja eficiencia.

La energía cinética en el momento del impacto $(W/2g)v^2$ proviene de la caída del martillo, por lo que puede escribirse:

$$\frac{W}{2g} v^2 = Wh$$

Donde h es la altura de caída libre del martillo.

Si no hubiera pérdida de energía en el impacto, no hubiera pérdida de naturaleza elástica y la eficiencia del golpe fuera 100%, evidentemente podría escribirse:

$$Q_{as} = Wh$$

En un martinete real existe una eficiencia mecánica, e_s , que se debe el martillo va guiado y se roza en sus guías, a

la resistencia del aire, etc. Teniendo esto en cuenta, deberá escribirse:

$$Q_{a}s = e_x W h$$

La energía del golpe está, a su vez, afectada por otro factor de eficiencia, η , según se vió y en consecuencia, la ecuación anterior deberá modificarse para tomarla en cuenta

$$Q_{a}s = \eta e_x W h = e_x W h \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (2-60)$$

de donde resultará:

$$Q_a = e_x \frac{W h}{s} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (2-61)$$

Si la punta del pilote se mueve hacia abajo una cierta cantidad, s , como resultado del golpe, la parte superior de la pieza metálica que se coloca en la cabeza del pilote para su protección, se mueve esa distancia más una cantidad adicional $c = c_1 + c_2 + c_3$, debido a las compresiones elásticas temporales en el propio cabezal de protección, en el pilote y en el suelo.

Entonces se tiene que el trabajo efectuado por el golpe es en realidad:

$$Q_a (s + c/2)$$

Ya que en el trabajo adicional efectuado contra las

fuerzas elásticas mencionadas es $1/2 (Q_a c)$.

Por lo tanto

$$Q_a = e_z \frac{W h}{s + c/2} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (2-62)$$

o, si se prefiere

$$Q_a = \frac{e_z W h}{s + 1/2 (c_1 + c_2 + c_3)} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (2-63)$$

que es la fórmula de Hiley.

La expresión anterior es válida, para martillos de caída libre o de acción simple. Para martillos de doble acción, la fórmula se modifica sustituyendo el valor $W h$ por el término E_n , energía por golpe, proporcionada por el fabricante de la unidad.

Las fórmulas anteriores no son aplicables en rigor al caso de pilotes hincados al rechazo en material muy duro o hincados sobre roca dura, en donde la punta del pilote no se mueve libremente; sin embargo, aún en esos casos, el autor de esta fórmula sostiene que con ella se obtienen resultados que no difieren mucho de los obtenidos con fórmulas más apropiadas, pero también más complicadas.

En la fórmula (2-63) el sentido detallado de los símbolos utilizados es el siguiente:

Q_a = Resistencia última del hincado, supuesta igual a la capacidad de carga última del pilote.

W = Peso del martillo que hinca al pilote.

h = Altura de caída libre de un martillo de este tipo o carrera del martillo en uno del tipo de acción simple.

e_e = Eficiencia mecánica del martillo de hincado. Los valores que se recomienda en la práctica en algunos casos frecuentes son los siguientes:

100% para martillos de caída libre de control automático.

75% para martillo de caída libre accionado con cable y malacates de fricción .

85% para martinets McKiernan-Terry de acción simple.

75% para martinets Warrintong-Vulcan de acción simple.

85% para martinets de doble acción McKiernan-Terry, Industrial Brownhoist, National y Unión.

100% para martinets diesel.

80% para martinets de acción simple B.S.P., semiautomáticos.

W_p =Peso del pilote y todos sus accesorios necesarios para la hinca.

l = Longitud del pilote. Si en la resistencia del pilote al hincado juega papel importante la fricción lateral, l será la distancia de la cabeza del pilote al centro de las fuerzas de resistencia al hincado.

e = Coeficiente de restitución, que varía de cero en pilotes con cabeza de madera deteriorada sin protección o en pilotes de amortiguadores en la cabeza, a 0.55 en pilotes con cabeza protectora de acero. Deberá usarse el valor de 0.40 cuando la cabeza protectora en el pilote de acero esté provista de un amortiguador poco resistente; 0.25 en pilotes de madera o de concreto con cabeza de madera.

s = Penetración del pilote con el golpe.

c_1 = Compresión temporal de la cabeza del pilote y de su protección; incluye la compresión de los seguidores, si los hubiere.

c_2 = compresión temporal del pilote.

$$c_2 = \frac{Q_{a1}}{A E} \quad (2-64)$$

c_3 = Compresión del suelo bajo el impacto. Oscila de 0.5 cm en suelos relativamente resistentes hasta cero en suelos muy duros. Un valor normal es 0.25

cm.

A = Sección recta del pilote. Si ésta no es constante, se deberá tomar un promedio entre los valores en la cabeza y en la punta. En pilotes de concreto reforzado, precolados deberá transformarse el área de acero a un área equivalente de concreto.

E = Modulo de elasticidad de material del pilote.

c_1 varía de 0 a 1.25 cm, dependiendo de varios factores.

Valores altos de c_1 se tienen cuando el suelo es muy resistente, la cabeza del pilote tiene colchón amortiguador de importancia y el pilote es de concreto; c_1 es cero si el golpe se le aplica directamente a un pilote de acero.

2.10 PILOTES COLADOS EN EL LUGAR.

1.10.1 GENERALIDADES.

En la actualidad existen gran variedad de pilotes que se construyen directamente en el lugar donde se necesitan para cumplir su trabajo. Estos son los conocidos pilotes de concreto colados en el lugar.

Entre los procedimientos utilizados para construir este tipo de pilotes están:

- Excavación de perforaciones ademadas o no, que

despues se rellenan de concreto.

- Gatos que hacen penetrar los ademes a presión,
- Chiflones que permiten hacer llegar los trabajos al nivel deseado, y
- Utilización de explosivos.

La capacidad de carga en pilotes colocados en el lugar puede ser calculada de la misma manera que se describió para los pilotes de fricción hincados al golpe/¹.

Este tipo de pilotes se pueden dividir en dos grupos: pilote con camisa o tubo de entibación en los que un tubo de metal de paredes delgadas se hinca en el terreno y sirve de molde y pilotes sin tubo de entibación, en los que el concreto se coloca en un agujero hecho previamente en el suelo, quedando el concreto en contacto directo con el suelo. En otras palabras, son conocidos como pilotes con y sin ademe/².

En los pilotes con ademe, se hinca el forro de metal o tubo delgado en el terreno y ahí se deja. Este tubo o forro metálico que se utiliza es tan delgado que su resistencia no se toma en cuenta a calcular la capacidad estructural del pilote; pero es indispensable que este forro tenga una

1

2. Ref. 5 Pág. 586

resistencia suficientemente como para que no falle bajo la presión del terreno que lo rodea antes que se coloque el concreto/².

Los forros metálicos muy delgados y los tubos que se usan como ademe deben estar soportados en el interior por un mandril para poder hincarse.

Los mandriles o núcleos, como son conocidos comúnmente, están diseñados para proporcionar respaldo interno a los forros metálicos o tubos que se usan como ademe y además para soportar la fuerza del martillo cuando el mandril y el ademe se hincan en el terreno.

2.10.2 PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU CON MOLDE.

A continuación se presentan alguna variedad de pilotes colados en el lugar con ademe:

A) Pilotes de Concreto de Diámetro Uniforme.

Estos pilotes se conocen como pilotes (Cobi), por el nombre del inventor del mandril Cobi, aunque existen otros tipos de mandriles con estas mismas características.

1. Ref. 4 Pág. 241

Los moldes de metal están corrugados helicoidalmente y se colocan en un mandril que se puede dilatar para sostener el molde durante el hincado, y después, contraerse para retirarlo. Los moldes se mantienen en forma cilíndrica usando juntas de cierre que corren a lo largo de las bases del corrugado. Estas juntas se pueden soldar para que no entre el agua. Los moldes se pueden empalmar con facilidad, mediante soldadura con latón o soldadura al arco, de esta manera se evita el desperdicio.

Este tipo de moldes los fabrica la Armco Steel Company y la Republic Steel Corporation de los Estados Unidos.

Actualmente se están utilizando varios tipos de mandriles dilatables. El mandril Cobi se dilata y contrae con bolsas de caucho que son accionadas neumáticamente. También se conoce el mandril Hércules y otras producidas por diversas empresas/¹.

B) PILOTES DE CONCRETO RAYMOND/²

Existen tres tipos generales de pilotes de concreto colados en el lugar que proporciona la Raymond Internacional Inc.

1. Ref. 9 Pág. 276-277

2. Ref. 9 Pág. 279

B.1) El pilote estándar se golpea de una manera uniforme y se hinca con un mandril dilatante. El pilote tiene una conicidad de 0.4 pulgadas por pie . El diámetro de la punta es de 8 pulgadas y la longitud máxima es de 37 pies y 6 pulgadas. El diámetro del tope puede ser de hasta 23 pulgadas. El mandril tiene dos hojas y funciona mecánicamente. Los moldes se hacen de acero laminado, que va del calibre 14 al 24.

Los pilotes estándar se utilizan más que todo como pilotes de fricción, en suelos densos o medianamente granulados. Este pilote adquiere capacidad a una menor penetración que en el caso de los pilotes rectos, esto debido a que el martillo comprime el suelo que está en torno al pilote.

Estos pilotes estándar desarrollan una capacidad de carga limitada, debido a que el núcleo no se puede hincar para cargas elevadas. En general, la carga máxima para un pilote estándar es de 30 toneladas.

B.2) El pilote cónico escalonado tiene una conicidad de una pulgada por cada 8 pies. Prácticamente el pilote es de lados rectos a lo largo de una distancia de 8 pies y, luego, aumenta en una

pulgada de diámetro, que permanece constante a lo largo de los 8 pies siguientes, y así sucesivamente. El mandril se construye de tubos de paredes gruesas soldadas en longitudes de 8 pies de diámetro creciente o con dos secciones de núcleo, unidas mediante una espiga y un pasador, para proporcionar la longitud deseada del mandril.

También se dispone de moldes y mandriles con una conicidad escalonada de 1 pulgada por cada 12 o 16 pies. Los moldes están corrugados y se producen en dimensiones que se ajusten a los diversos tipos de mandriles. Los calibres varían de 12 a 18. El cierre de la punta del pilote se suelda con una placa plana. La punta del pilote va de 8 pulgadas en aumento. Sin embargo, los diámetros más comunes de la punta van de 8 a 12 pulgadas.

B.3) El pilote Raymond de sección constante es similar al pilote "Cobi" ya descrito anteriormente.

El pilote de conicidad escalonada, que en algunas condiciones de suelos se usa como pilote de fricción, es más que todo de apoyo en el extremo o también de una combinación de

fricción y soporte en la base.

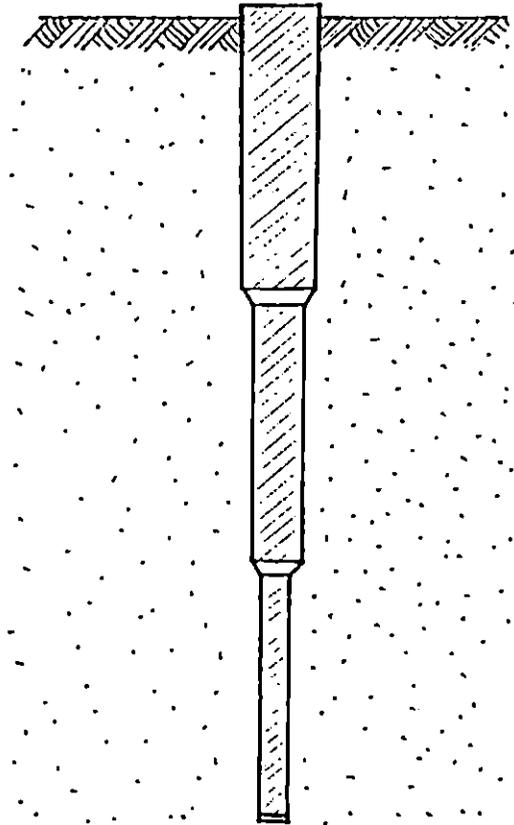


Fig. 2.22 Pilote Raymond de conicidad escalonada

Fuente: Gordon A. Fletcher. Biblioteca del Ingeniero Civil. Tomo VI. "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción". Pág. 278.

C) OTROS PILOTES HINCADOS CON MANDRILES.

Un método usado durante muchos años consistía en hincar un tubo de paredes gruesas con una zapata de acero de ajuste flojo, hasta la longitud deseada. Luego, se hacía descender el molde corrugado al interior del tubo. Se depositaba concreto en el molde y, a continuación, se retiraba el tubo.

Otro método consiste en hincar un mandril junto con el tubo exterior. El mandril o núcleo se saca, se inserta el molde corrugado y se cuela el concreto. A continuación, el mandril se pone en la parte superior del pilote de concreto, para mantenerlo en su lugar cuando se retire el tubo exterior. El cierre en el fondo puede ser una placa de acero o una punta de concreto precolado, con un saliente sobre el que se desliza el molde, para poder sellarlo. Los pilotes instalados por éste método son de soporte en la base.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS/3.

Cuando se diseñan como pilotes de fricción, los moldes corrugados de calibre pequeño ofrecen ciertas ventajas. En

suelos granulares, la arena se apelmaza en las raices de los corrugados. La capacidad de carga debe ser por lo menos la resistencia de corte del suelo. Por ésto, esos pilotes soportarán cargas mayores que los tubulares de paredes lisas de la misma longitud y el mismo diámetro.

Otra ventaja es que el molde sólo sirve como encofrado para el concreto, por lo que no es necesario considerar la corrosión.

Por experiencia se sabe, que los pilotes cónicos pesados desarrollan una mayor resistencia de fricción en los suelos arenosos que los pilotes de lados lisos. para pilotes de la misma penetración. Cuando se trata de suelos limosos ó arcillosos no se manifiesta ninguna diferencia.

La principal limitación es la de que los mandriles dilatables no resisten el hincado fuerte, así tenemos que las cargas superiores a 60 toneladas ejercen esfuerzos excesivos sobre los mandriles y los moldes.

La principal desventaja de los pilotes hincados con mandriles es que los moldes de calibres delgados pueden dañarse debido a obstrucciones, piedras, gravas, etc.

REFUERZO EN PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU

Casi siempre el diseño regulará una jaula ó una caja de extracción en los 10 ó 15 pies superiores de un pilote. En ocasiones el refuerzo debe bajar a toda la longitud del pilote. Cuando se presenta el caso de exigencia del acero de refuerzo por parte del diseñador, se tienen problemas de operación y los costos deben analizarse con mucho cuidado. Primeramente, la colocación de la jaula provoca atraso en el colado del concreto. Luego que la jaula se instala debe centrarse y sujetarse, y será necesario, en algunos casos, utilizar un vibrador durante el colado del concreto en la parte reforzada.

Las jaulas de refuerzo se pueden hacer con barras en forma de espiral. El alambre en espiral de 3 pulgadas crea dificultades, ya que el componente más grueso tiende a formar arcos al interior. Para evitar problemas se recomienda utilizar concreto de cemento de alto revenimiento y componentes de pequeño tamaño; aunque esto aumentará los costos¹.

1. Ref. 9 Págs. 285-286

2.10.3 PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU SIN MOLDE.

A continuación se presentan algunas variedades de pilotes colados en el lugar sin molde:

A) PILOTES PERFORADOS/¹

Los orificios que se perforan en el terreno y luego se rellenan de concreto son utilizados en muchos países y reciben el nombre de pilotes perforados. Estos pilotes perforados desarrollan su capacidad de carga, transmitiéndola mediante la fricción al suelo que rodea al pilote. La forma de la punta contribuye muy poco a lograr esa capacidad de carga. En general, los pilotes perforados tienen diámetros de 10 a 24 pulgadas.

Para construir los pilotes perforados, el suelo debe satisfacer ciertas condiciones:

1. El suelo deberá tener la cohesión suficiente para que permanezca abierto durante la perforación, la inspección y el colado de concreto.
2. El suelo deberá estar libre de grandes bolsas de arena que peligre su caída al interior del orificio perforado.
3. El suelo deberá estar libre de filtraciones de agua.

1. Ref. 9 Págs. 287-288

4. Cuando haya rellenos que cubren al suelo natural, será necesario perforar el orificio de mayor tamaño y recubrirlo, a través del relleno, para que no hayan derrumbes al interior del orificio.

La capacidad de carga en los pilotes perforados se verifica sobre el terreno por medio de pruebas de carga; ya que previamente ha sido determinado mediante un análisis estático. Usando muestras inalteradas de suelos, se podrá determinar en laboratorio la capacidad de resistencia final de corte del suelo. Cuando el suelo sea uniforme, este valor se podrá aplicar a la superficie total del pilote, para determinar la capacidad final. Esta última se divide por un factor de seguridad (2 ó 3), para obtener la carga de diseño. En los suelos estratificados es diferente, porque los estratos menos resistentes no pueden desarrollar su resistencia de corte hasta que los estratos más rígidos se desvían.

Los orificios para pilotes se pueden perforar con barrenadoras de aletas o de cubeta. Las piedras y los guijarros que se encuentran producen muchas dificultades.

El diseño de estos pilotes deberá verificarse antes de la construcción, por medio de orificios perforados, abiertos

durante suficiente tiempo para permitir que se descubran los problemas de derrumbes o filtraciones de agua.

B) PILOTES CON INYECCIÓN DE LECHADA/1.

Cuando se tienen suelos sueltos, con derrumbes y con un alto contenido de agua se han usado métodos y equipos para instalar pilotes que se diferencian en muy poco con los usados para pilotes perforados. La diferencia esencial es que se utiliza lechada de cemento en lugar de concreto y además se emplean barrenadoras de aletas continuas.

La barrenadora continua proporciona apoyo lateral al orificio, mientras se perfora más adentro. Al llegar al punto final de la perforación, la lechada de cemento se hace pasar a presión por hueco del vástago de la barrera, a través de bombas de inyección.

La presión se mantiene al retirarse la barrera, quedando una columna de lechada, que constituye un pilote. El control más importante es el de la presión a la que se bombea la lechada. Estos pilotes no se pueden inspeccionar.

Entre las aplicaciones que estos pilotes tienen está su

1. Ref. 9 Page. 288-289

instalación en Laderas, en suelos que tengan cierta cohesión y se pueden utilizar en Zapatas ya existentes en suelos inestables, ya que como no hay vibración son mínimos los riesgos por pérdida de suelos bajo las cimentaciones cercanas.

C) PILOTES CON BASES ENSANCHADAS/¹

Este tipo de cimentación se incluye como pilote, ya que las cimentaciones más comunes de este tipo utilizan equipos de hincado de pilotes y un peso de hincado, para formar la base ensanchada. Se clasifican como pilotes sin moldes porque los moldes que utilizan son temporales y no se dejan en su lugar. Se conocen como pilotes Franki.

Para construir los pilotes Franki figura 2.23a, pág. 117 se coloca una carga de concreto muy seco al fondo de un molde de paredes gruesas. Se utiliza un peso de caída de 7,000 libras para compactar el concreto, para que se produzca una fricción contra las partes internas del molde. Al variar la altitud de caída del peso se hace descender el molde en el terreno. Cuando se ha llegado a la profundidad requerida, se sujeta el molde en la parte superior, para que no penetre más y se agregan pequeñas cargas de concreto seco que se ensanchan, para formar el bulbo o la base ampliada.

1. Ref. 9 Page. 289-292

La operación de impulsar el concreto hacia afuera para formar una base ensanchada se hace con dos fines:

- a) Como pilote de soporte en la base, incrementa el área de contacto con el suelo.
- b) El impacto de alta potencia comprime (densifica) el suelo situado por debajo del bulbo.

Las basés inyectadas a presión comprimen el suelo que se encuentra debajo, por eso los asentamientos que se producen son pequeños, incluso con cargas elevadas. En suelos arenosos se han tenido asentamientos de 1/4 a 1/2 pulgadas para cargas de 120 toneladas.

La aplicación ideal es la que se hace en estratos de suelos granulados sueltos. Al distribuir la carga del pilote sobre el área de la base ampliada e incrementar la densidad por debajo de la base, se pueden obtener altas cargas de diseño.

Con el uso de estos pilotes, las piedras no constituyen problema, ya que el gran peso de caída puede desplazar o demoler las piedras.

Los pilotes con bases ensanchadas no se usan como pilotes de fricción en suelos cohesivos, limosos o arcillosos. La

inspección de estos pilotes es sumamente difícil, porque la operación de hincado se realiza en el fondo del molde, donde es imposible observarla.

El equipo para la instalación de pilotes con bases ensanchadas es muy especializado y solo se consigue con contratistas especializado.

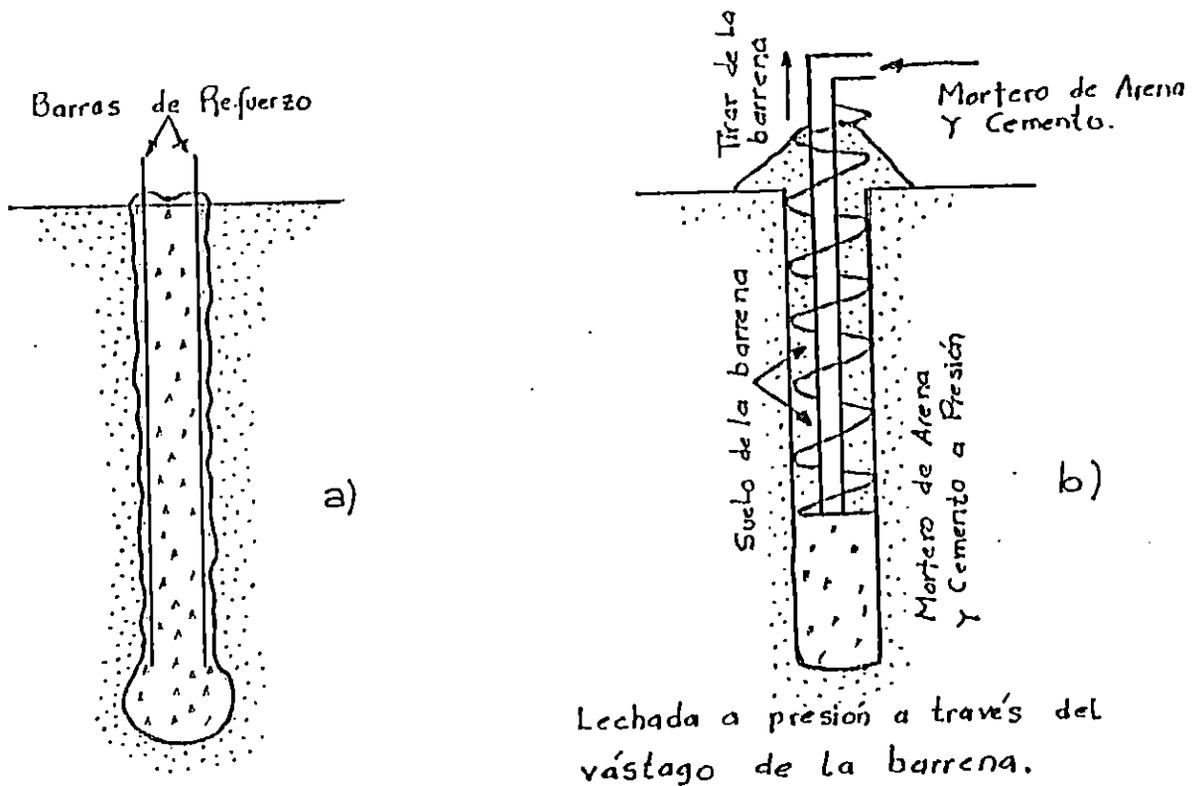


Fig. 2.23 Pilote sin molde permanente.

a) Pilotes tipo Franki con refuerzo terminado.

b) Pilote con inyección de lechada.

Fuente: George Sowatz, "Introducción a la Mecánica de suelos y cimentaciones", Pág. 589, México, 1983.

La predeterminación de la capacidad de carga se basa en un análisis estático, más que en fórmulas de hincado de pilotes.

2.10.4 PILOTES DE CONCRETO COLADOS IN-SITU PERFORADOS CON LODO.

"Se denomina lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleado como auxiliar en la ejecución de barrenos".

A continuación se da a conocer cuales son las funciones que desempeña el lodo durante el proceso de perforación:

- A- Estabilizador de las paredes de la perforación producto de la formación de una membrana plástica e impermeable al depositarse las partículas sólidas del lodo cuando éste se filtra a través de las paredes de la perforación. La película así formada cumple con las funciones siguientes:
 - A.1- Permite al lodo ejercer presión hidrostática contra la pared de la excavación, buscando así la estabilización.
 - A.2- Evita la fuga de agua del mismo lodo.
 - A.3- Impide el paso del agua hacia la excavación.

- B- Permite transportar y remover el suelo producto del recorte desde el fondo y emergiéndolo hacia la superficie

cuando el lodo circula; y la velocidad con la que fluye el lodo dará la capacidad de éste para mantener en suspensión a las partículas del suelo recortado.

- C- Como agente enfriador y lubricante de la herramienta de corte.
- D- Permite contrarrestar sobrepresiones, originados por gases, artesianos, etc., siendo necesaria la adición al lodo de un material inerte pesado, como por ejemplo la barita.

Como puede notarse en las funciones que el lodo tiene, éste es prácticamente utilizado en aquellos suelos que proporcionan problemas de derrumbe como efecto de la presencia de agua freática o por pésimas propiedades mecánicas de los suelos.

Se hace necesario realizar un análisis matemático de la estabilidad de la perforación, tomando en cuenta la presión del agua freática (E_H), de la presión de la tierra (E_A) y la ejercida por el mismo lodo utiliza (E_L), según se expresa a continuación:

$$E_L > E_A + E_H$$

Donde:

E_L = Empuje hidrostático del lodo bentonítico

E_A = Empuje activo del suelo

E_H = Empuje hidrostático del agua.

Para asegurar la estabilidad de la excavación, podría entonces definirse un factor de seguridad (FS) como la relación:

$$FS = \frac{E_L}{E_A + E_H} \quad (2-65)$$

Para el caso de perforaciones podría definirse el FS como sigue.

TABLA 2-5. FACTOR DE SEGURIDAD SEGUN EL TIPO DE SUELO.

SUELOS	FACTOR DE SEGURIDAD
Friccionante	$FS = \frac{(\gamma'_{en} - \gamma_{wm})N_{\sigma}^2}{2\gamma F_2 - (\gamma'_{en} - \gamma_{wm})N_{\sigma}}$
Cohesivo	$FS = \frac{CN_{\sigma}}{H(\gamma - \gamma'_{en})}$

donde:

$$F_2 = [1 - m(1 - \gamma'/\gamma)] \quad (2-66)$$

$$N_{\sigma} = \frac{\gamma H - \gamma'_{en} H}{C} \quad (2-67)$$

FS: Factor de seguridad

γ_l : Peso volumétrico del lodo (F/L³)

γ : Peso volumétrico del suelo excavado (F/L³)

γ_w : Peso volumétrico del agua (F/L³)

C : Cohesión del suelo excavado (F/L²)

n : Relación entre el tirante de lodo dentro de la excavación y la profundidad de ésta.

m : Relación entre el tirante del agua respecto al fondo de la excavación y la profundidad de ésta.

N_ϕ : $\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$, ϕ = ángulo de fricción interna del suelo($^\circ$).

γ' : peso volumétrico sumergido del suelo excavado (F/L³).

Realizando el despeje de γ_l para poder determinar el peso volumétrico del lodo a utilizar y obtener una estabilidad con un adecuado factor de seguridad (FS).

2.10.5 COLADOS DE PILOTES EN ESTRATOS CON AGUA O LODO.

Cuando se van a colar pilotes, los cuales están inundados de agua o lodo bentonítico se hace necesario realizar pequeñas variaciones al colado normal; una alternativa conocida es mediante la utilización de una o más tuberías estancadas (Tremie), y su diámetro interno deberá

estar limitado por condiciones como el diámetro de la pila y el tamaño del agregado grueso del concreto (por lo menos seis veces). Es de suma importancia que el flujo de concreto sea continuo y uniforme por lo que la tubería deberá ser lisa por dentro y por fuera para evitar que ésta se atore con el armado de la pila o pilote. Arriba de la tubería se coloca una tolva para un mejor colado (ver fig. 2.24)

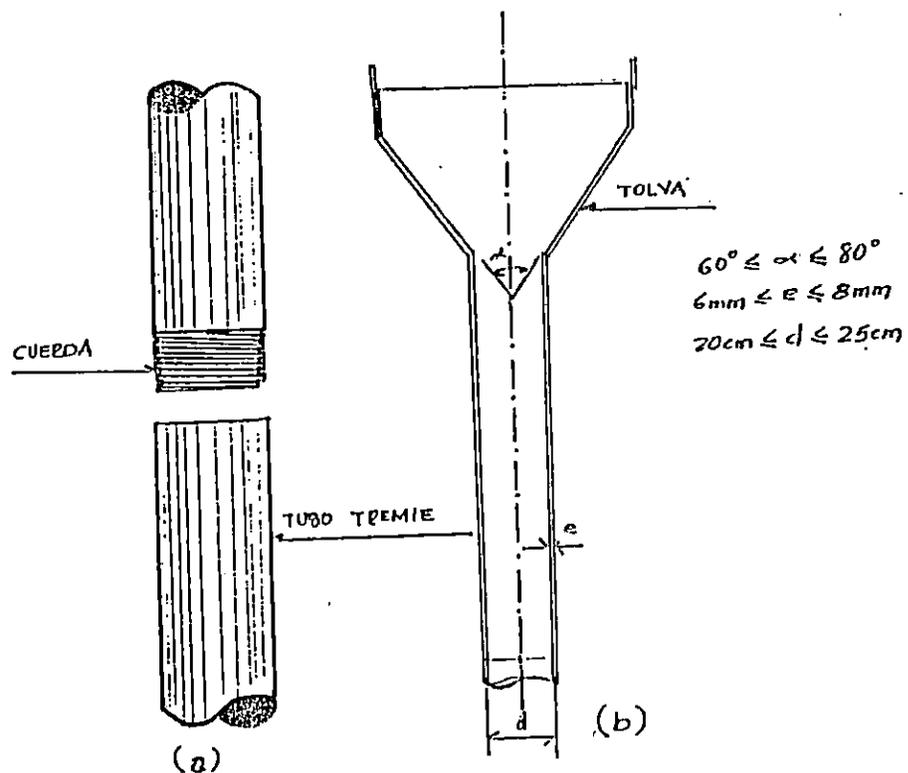


Fig. 2.24 Tubería Tremie para colados bajo agua o lodo.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
 "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes". México 1983. Pág. 133.

A medida que el colado se va desarrollando se hace necesario acortar la tubería mediante la eliminación de pieza por pieza, para realizar esta operación se utiliza un dispositivo especial para apoyarla y sujetarla como se muestra en la figura 2.25.

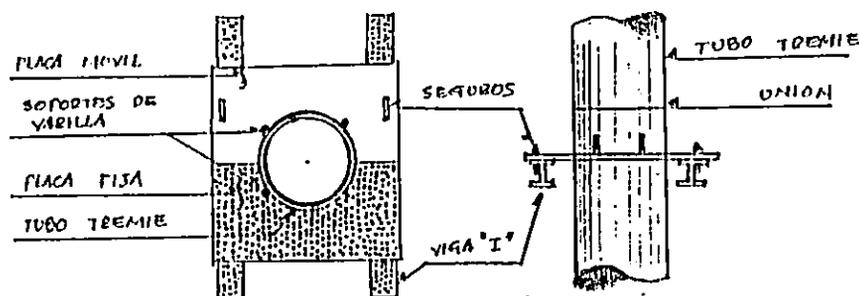


Fig. 2.24 Dispositivo para sostener la tubería Tremie.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
 "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes". México 1983. Pág. 133.

Durante el colado, una longitud inferior de la tubería permanece embebida en el concreto de tal forma que solamente exista una sola superficie de contacto entre éste y lodo o agua, dicha condición es posible, además, por la diferencia de densidad entre el concreto y los restantes elementos.

Es importante tomar en cuenta que otra forma de obtener inundación durante el colado es a través de la uniones de la tubería, y para evitarlo es necesario revisar que las roscas no estén dañadas, además es recomendable usar cinta quirúrgica o equivalente.

Para evitar que el concreto pierda su consistencia al entrar en contacto con el agua, se hace necesario colocar, en

la parte superior de la tubería, un tapon deslizante diablo (Ver fig. 2.26), la cual puede ser una cámara de balón inflado, una esfera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc. La tubería no debe estar apoyada en el fondo de la excavación, ya que de ser así no permitiría la salida del tapón y del mismo concreto, siendo recomendable despegarla del fondo no más de un diámetro de la tubería. La operación de colado deberá ser en forma continua, asegurándose de esa forma taponamientos de concreto por las diferencias de fraguado de los diferentes concretos abastecidos con lapsos de espera largos.

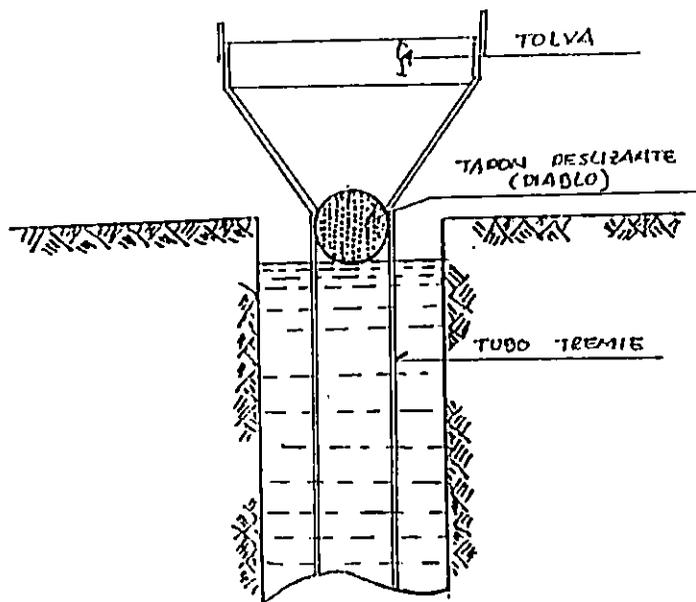


Fig. 2.26 Colocación de tapón deslizante o diablo en la tubería Tremie.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes". México 1983. Pág. 134.

2.11 GRUPOS DE PILOTES.

2.11.1 GENERALIDADES.

Cuando se usan pilotes de "pura fricción" y cuando los suelos que están bajo el estrato resistente, en que descansan las puntas de los pilotes resistentes por la punta, son más compresibles, se hace necesario colocar los pilotes en grupo, relativamente con poca separación entre ellos/¹.

Un grupo de pilotes tiene un comportamiento diferente al de un pilote aislado tanto en lo que se refiere a capacidad de carga como a asentamientos.

Si en lo que respecta a un pilote solo, se tienen incertidumbres de diseño todavía, éstas son aún mayores en lo que respecta a un grupo de pilotes tanto que puede decirse que todo el conocimiento teórico no pasa de ser una referencia para ordenar criterios y es la experiencia del proyectista o del diseñador el factor decisivo para obtener buenos resultados en la práctica. Por lo anterior se dice que el instinto del proyectista juega un papel preponderante y se sabe que con un mayor conocimiento teórico y mejor conocimiento científico se puede obtener mejor provecho de la experiencia e instinto.

1. Ref. 5 Pág. 575

Existe muy poco conocimiento desde el punto de vista teórico que puede decirse con seguridad sobre capacidad de carga en grupos de pilotes que trabajan por fricción. En este caso el efecto de grupo más importantes es la posibilidad de una falla de la cimentación en conjunto.

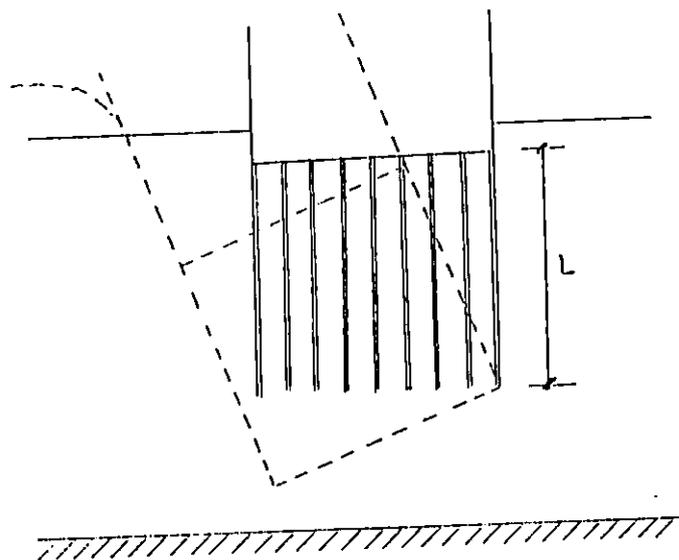


Fig. 2.27 Falla de conjunto de una cimentación con pilotes de fricción.

Fuente: Juárez Bañillo y Rico Rodríguez,
"Mecánica de Suelos", Tomo II, México
1973, Pág. 357.

La posibilidad de esta falla existe si la resistencia por adherencia y fricción en el área lateral del prisma de altura L , es menor que la resistencia de todos los pilotes

considerados individualmente. Si n , es el número de pilotes en la cimentación, p el perímetro de cada uno, P el perímetro del conjunto y f_a es la adherencia entre pilote y suelo, considerada igual a la resistencia al esfuerzo constante del material, se dice que el peligro de falla deja de ser crítico si se cumple que:

$$npLf_a \leq Pf_aL$$

o bien $np \leq P$

Lo que nos conduce a decir que "no hay riesgo dominante de falla de conjunto siempre y cuando el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual que la suma de los perímetros de los pilotes individuales"¹.

2.11.2 EFICIENCIA DEL GRUPO DE PILOTES.

La eficiencia del grupo de pilotes se define como la relación entre la capacidad del grupo Q_g , y la suma de las capacidades del número de pilotes, n , que forman el grupo:

$$e_g = \frac{Q_g}{nQ_o} \quad (2-68)$$

La capacidad de carga del grupo de pilotes se cácula suponiendo que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base está al nivel de las puntas de los

¹.Ref. 6 Págs. 357-358

pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y el largo del grupo de pilotes.

La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de carga de la base de la cimentación, más la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la cimentación.

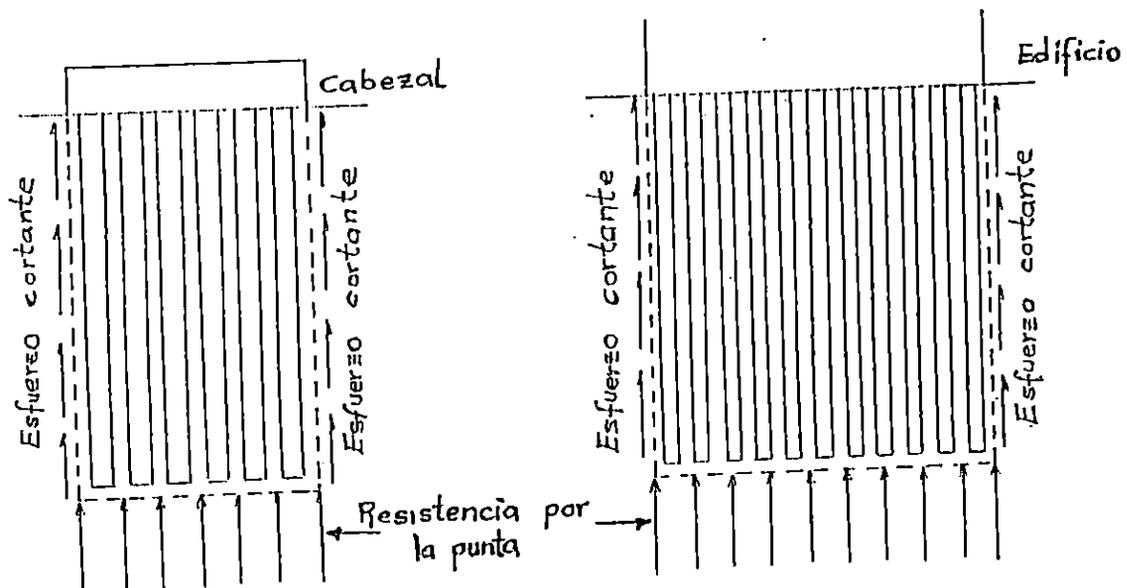


Fig. 2.28 Capacidad de carga de grupos de pilotes, basada en la resistencia del área total que delimita el grupo de pilotes en la punta de los mismos y en el esfuerzo cortante y en las caras del grupo.

Fuente: George Sowers, "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Pág. 576, México, 1983.

La capacidad del grupo aumenta con la separación entre pilotes, mientras que la capacidad individual del pilote, en arcilla, no aumenta.

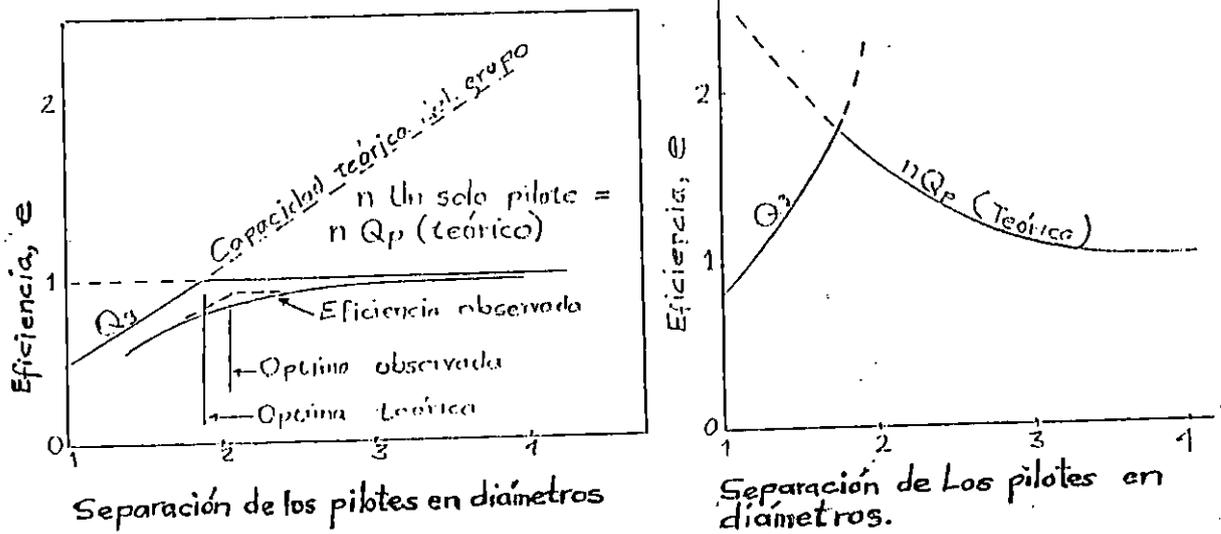


Fig. 2.29 Eficiencia de los grupos de pilotes largos de fricción.

- a) Pilotes flotantes en arcilla saturada
- b) Pilotes flotantes en arena suelta

Fuente: George Bowles, "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Pág. 577, México, 1983.

El espaciamiento óptimo, S_o , para pilotes largos en arcilla y la eficiencia del grupo para el espaciamiento están dados por las siguientes fórmulas:

$$S_o = 1.1 + 0.4n^{0.4} \quad (2-69)$$

$$e = 0.5 + \frac{0.4}{(n - 0.9)^{0.1}} \quad (2-70)$$

La distancia centro a centro de los pilotes S_o , típica es de 2 a 3 diámetros. Como al proyectar se usa normalmente un factor de seguridad de 2, el error que se comete al considerar que la eficiencia real es 1, con el espaciamiento óptimo, no tiene mayores incidencias.

Debido al aumento de resistencia del suelo por la compactación, la capacidad de un pilote individual en suelos no cohesivos aumenta al reducirse el espaciamiento.

El espaciamiento óptimo, figura 2.29b, pág. 129, es muy pequeño y tiene una eficiencia mayor que 1, pero no se pueden hincar los pilotes tan próximos unos con otros. El espaciamiento usual es de 2.5 a 4 diámetros de centro a centro.

La ecuación 2-45 es aplicable únicamente para pilotes cimentados en arcillas, sin embargo si se parte de la teoría de Meyerhoff, que establece un plano de falla definido por una espiral logarítmica, se puede plantear una ecuación que nos permitiría determinar, teóricamente, la separación adecuada de los pilotes que forman el grupo. Es importante aclarar que la separación aquí obtenida está en base a cimientos largos, sin embargo, puede contribuir a formarse la idea del valor por donde puede andar la separación, que con un poco de criterio podría determinarse razonablemente.

La ecuación que define el plano de falla propuesto por Meyerhof es la siguiente:

$$r_o = r_o e^{\theta \tan \phi} \quad (2-71)$$

a) Cálculo de r_o :

Aplicando relaciones trigonométricas se puede llegar a determinar el valor de r_o , con la siguiente fórmula:

$$r_o = \frac{D}{2 \cos (45 + \phi/2)} \quad (2-72)$$

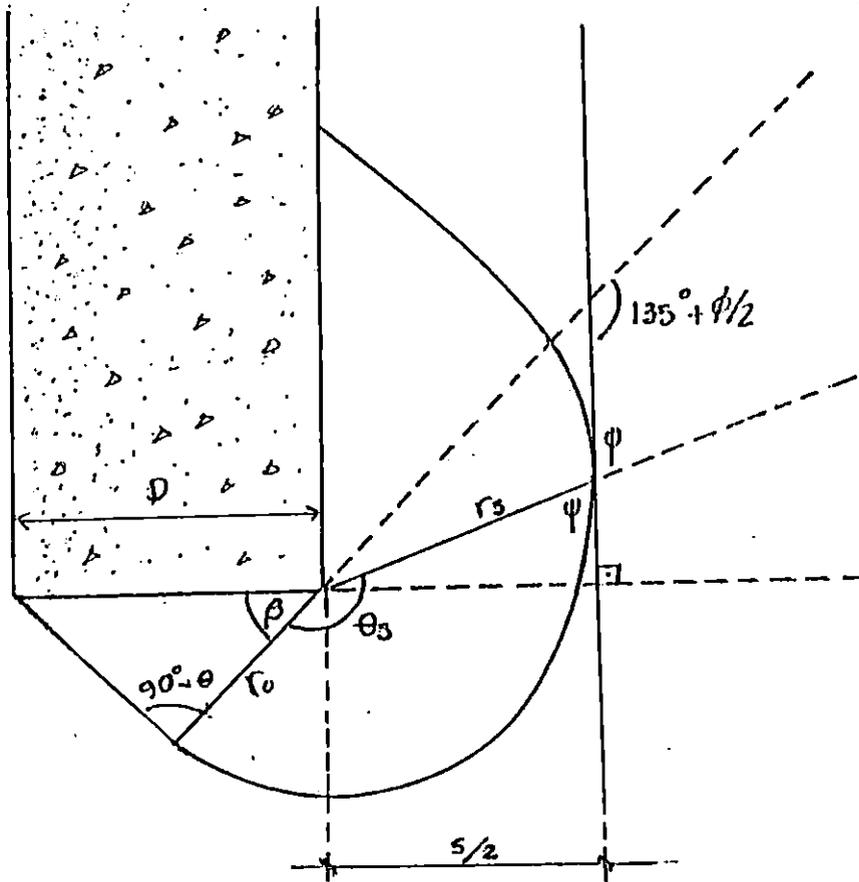


Fig. 2.30 Esquema para determinar la separación mínima.

Donde:

- ϕ : Angulo de fricción interna del suelo.
- D : Diámetro equivalente del pilote.
- θ_s : Angulo donde se dá la mínima separación(en radianes)
- r_s : Radio de la espiral logarítmica donde se dá la mínima separación.
- β : El valor es de $45 + \phi/2$
- ψ : Angulo formado entre r_s y el plano vertical que separa el bulbo de falla del pilote vecino.
- s : Separación mínima.

b) Cálculo de θ :

Realizando algunas relaciones trigonométricas, ver Fig. 2.30, se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\theta_{\text{rad}} = \pi (3/4 + \phi/360) \quad (2-73)$$

c) Cálculo de r_m :

Sustituyendo los valores obtenidos en las ecuaciones 2-72 y 2-73 en la 2-71 se obtiene r_m .

d) Cálculo de Ψ :

Para poder determinar Ψ , es necesario valerse de ciertas propiedades matemáticas de las ecuaciones polares y así es como se tiene que:

$$135 + \phi/2 = \theta + \Psi$$

Así:

$$\Psi = 135 + \phi/2 - \theta$$

Por definitivo de derivada de ecuaciones polares tenemos que:

$$\operatorname{tg} \frac{\Psi}{r} = \frac{r}{dr/d\theta} \quad (2-74)$$

$$r = r_0 e^{(\theta \operatorname{tg} \phi)}$$

$$\frac{dr}{d\theta} = \{r_0 e^{(\theta \operatorname{tg} \phi)}\} [\operatorname{tg} \phi]$$

Ahora:

$$\operatorname{tg}\Psi = \frac{r_0 e^{(\theta \operatorname{tg}\phi)}}{[r_0 e^{(\theta \operatorname{tg}\phi)}] [\operatorname{tg}\phi]}$$

$$\operatorname{tg}\Psi = 1/(\operatorname{tg}\phi)$$

$$\text{Así: } \Psi = \operatorname{arc} \operatorname{tg} (1/\operatorname{tg}\phi) = 90 - \phi \quad (2-75)$$

e) Cálculo de s:

El valor de s estará definido por:

$$s = 2r_0 \operatorname{sen}\Psi \quad (2-76)$$

Aplicando las ecuaciones de la 2-71 a la 2-76 se puede construir el cuadro siguiente:

D	ϕ	10°	20°	30°	40°	50°
30		0.707	1.23	2.36	5.26	15.72
40		0.943	1.65	3.14	7.02	20.96
50		1.179	2.06	3.93	8.77	26.20
60		1.414	2.47	4.71	10.53	31.44
70		1.650	2.88	5.50	12.28	36.68
80		1.886	3.29	6.28	14.03	41.92
90		2.121	3.70	7.07	15.79	47.16

Tabla 2-5 Separación entre las partes externas de dos pilotos integrantes del grupo.

Realizando un análisis de los valores de separación entre pilotes calculados en la tabla 2-5, se puede observar que para pilotes de compacidad relativa alta la separación es elevada, a tal grado que utilizarlo como parte de un grupo sería impráctico. Algunos autores/¹ recomiendan utilizar una separación mínima de dos veces el diámetro del pilote entre los ejes de los pilotes, con esta separación podrían no estar traslapados los bulbos de presión de los elementos, ya que estos generalmente no transmiten la carga de falla del suelo, tal como se supone en los valores resumidos en la tabla 2-5, agregando a ésto que se han calculado para cimientos largos, ya que realmente para pilotes el bulbo de presión es menor. Los valores de separación mencionados son para suelos con cohesión y fricción; para pilotes cimentados en roca se puede determinar por la formula siguiente:

$$s = \frac{\text{Valor de carga del pilote}}{\sqrt{\text{Capacidad permisible de la roca}}} \quad (2-77)$$

Donde:

$S_{calculada} \geq 2D$ ó 1.75 la dimensión diagonal mayor.

ó $S_{calculada} \leq S_{codigo regional}$.

2.11.3 ASENTAMIENTO DEL GRUPO DE PILOTES.

La consolidación de los estratos de suelos situados

1. Ref. 11 Pág. 522

debajo de las puntas de los pilotes es lo que produce el asentamiento de un grupo de pilotes. Se considera que este asentamiento es mayor al que experimenta un pilote aislado que se somete a la misma carga que cada uno de los pilotes miembros del grupo. Esto puede cambiar solo si el grupo de pilotes están apoyados en un estrato grueso cuyo suelo sea incompresible.

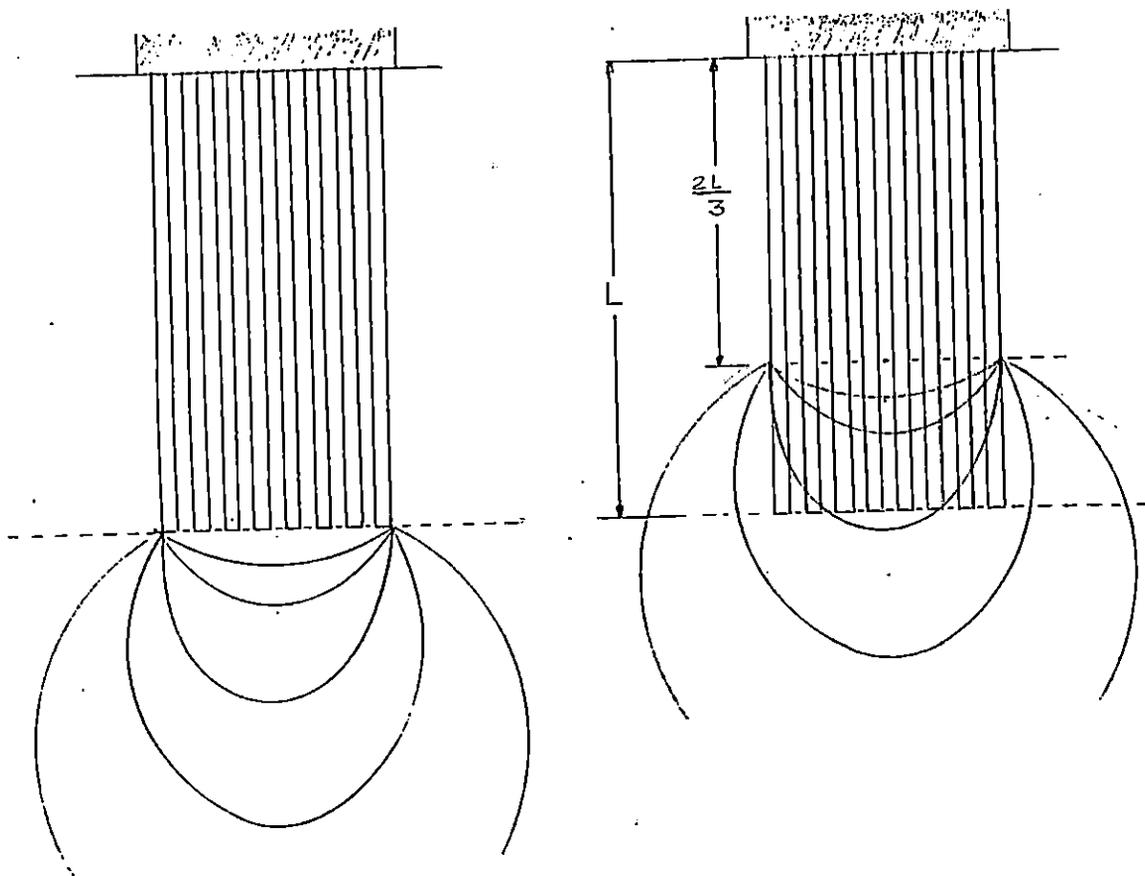


Fig. 2.31 Método aproximado para analizar la capacidad de carga y el asiento de un grupo de pilotes, suponiendo que el grupo actúa como una sola cimentación.

- a) Esfuerzos debajo de un grupo de pilotes que resisten por punta.
- b) Esfuerzos debajo de un grupo de pilotes de fricción. El asentamiento se calcula solamente en los estratos situados por debajo de las puntas de los pilotes.

Fuente: George Sowers, "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Pág. 576, México, 1983.

El asentamiento del grupo de pilotes se puede obtener suponiendo que el grupo representa una cimentación gigantesca. Cuando los pilotes son de resistencia por punta, la base del cimiento imaginario se toma al nivel de las puntas de los pilotes, (fig.2.31a) y los esfuerzos se calculan sobre esa base.

Cuando los pilotes son de resistencia por fricción, los esfuerzos por debajo de la cimentación se obtienen suponiendo que la carga del grupo entero de pilotes se ha introducido en el suelo hasta una profundidad que oscila entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes, (fig. 2.31b). El asentamiento que experimentan los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes se obtiene a partir de estos esfuerzos.

Como la carga del grupo se considera que se ha introducido en el suelo hasta una profundidad ya explicada anteriormente, se entiende que esta carga se distribuye a ese nivel en el área total que ocupa el grupo de pilotes.

El asentamiento calculado es un valor aproximado y generalmente nos dan valores mayores que los observados; pero son útiles para advertirnos sobre la ocurrencia de dificultades al producirse el asentamiento de la cimentación.

En general, se considera que el asentamiento que sufre una cimentación piloteada con pilotes de fricción es menor que el que se tendría si la misma carga se aplicara al nivel de la cabeza de los pilotes, directamente sobre la misma área que se pilotea. Esto está limitado por la estratigrafía del suelo, ya que si se tiene un estrato duro pero delgado y bajo éste hay un estrato blando, al transmitir los esfuerzos los pilotes directamente al suelo blando se pueden originar fuertes asentamientos/¹.

2.11.4 PILOTES INCLINADOS EN GRUPOS.

Los pilotes inclinados combinados con pilotes verticales

1. Ref. 5 Pág. 577-578

son la forma más efectiva para resistir fuerzas horizontales.

Se ha comprobado que el anclaje de muelles y mámpanas que combinan pilotes verticales en tracción e inclinados en compresión, es una solución ajustada y económica. Pilotes inclinados combinados con pilotes verticales se han utilizado para soportar muros de sostenimientos de tierras y estructuras similares en las que se producen cargas horizontales. Un análisis racional de las cargas en los pilotes inclinados es imposible, porque el problema es estáticamente indeterminado en alto grado. Un método aproximado supone que los pilotes están articulados en la punta y en la cabeza (Figura 2.32b, pág. 140)/².

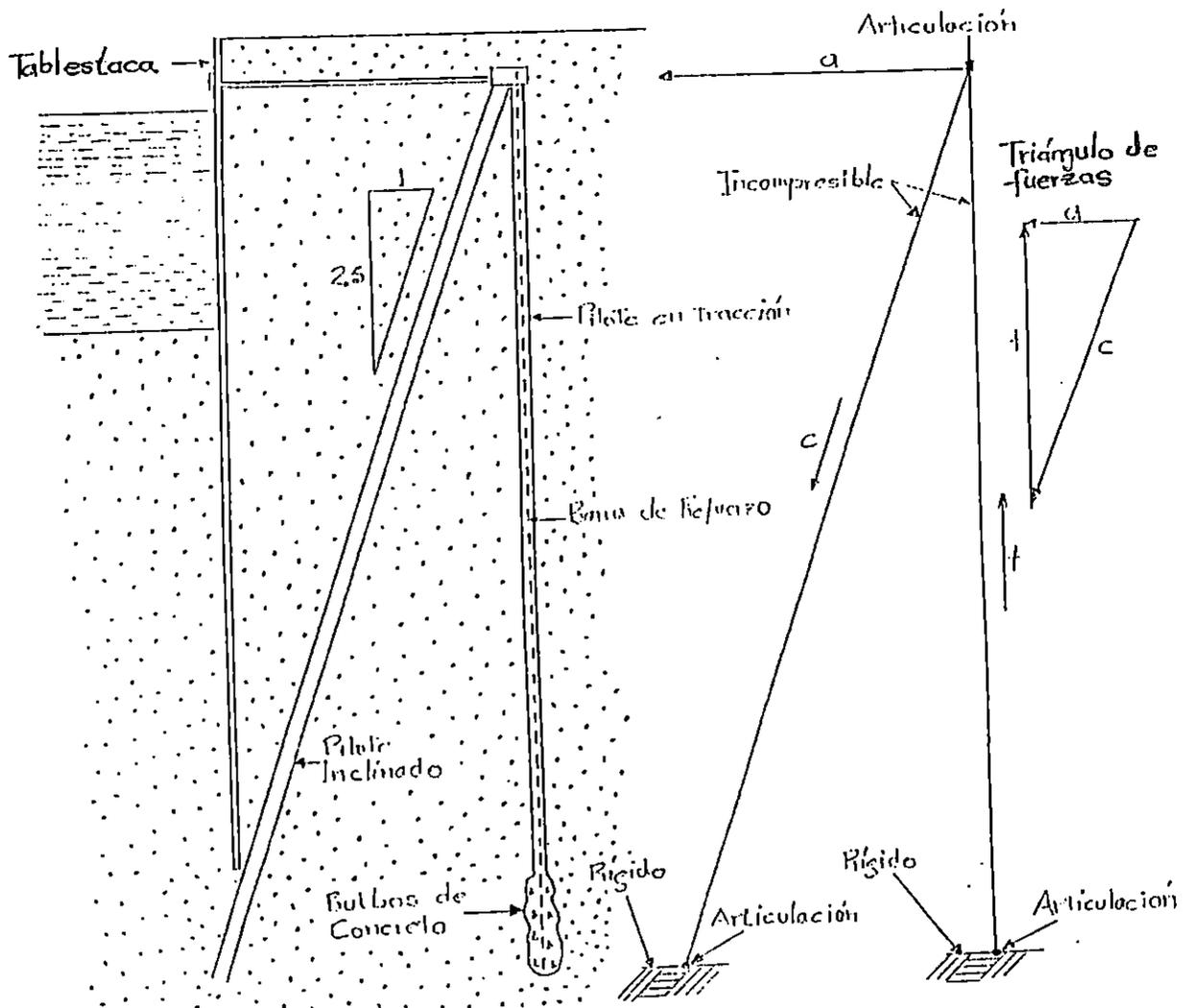


Fig. 2.32 Combinación de pilotes verticales o inclinados.

- a) Pilotes inclinados y verticales usados en una armadura en forma de A como anclaje de un tablestacado.
- b) Análisis simplificado de una combinación de pilotes, inclinado y vertical.

Fuente: George Sowers, "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Pág. 581, México, 1983.

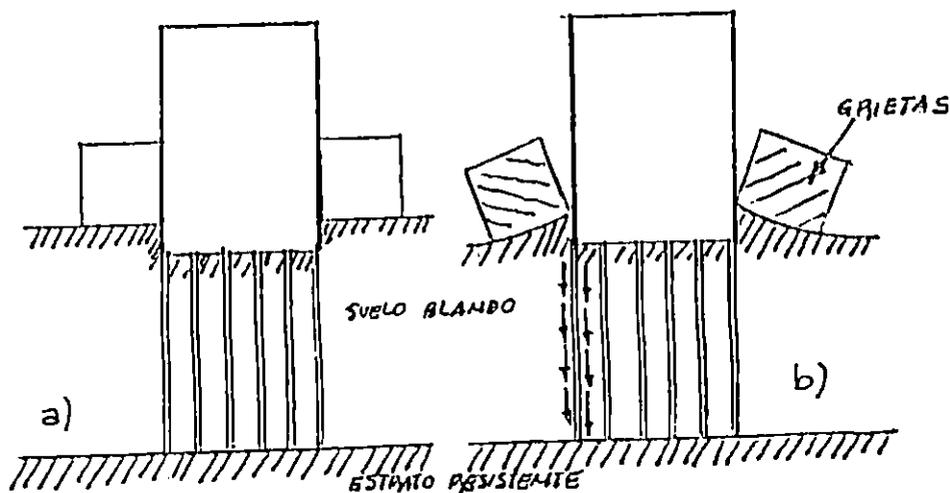
2.12 FRICCIÓN NEGATIVA.

Cuando se da el caso de que una masa de suelo está sufriendo asentamientos por un proceso de consolidación en desarrollo, ya sea bajo su propio peso o bajo el peso de un relleno o una sobrecarga, la instalación de pilotes dentro de la masa del suelo produce alteraciones en el asentamiento. La fricción negativa es el arrastre producido por el suelo al deslizarse hacia abajo con respecto a los pilotes³. Un arrastre de esta magnitud puede producirse en el caso de estribos de puentes, en los que el estrato compresible disminuye de espesor y se consolida por el peso de los terraplenes de acceso; también el bombeo para fines agrícolas o para obtención de agua potable induce la consolidación debido al descenso del nivel freático. La fricción negativa es tan determinante que puede llegar a producir cargas mayores sobre los pilotes que las transmitidas por la superestructura.

Los pilotes de punta apoyados en un estrato resistente permanecen comparativamente fijos respecto a los suelos blandos que se comprimen, tendiendo a bajar a lo largo de su fuste. Cuando esto sucede se producen esfuerzos de fricción a lo largo del fuste de los pilotes. Como estos esfuerzos se dan

3. Ref. 5 pag. 348

en sentido descendente, sobrecargan a los pilotes al quedar prácticamente colgado el suelo circunvecino de los pilotes, cuando estas cargas no han sido consideradas en el diseño, puede producirse el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Ahora, cuando los pilotes aguantan la sobrecarga, la estructura parece emerger sobre la superficie del terreno, lo que provoca daños a las construcciones vecinas. Esto se puede apreciar en la fig. 2.33.



- a) Instante inicial
- b) Durante la consolidación

Fig. 2.33 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de los pilotes de punta por consolidación de los estratos blandos.

Fuente: "Mecánica de Suelos", Tomo II; Juárez Badillo y Rico Rodríguez, México 1973. Pág. 349.

Cuando se tiene estructura piloteada con pilotes de punta, en la que se dé el efecto de fricción negativa, un pilote de una zona interior de la cimentación se podrá cargar hasta con un peso igual al del volumen de arcilla tributario es grande y puede aún acrecentarse en un pilote de esquina, teniéndose como límite nada más el valor de la adherencia entre el suelo y pilote a lo largo de todo el fuste del mismo.

Se observa que aunque la fricción negativa no induzca falla y sea resistida, su efecto es dañino, pues hace que una fracción considerable de la capacidad de carga del pilote se ocupe en soportar el suelo circunvecino y no carga útil.

Si el estrato resistente es susceptible de alguna cedencia, el pilote de esquina será el que más asentamientos pueda presentar, seguido de los de borde y se producirán los mínimos hundimientos en las zonas interiores del área piloteada. Esto hace que la distribución de asentamientos sea opuesta a la que se tendría en una cimentación por superficie bajo carga uniforme. Si la cimentación tiene rigidez y los pilotes están sólidamente unidos a ella en su cabeza, la fricción negativa por efecto diferencial puede hacer que los pilotes en las esquinas y bordes trabajen a tensión en su parte superior. Existe el peligro, además, que se produzca la

penetración del pilote en el estrato de apoyo, esto cuando el estrato resistente sea de naturaleza friccionante, pues la disminución de la presión efectiva conlleva una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga. Una forma de contrarrestar el efecto dañino de la fricción negativa se da en la fig. 2.34 la cual ya ha sido puesta en práctica en otros países/¹.

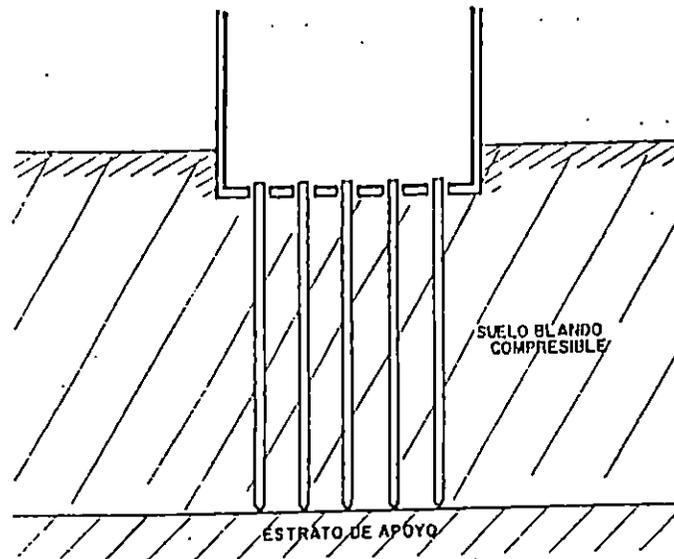


Fig. 2.34 Pilotes de punta atravesando libremente la cimentación. :

Fuente: "Mecánica de Suelos", Tomo II; Juárez Badillo y Rico Rodríguez, México 1973. Pág. 352.

1. Ref. 5 Pág. 351

La cimentación se construye de tal forma que los pilotes la atraviesen libremente, que no haya ningún contacto entre ambos elementos. Así, la estructura se carga directamente contra el suelo, el cual empieza a ceder bajo su peso. Cuando el suelo cede, él mismo acciona sobre los pilotes por un mecanismo de fricción negativa y entonces los pilotes toman parcialmente la carga de la estructura y esto hace que se produzca una disminución de las presiones efectivas en el suelo blando; Así, los pilotes que están separados de la cimentación llegan a trabajar con cargas considerables y con esto ayudan a que los asentamientos de la estructura disminuyan grandemente. Una desventaja de esto es que la cuantificación de las cargas que tome cada pilote o la predicción de los asentamientos diferenciales de la estructura son poco seguros a veces imposibles de efectuar.

PILOTES DE CONTROL

Los pilotes de control son pilotes de punta que atraviesan libremente la cimentación, sobre cuya cabeza se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura/¹; el puente está formado por una vigueta de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero. la unión mediante superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero

1. Ref. 5 Pág. 352

y sistema de cubos pequeños de madera con características esfuerzo-deformación especiales.

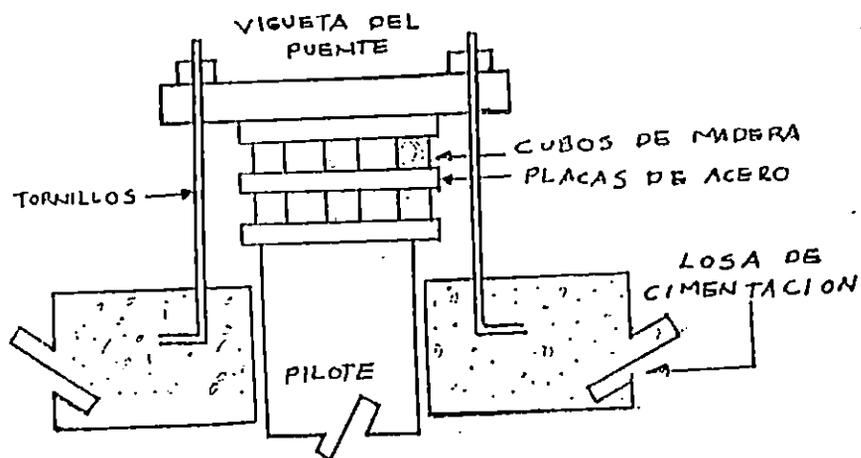


Fig. 2.35 Esquema de la cabeza de un pilote de control.

Fuente: "Mecánica de Suelos", Tomo II, Juárez Badillo y Rico Rodríguez, México 1973.

Los pilotes de control surgen de las investigaciones de M. González Flores/¹ por la necesidad de controlar la carga en los pilotes y los asentamientos diferenciales y totales de una estructura.

1. Ref. 10

El mecanismo de la fig. 2.35 está dispuesto de tal forma que haga trabajar el pilote a la carga que se desee, siempre inferior a la carga de falla. Conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará dividir ese valor entre la carga de falla del cubo de madera para determinar el número de cubos que han de colocarse por capa, entre dos placas de acero. Cada cubo de madera tiene una gráfica esfuerzo-deformación con un rango plástico amplio.

Cuando los cubos llegan al límite de deformación plástica, se debe modificar la posición del puente y cambiar los cubos de madera. El tiempo para esto se puede ampliar si se usan varias capas de cubos de madera.

Si la estructura tiende a bajar más a prisa de los que baja la superficie del suelo, los pilotes se harán trabajar a mayor carga, aumentando el número de cubos por capa, Así se alivia la parte de carga transmitida directamente al suelo y se detiene el descenso de la estructura. ahora, si la estructura tiende a subir respecto al terreno, los pilotes se harán trabajar a menor carga, reduciendo el número de cubos por capa, de manera que la estructura transmita más carga al suelo, así su asentamiento se verá acelerado.

Cuando los asentamientos de la estructura no son uniformes, las técnicas anteriores se pueden aplicar por zonas del área de cimentación, para equilibrar los asentamientos.

Resumiendo, el objetivo fundamental de los pilotes de control es hacer que la estructura baje simultáneamente con la superficie del suelo.

REFERENCIAS (CAPITULO II)

1. Juárez Badillo y Rico Rodríguez; "Mecánica de Suelos", Tomo I, México, 1970.
2. Joseph E. Bowles. "Foundation Analysis And Design". McGraw-Hill.
3. Karl Terzaghi y Ralph Peck; "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", El Ateneo, 1958
4. Ralph Peck; "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, 1988.
5. George Sower; "Introducción a la Mecánica de Suelos y Materiales", cuarta reimpresión, Edit. Limusa, 1983.
6. Juárez Badillo y Rico Rodríguez; "Mecánica de Suelos", Tomo II, Edit. Limusa, México 1973.
7. Revista ASIA Nº 78, El Salvador.
8. Jorge H. Rivera, "Capacidad de Carga y Reformación del Suelo", Tesis Ingeniería Civil, 1974.

9. Gordon A. Fletcher; "Biblioteca del Ingeniero Civil", Tomo VI, "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción", Ediciones Ciencia y Técnica, S.A.
10. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México 1983.
11. Tomlinson, M.J. "The Adhesion of Pile Driven in Clay Soil", Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Londres 1957.
12. Fernando Moral; "Hormigón Armado", Compañía Editorial Continental S.A., México 1955.

CAPITULO III

3.0 PRUEBAS DE CARGA

3.1 INTRODUCCION

En los proyectos de mucha importancia resulta justificable realizar prueba de carga en pilas o pilotes debido a la dificultad para determinar correctamente el comportamiento del conjunto suelo-pilote o suelo-pila, aunado a los resultados de poca confianza que podrían resultar del análisis del comportamiento mecánico de los suelos en el sitio.

Los objetivos que se persiguen al realizar una prueba de carga en una pila o pilotes convencionales son los siguientes/²:

- I) Determinar la capacidad de carga vertical de pilas o pilotes apoyados en estratos firmes.

- II) Definir en forma confiable la longitud de los pilotes de fricción.

1. Ref. 1 Pág. 161

III) Definir la capacidad de carga lateral.

IV) Para el caso de pilotes hincados se pretende ensayar el tipo de pilote, las técnicas y equipo de hincado así como definir si es necesario realizar perforaciones previas.

V) Para el caso de pilas o pilotes colados en el sitio se pretende ensayar el procedimiento constructivo con el que se proyecta fabricarlos.

Es importante aclarar, que para los fines de esta investigación el objetivo principal de las pruebas de carga es: determinar el valor del producto $K_a \cdot t_{90}$, definido en la ecuación 2-43, de la página No. 86.

La carga a la cual se somete el pilote, durante la prueba de carga, debe ser de una magnitud que simule la que soportará bajo funcionamiento normal. Las pruebas de carga estática axial deben realizarse en base a la designación D-1143 de la ASTM; además existen pruebas de carga lateral sobre pilote.

Cuando el pilote que se va a probar ha sido hincado, entonces el registro de la hinca servirá para una evaluación de la eficiencia del equipo utilizado, para verificación de

la estratigrafía de diseño y definición del criterio de aceptación de los pilotes de punta, para el número de golpes final y la profundidad de desplante.

La verificación de la estratigrafía de diseño puede hacerse en forma directa o indirecta, la primera se da cuando se hace necesario excavación previa, generalmente el agujero es de menor diámetro que el pilote; y el segundo se dá cuando se registra el número de golpes necesarios para penetrar una distancia predefinida de acuerdo al estado suelto o compacto del suelo por atravesar, esta distancia puede estar entre 0.2m y 1.0m.

3.2 PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

3.2.1 GENERALIDADES.

Existen varios procedimientos para la ejecución de este tipo de prueba de carga, utilizando los siguientes criterios:

- A- Criterio de carga controlada: Aquí la prueba puede realizarse con velocidad de asentamiento mínima de cada incremento de carga o con incrementos de carga en tiempo constante.
- B- Criterios de desplazamientos controlados: Cuando la prueba se realiza controlando asentamiento o

teniendo una velocidad de penetración constante.

3.2.2 RAPIDEZ DE ASENTAMIENTO MINIMO

Este procedimiento consiste en la aplicación de un incremento de carga cuando la rapidez de asentamiento del pilote llega a un valor mínimo, como 0.01 in(0.25mm)/h pero no mayor de 2h. Después de la aplicación del incremento anterior/², la magnitud de los incrementos de carga serán del 25% de la carga de diseño del pilote o pila(con factor de seguridad de 3 a 4); a menos que la falla ocurra antes, el pilote se llevará a una carga igual al 200% y para el caso de pruebas en grupo de pilotes, la carga a la que se llevará será de 150% de la de diseño de grupo.

El control de la rapidez de asentamiento es muy importante ya que es éste quien nos definirá el momento de la aplicación del incremento, en la figura 3.1, pág. 155, se puede notar la forma como la curva de rapidez de asentamiento se asemeja a la línea de referencia preestablecida.

1. Ref. 2 Pág. 200

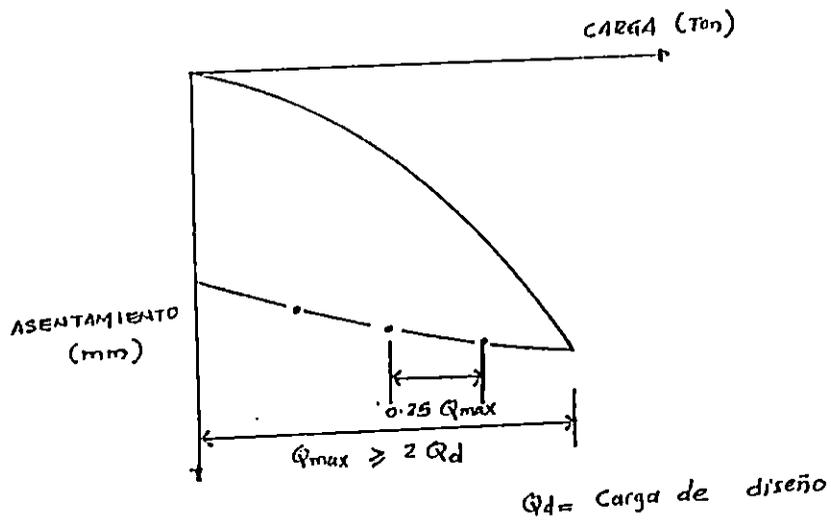
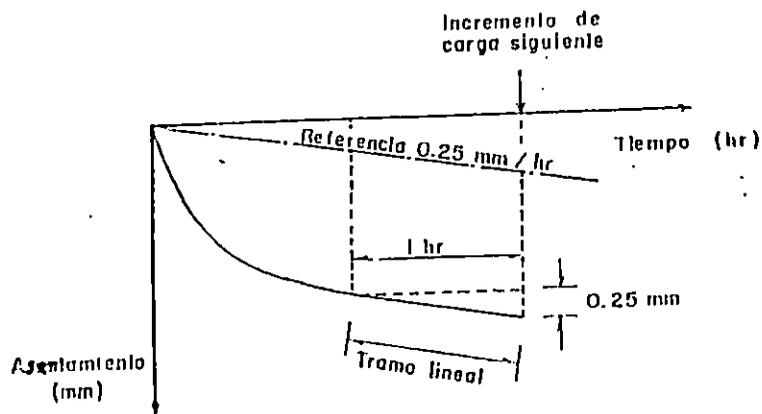


Fig. 3.1 Control de Prueba.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 167

Después de que se ha llevado a la carga máxima de prueba(2 veces la de diseño), "Debe removerse la carga en cualquier tiempo después de 12 horas si el asentamiento de la cabeza a través de un período de una hora no es mas grande que 0.01 in (0.25mm); de otro modo dejar que la carga total permanezca en la pila o grupo de pilotes por 24h. Después del tiempo de mantenimiento requerido, se debe remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga de prueba total con 1h entre decrementos"/².

La recuperación de asentamiento se mide a los 5, 15 y 30 min. después de haber retirado totalmente la carga.

3.2.2. INCREMENTOS DE TIEMPO CONSTANTE

Este criterio se utiliza cuando el procedimiento descrito en 3.2.1 requiere un tiempo largo para que la rapidez de asentamiento sea mínima, según sean las normas de prueba de carga, de ahí que algunas organizaciones estipulan un tiempo máximo de 2 horas entre incremento de carga/²

La carga a la que se lleva el pilote o grupo de pilotes es de 200% y 150% de la carga de diseño, respectivamente, y "...Se aplica la carga en incrementos de 20% de la carga de diseño del pilote o grupo, con 1h entre incremento de carga y

1. Ref. 2 Pág. 200

2. Ref. 2 Pág. 200

descargado de pila con 1h entre decremento de carga"/².

Es importante aclarar que el 20% de incremento total cada hora, se puede subdividir en valores de 5% a intervalos de tiempo de 15 min./², los decrementos son del 25% de la carga total de prueba. En la figura 3.2 se presentan los resultados de prueba.

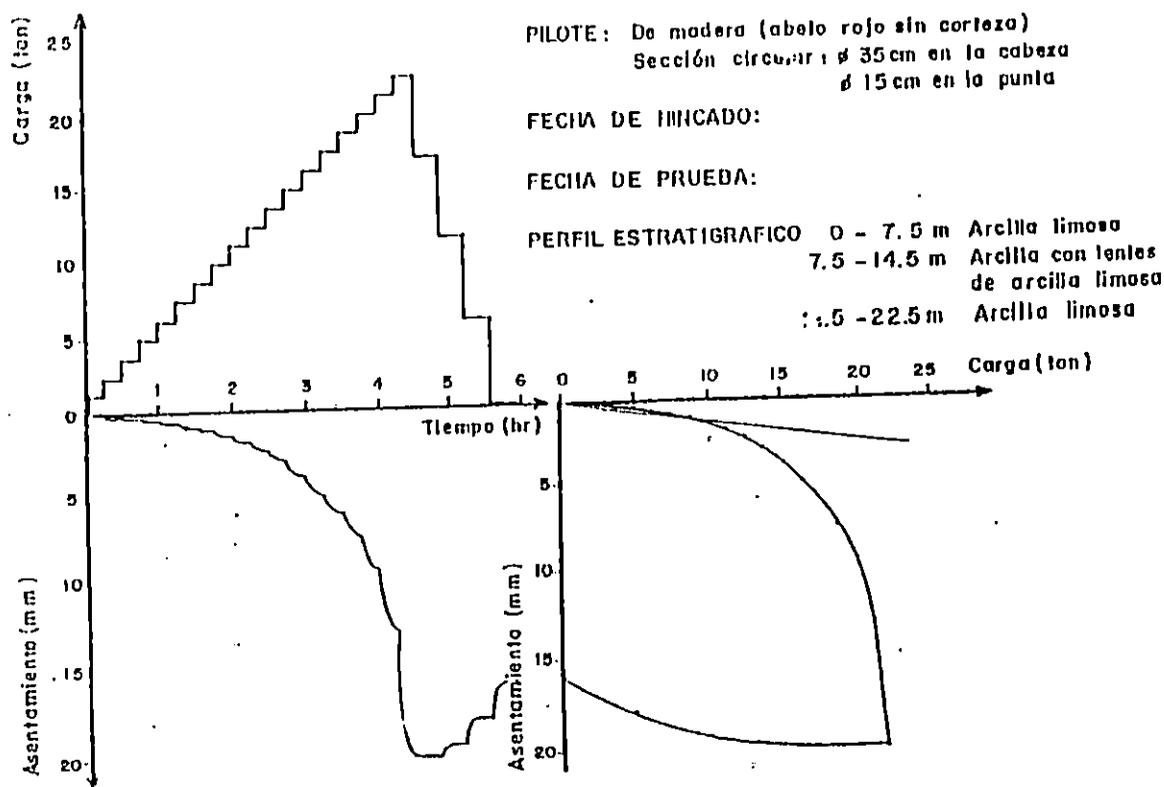


Fig. 3.2 Resultados de Prueba de Carga.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 168.

1. Ref. 2 Pág. 201

2. Ref. 1 Pág. 168

3.2.3 CON DOS CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

Este es un procedimiento que toma en cuenta tanto los conceptos de lo expresado en los incisos 3.2.1 y 3.2.2. En el primer ciclo de la aplicación de la carga está en base a la rapidez de asentamiento mínimo, llevando la carga de 1 a 2 veces de la de diseño, precediendo a la descarga según 3.2.1 luego en la recarga la aplicación de la carga se hace en incrementos de tiempo constante según el inciso 3.2.2, después de haber llegado a la carga el primer ciclo(1 a 2 Q_d) se continúa con incrementos de carga iguales al 10% de la carga de diseño (ver figura 3.3, pág. 159), bajo el criterio de la rapidez de asentamiento mínimo, hasta llegar a la carga máxima que soporta el pilote, si aún el gato hidráulico lo permite; esta carga máxima aplicada se mantiene por lo menos durante 2 horas y después se procede a la descarga en decrementos del 25% de Q_{max} aplicada, con intervalos de 20 min., y la recuperación de asentamientos se realiza a los 5, 15 y 30 minutos posterior al retiro total de la carga/¹.

1. Ref. 1 Pág. 168

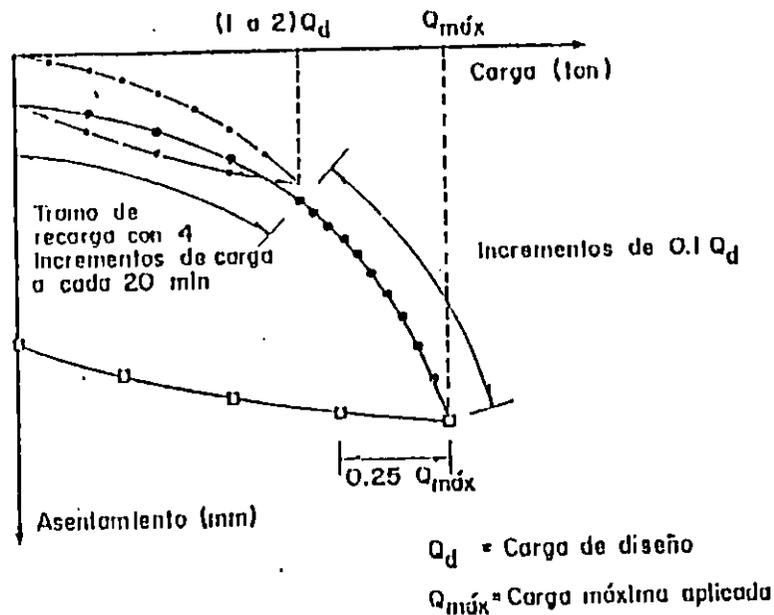


Fig. 3.3 Prueba con dos ciclos de carga-descarga.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 169.

3.2.4 CON CARGA CICLICA (ASTM)

Este procedimiento de prueba es muy importante para determinar la carga de fluencia de un pilote. Para la primera aplicación de incrementos de carga de prueba, aplicarlos bajo el criterio de rapidez de asentamiento mínimo (0.25 mm/h). Los

niveles de carga a los que le lleva el pilote son 50, 100 y 150% de la carga de diseño para prueba en pilotes individuales y niveles de 50 y 100% de la carga de diseño para pruebas en grupo de pilotes. El primer ciclo de carga (50% de la carga de diseño) se realiza bajo el criterio de rapidez de asentamiento mínimo y en incrementos de carga, acostumbrados del 25% de Qd., el nivel de carga se mantiene durante un lapso de 1 hora; removiendo la carga en decrementos iguales a los incrementos, dejando un lapso de 20 minutos entre ellos. Después de descargar completamente el pilote, se reaplica la carga al nivel último realizado en incrementos iguales al primer ciclo pero ahora dejando 20 min. en cada incremento, luego para la carga adicional bajo el criterio de rapidez de asentamiento mínimo y la descarga completa se hace de acuerdo a lo descrito en 3.2.1; midiendo los asentamientos según se hace en la misma sección.

Además existe un método de prueba de carga cíclica para determinar la carga de fluencia de un pilote bajo ciclos repetidos de carga y descarga, que varían entre un valor mínimo y un máximo, que usualmente es del doble del primero. Cada uno de los niveles de carga se mantiene durante un tiempo suficiente para que el pilote deje de asentarse o recuperarse; para ello se requiere un intervalo de 10 a 40 minutos (fig.

3.4), que debe conservarse para todos los ciclos de prueba. Los valores de la carga y el asentamiento respectivo se registran cada 2 minutos.

Dicho procedimiento descrito se repite con intervalos de carga cada vez mayores, que pueden ser de 2/16 a 1/16; 4/16 a 2/16; 6/16 a 3/16; 8/16 a 4/16, etc. todos ellos de la carga última. Para cada uno de los rangos iniciales de carga se hacen 10 ciclos, después se incrementan a 15, y en la carga última como nivel máximo se hacen 20 ciclos; la secuencia se ilustra en la figura 3.5, pág. 162, los resultados de prueba quedan resumidos según se muestra en la fig. 3.6, pág.163.

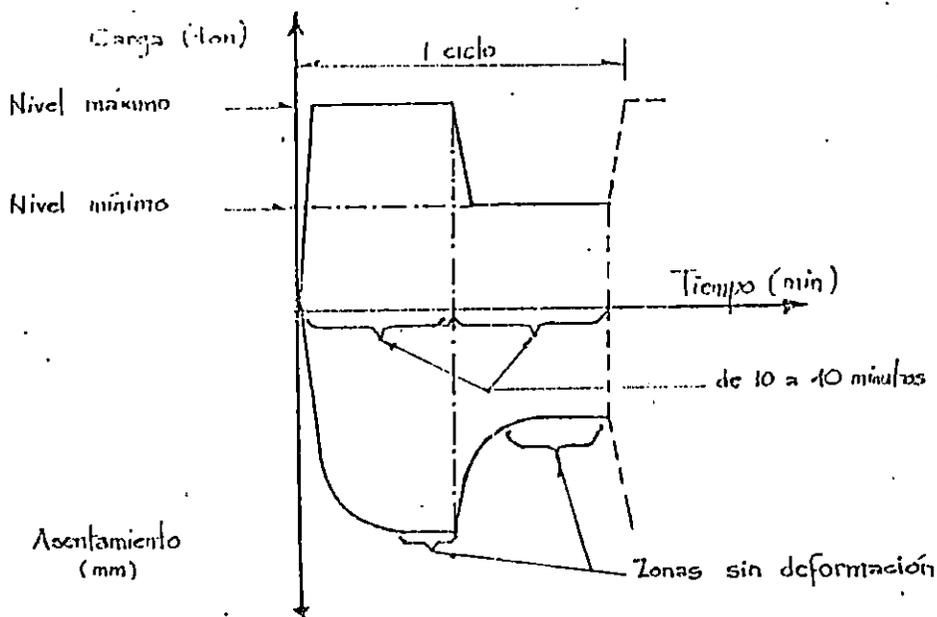


Fig. 3.4 Control de un ciclo.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

Para obtener resultados dignos de confiabilidad, es necesario aplicar la carga con un sistema hidráulico, permitiendo mantener constante la carga y mayor precisión en su aplicación.

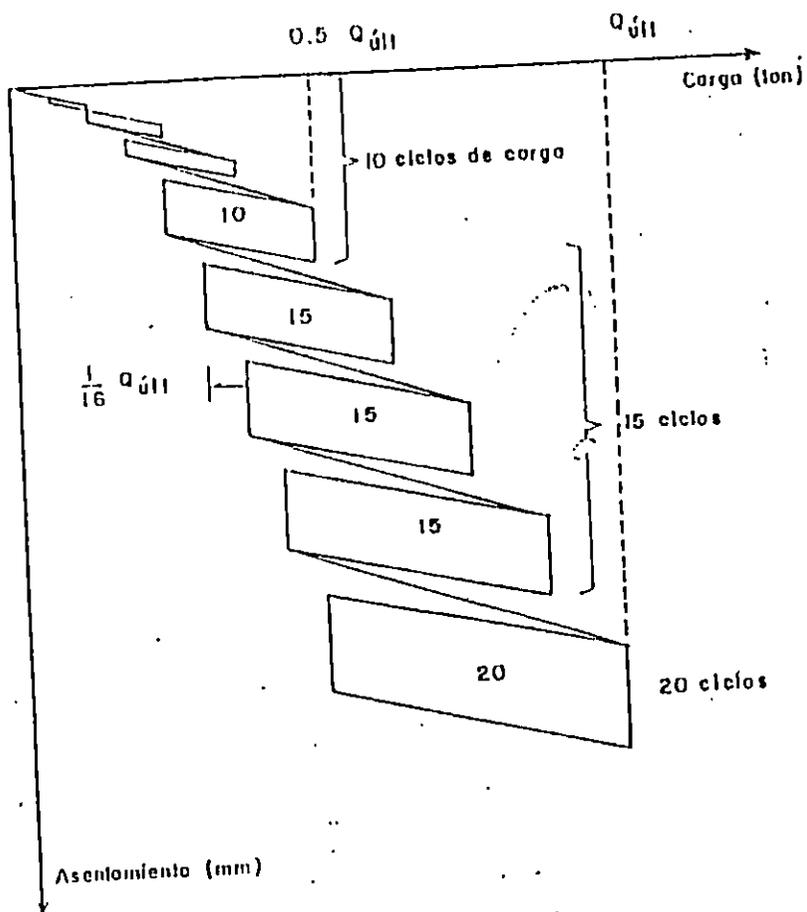


Fig. 3.5 Secuencia de una prueba con carga cíclica

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

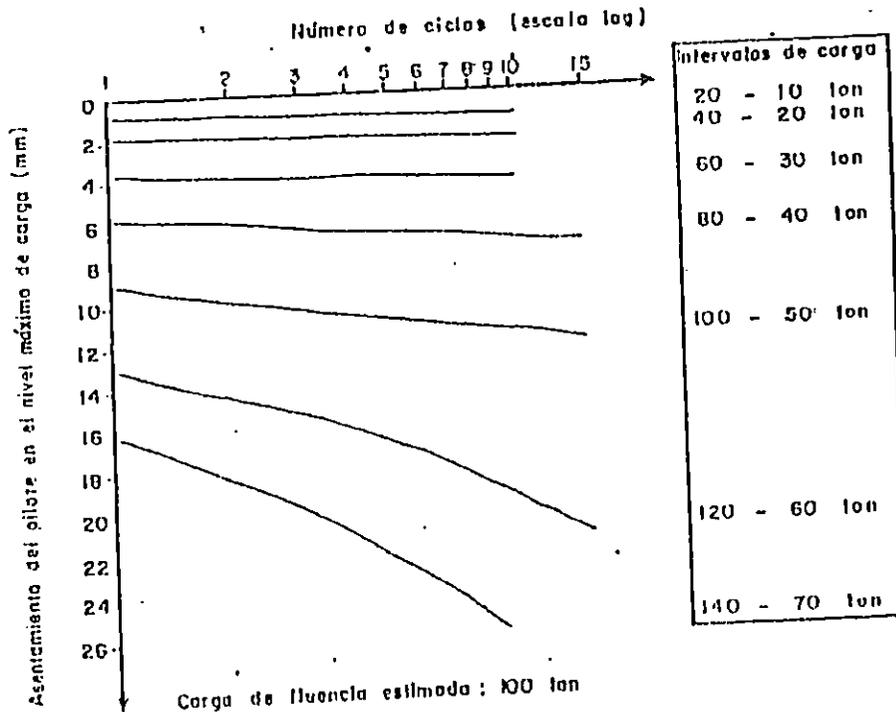


Fig. 3.6 Resultados de una prueba con carga cíclica.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

3.2.6 CON RAPIDEZ DE PENETRACION CONSTANTE.

Variar la carga aplicada convenientemente para mantener la pila a razón de penetración de 0.01 a 0.05 in. (0.025 a 1.25mm)/min. en suelos cohesivos, de 0.03 a 0.10 in. (0.75 a 2.5mm)/min. en suelos granulares, o como de otra forma se especifique. Cuando la penetración total del pilote es de 15% del diámetro de pilote, a la capacidad de los aparatos de

carga es alcanzada o el pilote deja de penetrar bajo la carga máxima aplicada, entonces se procede a la descarga del elemento de prueba¹. El control de la prueba se realiza tomando lecturas de asentamiento y carga a cada dos minutos como mínimo (fig. 3.7), reduciendo este intervalo de lectura en caso de variaciones importantes en la carga.

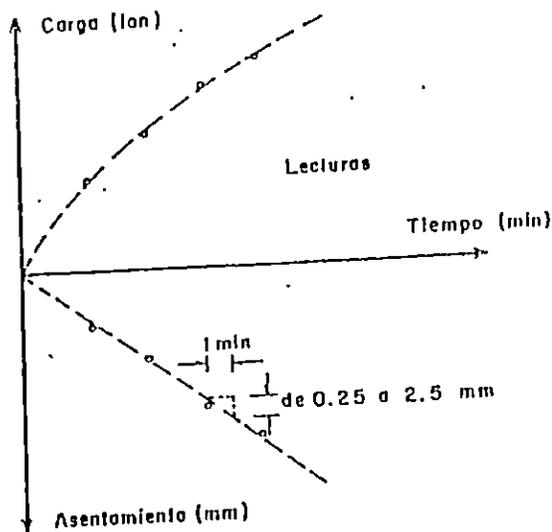


Fig. 3.7 Control de Prueba.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 173.

1. Ref. 2 Pág. 201

3.2.7 CON CONTROL DE ASENTAMIENTO.

Este procedimiento de prueba y el de rapidez de penetración constante están basados en criterios de control de el desplazamiento, estos procedimientos se utilizan cuando se requiere disminuir el tiempo necesario para definir la capacidad de carga de pilas o pilotes.

Estas técnicas tienen sus limitaciones como son la falta de definición de los asentamientos inmediatos para una carga aplicada y la obtención de un sistema hidráulico que permita variar los niveles de carga.

La capacidad de carga determinada utilizando la técnica de incrementos de tiempo constante es un 90% de la obtenida con el procedimiento de rapidez de penetración constante/¹.

A continuación se describirá el procedimiento de prueba con control de asentamiento.

Aplicar las cargas de prueba en incrementos requeridos para producir incrementos de asentamientos, de la cabeza del pilote, iguales a aproximadamente 1% del diámetro del

1. Ref. 1 Pág. 170

pilote o la dimensión diagonal mayor. Variar la carga aplicada como sea necesario para mantener cada incremento de asentamiento, y no aplicar carga adicional hasta que la razón de variación de carga para mantener constante el incremento de asentamiento sea menor que el 1% de la carga aplicada total, por hora. Continuar cargando el pilote, en tales incrementos, hasta que el asentamiento total de la punta sea igual al 10%, aproximadamente, del diámetro equivalente del pilote(D), ver tabla 3.1 de la página 166, o hasta que la capacidad especificada de los aparatos de carga sea alcanzada; en la fig. 3.8 de la página 167, se presentan resultados de prueba para este procedimiento.

SECCION	DIMENSION SIGNIFICATIVA	k
Circular	Diámetro	1.00
Cuadrada	Lado	1.13
Triangular Equilátero	Lado	0.55
Octagonal	Lado	2.48

Tabla 3.1 Factores para definir el diámetro equivalente.

Fuente: "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Pág. 171.

D = Diámetro equivalente

k = Factor de ajuste

$D = k * (\text{dimensión significativa})$

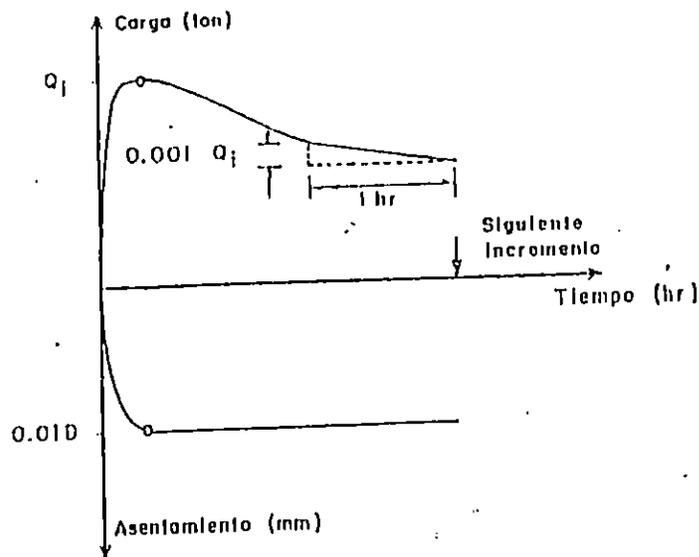


Fig. 3.8 Control de Prueba.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 172.

3.3 INSTALACION PARA UNA PRUEBA DE CARGA ESTATICA

La instalación para una prueba de carga debe diseñarse de acuerdo al tipo de prueba que se pretende realizar, para

alcanzar de manera sencilla y segura los niveles de carga y deformación previstos, con un grado de precisión admisible.

3.3.1 SISTEMA DE REACCION.

El sistema de reacción consiste esencialmente de un puente formado por dos o varias vigas, que puede recibir lastre o tener sus extremos anclados, con el cual se da el apoyo necesario al equipo de carga.

Los sistemas de reacción más empleados son:

- La plataforma con lastre.
- Los pilotes de anclaje.
- Las viguetas de anclaje.

Todos ellos se muestran y describen esquemáticamente en la fig. 3.9, pág. 169. A continuación se comentan brevemente los aspectos importantes que deben cuidarse para la utilización de alguno de estos sistemas.

- a) *Plataforma con lastre.* Al inicio de la prueba, los apoyos transmiten carga al suelo conforme se incrementa la carga soportada por el pilote, por lo cual, se consigue que el lastre tenga un peso ligeramente mayor a la carga total que soportará el pilote, la influencia de los apoyos no será significativa en la capacidad última.

SISTEMA	DESCRIPCION	DIAGRAMA DE INSTALACION	COMENTARIOS
a) Plataforma con lastre	<p>Plataforma compuesta por vigas de acero que soportan el lastre. Durante la instalación se apoya en dos soportes laterales, que son elementos de seguridad durante la prueba.</p>		<p>Se deben colocar apoyos laterales para prevenir que la plataforma adquiera una posición inestable. El lastre puede ser: pilotes, piezas de acero, bloques de concreto o tanques de agua. La distancia mínima entre cada uno de los apoyos y el pilote de prueba debe ser $H_{mfn} = B + 3.50$.</p>
b.1) Pilotes de anclaje verticales	<p>Pilotes verticales unidos por vigas de reacción horizontales y que soportan la carga trabajando a tensión.</p>		<p>Comúnmente se usan de 2 a 4 pilotes de anclaje dependiendo de la magnitud de la carga por aplicar; en todo caso, la separación recomendable al pilote de prueba es $H = 10 D$ y la mínima admisible es $5D$. Se debe calcular la flecha de la viga de reacción para los niveles de carga previstos, para comprobar que la carrera del gato es suficiente.</p>

Fig. 3.9 Sistemas de Reacción.
Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 175.

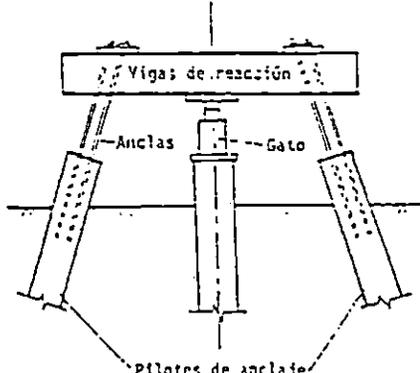
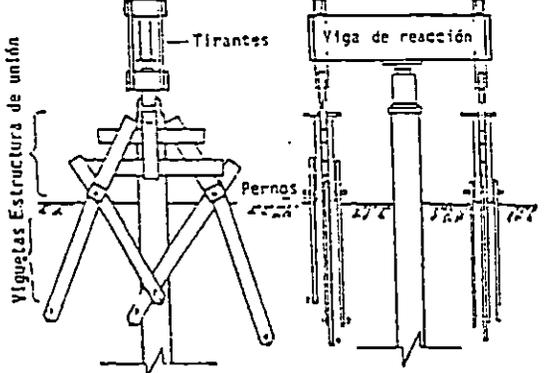
SISTEMA	DESCRIPCION	DIAGRAMA DE INSTALACION	COMENTARIOS
b.2) Pilotes de anclaje inclinados	Pilotes inclinados que se unen por vigas de reacción horizontales y soportan la carga trabajando a flexo-tensión.		Se requiere estudiar los esfuerzos transmitidos al suelo por los pilotes de anclaje para cada caso particular.
c) Viguetas de anclaje	Viguetas "I" que se hincan por pares y simétricamente a los lados del pilote, y se unen a la viga de reacción por medio de una estructura de perfiles laminados.		Las viguetas son de 5 a 7 m de longitud y su número varía de 4 a 20 para cargas entre 100 y 600 ton en la experiencia obtenida (ref 4).

Fig. 3.9 Sistemas de Reacción (continuación)

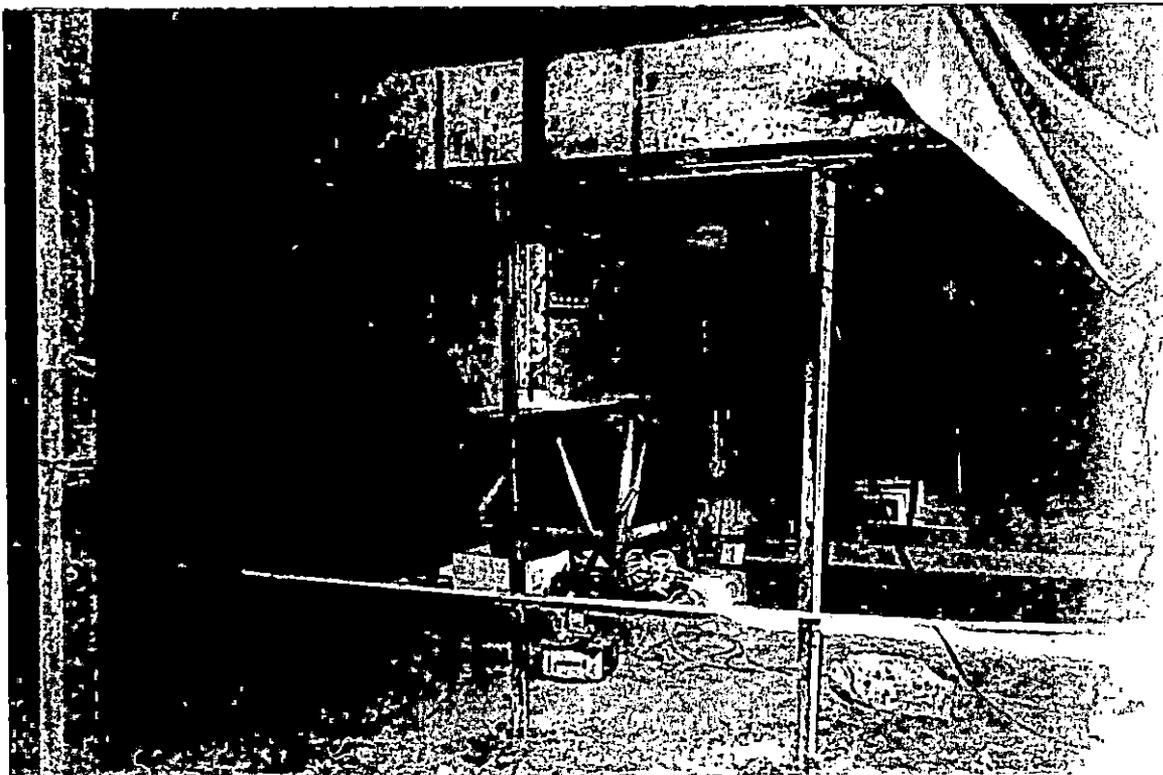
Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño Y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 176.

b) *Pilotes de anclaje.* Para absorber la reacción se puede seguir dos criterios: Utilizar pilotes inclinados o verticales. La primera solución es más recomendable porque se reduce la interacción entre los pilotes de reacción y el de prueba. Sin embargo, el sistema con pilotes verticales es ventajoso económicamente porque se pueden aprovechar como anclaje los pilotes que formarán parte de la cimentación; en este caso debe cuidarse que estén alineados para que no existan excentricidades en la carga, además de rehincarlos para evitar una reducción de su capacidad por punta.

La distancia mínima entre los pilotes de anclaje inclinados y el de prueba se determinará a partir de un estudio de cada caso particular. Si se usan pilotes verticales, la separación más recomendable entre centros es de 10 diámetros, aunque algunas instituciones la admiten de 5, pero no menor de 2m, que permite reducir el costo de las vigas. En la fotografía No. 3.1, pág. 172, puede observarse este sistema.

c) *Viguetas de anclaje.* Este sistema se desarrolló recientemente; sus ventajas son su bajo costo y tiempo reducido de instalación. Sin embargo, se ha utilizado

poco y por ello subsisten incertidumbres sobre la interacción entre las viguetas de anclaje y el pilote de prueba.



Fotografía 3.1 Micropilotes de anclaje para transmitir carga de prueba a pilotes. Prueba de carga en pila de 0.60m de diam. en el proyecto denominado: "Plan Maestro del Centro de Gobierno"; ubicado en la ciudad de San Salvador.

3.3.2 EQUIPO DE APLICACION DE LA CARGA.

La carga se puede aplicar al pilote de prueba de dos maneras diferentes:

- Con *lastre* cuyo peso se incrementa gradualmente durante la prueba; en este caso las vigas de reacción sirven solamente para recibir el lastre y transmitirlo al pilote. Los apoyos laterales se usan para prevenir la caída del lastre por la falla del pilote, por la que deben diseñarse de manera tal que no sobrepasen la capacidad de carga del suelo cuando reciban la carga total de prueba.

- Con un sistema hidráulico de presión que se coloca entre las vigas de reacción y el pilote, en cuyo caso la reacción previene de lastre o de piezas ancladas. Este sistema puede observarse en la fotografía-No. 3.2, pág. 174.

El sistema hidráulico(Fig. 3.10, pág. 175) permite controlar fácilmente y con precisión los niveles de carga previstos si se consideran los siguientes aspectos:

- El sistema hidráulico de carga debe contar con un mecanismo que regule el movimiento del pistón, para

mantener una carga constante conforme se asiente el pilote o para permitir una rapidez de deformación uniforme, dependiendo del tipo de prueba que se realice.



Fotografía 3.2 Gatos hidráulicos para cargar pila de prueba;
"Plan Maestro del Centro de Gobierno"; San
Salvador.

EQUIPO	DIAGRAMA DE INSTALACION	COMENTARIOS
<p>Sistema hidráulico</p>	<p>Atiesadores</p> <p>Placa de apoyo</p> <p>Viga de reacción</p> <p>Apoyo esférico</p> <p>Celda de carga</p> <p>Gato hidráulico</p> <p>Manómetro</p>	<p>El sistema hidráulico debe tener la capacidad de carga y la longitud de pistón requeridos durante la prueba. Es necesario un mecanismo que regule el movimiento del pistón para mantener una carga constante conforme se deforme el pilote o para permitir una rapidez de deformación uniforme, dependiendo del tipo de prueba que se realice.</p>

Fig. 3.10 Equipo de aplicación de la carga.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 178.

- Cuando el sistema de carga se integre por dos o más gatos, éstos deben estar interconectados (fotografía No. 3.2, pág. 174).
- La longitud del (de los) pistón(es) debe ser mayor que los asentamientos que sufrirá el pilote o pila.
- Sobre el pistón debe mantenerse un apoyo esférico, que facilita la alineación y elimina la transmisión de momentos al pilote o pila.
- La carga se transmite al pilote con una placa horizontal de acero adherida con mortero a la cabeza del elemento.

3.3.3 DISPOSITIVOS DE MEDICION.

Las variables que deben medirse durante una prueba de capacidad de carga son:

- Para pruebas con pilotes o pilas convencionales, los asentamientos que sufre la parte superior, las cargas aplicadas y los tiempos en que ocurren.

- Para pilotes o pilas instrumentados internamente, se determina además la carga que transmitan a distintas profundidades.

Este último se hace cuando sea importante conocer la relación entre las resistencias de punta y fricción o la evolución con el tiempo de la transferencia de carga al suelo.

Los dispositivos que se usan para determinar las variables mencionadas se detallan a continuación:

- a) *De la carga.* La magnitud de la carga aplicada se puede evaluar con uno de los dos aparatos siguientes: con el manómetro (previamente calibrado) del sistema hidráulico o con una celda electrónica de carga; la instalación de ambos se presenta en la fig. 3.11, pág. 179.

El manómetro puede ser confiable como único aparato de medición solamente si se cumplen los siguientes requisitos:

- Que el sistema hidráulico esté en perfectas condiciones.
- Que la calibración se realice correctamente, lo que se logra cuando el gato se usa para aplicar la carga a la máquina universal en diferentes posiciones del pistón.

- Que los apoyos del gato permitan que el pistón se mantenga vertical durante la prueba.

- b) *De los asentamientos.* Los asentamientos que sufre el pilote de prueba se pueden medir con un sistema preciso y confiable; generalmente se usa micrómetros entre el pilote y un marco de referencia fijo. Además, es necesario usar un segundo sistema de medición que aunque sea de menor precisión, permita tener una referencia adicional y controlar visualmente la prueba. Este segundo sistema puede ser una escala graduada adherida al pilote, que se observa con nivel topográfico o con un cable tensado como referencia (ver fig. 3.12, pág. 180).

Los *micrómetros de carátula* son medidores mecánicos de deformación; se sostienen con viguetas que sirven de referencia, apoyando su vástago de medición en placas fijas alrededor de la cabeza del pilote. Es conveniente usar cuatro micrómetros diametralmente opuestos y equidistantes al eje del pilote. La precisión de lectura debe ser de $\pm 0.1\text{m.}$ y la longitud del vástago de 5 cm. por lo menos.

El *nivel topográfico* permite observar una escala graduada en mm. adherida a la cabeza del pilote; durante

DISPOSITIVO	DESCRIPCION	DIAGRAMA DE INSTALACION	PRECISION	COMENTARIOS
1) Manómetro del sistema hidráulico	La celda es el manómetro (previamente calibrado) que mide la presión del aceite en el sistema hidráulico de carga.			En la calibración debe usarse el gato para cargar a la máquina unversal y no al revés. Además, la calibración debe hacerse para distintas posiciones del pistón.
2) Celda de carga	Celda formada por un cilindro de acero instrumentado con deformímetros eléctricos (sistema gages).		de 0.1% a 0.3% de su capacidad	El apoyo de la celda con el gato debe ser esférico, para evitar la transmisión de momentos. Estos aparatos usualmente se conectan a una fuente de 10 V.

Fig. 3.11 Dispositivos de medición de la carga.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 179.

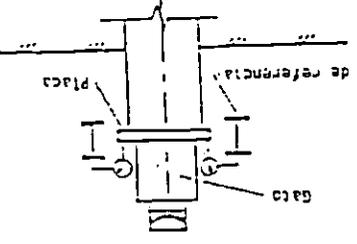
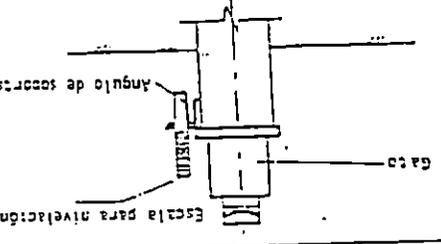
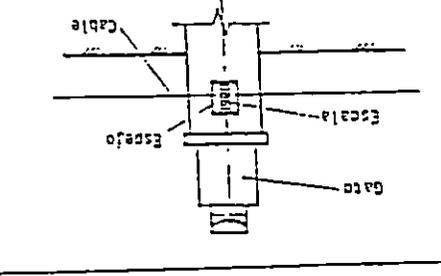
COMENTARIOS	PRECISION	DIAGRAMA DE INSTALACION	INSTALACION	DISPOSITIVO
<p>Se recomienda utilizar cuatro micrómetros o tres como mínimo; el rango de medición de los micrómetros debe ser de 5 cm por lo menos. Los errores provocados por temperatura son significativos.</p>	<p>0.10 mm</p>	 <p>gaco placa viga de referencia</p>	<p>Los micrómetros se montan en viguetas de referencia con sus vástagos de medición apoyados en placas fijas al pilote.</p>	<p>1) Micrómetros</p>
<p>Las mediciones deben hacerse con ayuda de un punto de referencia contraído con un banco de nivelación. El banco topográfico debe colocarse equidistante del pilote y del punto de referencia. La inclinación del pilote provoca errores de lectura.</p>	<p>> 1 m</p>	 <p>gaco Escala para nivelación ángulo de sonda</p>	<p>Se adhiere al pilote una escala graduada en milímetros, que se observa con un nivel topográfico.</p>	<p>2) Nivel topográfico</p>
<p>Se recomienda localizar los dos postes para tensar el cable a una distancia de 10 diámetros del pilote. El espejo reduce la magnitud del error de paralaje.</p>	<p>2 m</p>	 <p>gaco Espejo Escala Cable</p>	<p>Se adhiere al pilote un espejo que lleva una escala graduada en milímetros; la referencia horizontal es un cable tendido a tensión entre dos postes alejados del pilote.</p>	<p>3) Cable tensado frente a una escala</p>

Fig. 3.12 Dispositivos para medir los asentamientos.
Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 101.

las mediciones, el nivel se sitúa a una distancia de la prueba de por lo menos 50 diámetros(fig. 3.10, pág. 175).

Como segundo sistema de medición de asentamientos también se utiliza un *cable tensado horizontalmente*, que sirve de referencia a una escala fija al pilote; las lecturas se hacen a simple vista(fig. 3.10, pág. 175). Los apoyos del cable se localizan a una distancia de 10 diámetros del pilote.

c) *De los asentamientos de la punta.* . Midiendo los asentamientos de la punta del pilote o pila durante la prueba es posible separar, en forma aproximada, las resistencias de punta y fricción en los distintos niveles de carga aplicada; la información obtenida se interpreta con una curva esfuerzo-deformación representativa del comportamiento del elemento.

la referencia del nivel de la punta consiste de un tubo de acero que se aloja en un conducto longitudinal, coincidente con el eje del pilote o pila, y que se apoya en el fondo del conducto, cercano a la punta del elemento. La medición se efectúa con un micrómetro apoyado sobre el tubo de acero y sostenido con el marco de referencia fijo de los micrómetros de prueba(fig. 3.13, pág. 83). La precisión

del micrómetro debe ser de $\pm 0.01\text{mm}$.

3.4 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS

Algunas de las formas de representar gráficamente los resultados son las que se explican a continuación:¹

- PENETRACION VRS. NUMERO DE GOLPES.

En esta gráfica se presenta la variación con la profundidad del número de golpes para producir de 0.2 a 1.0m de penetración del pilote, según se trate de suelos firmes o blandos. Esta información es completada con la estratigrafía obtenida con algún sondeo cercano a la hinca del pilote o la perforación colada, además con los problemas enfrentados durante esta operación.

- GRAFICA DE LA RECUPERACION ELASTICA

En esta figura se plasma la recuperación elástica que ha obtenido el pilote durante el último tramo de hincado, complementando esta información con una tabla que contiene valores promedio de la recuperación elástica y la penetración(en mm/golpe) medida de la gráfica, para cada una de las series de 10 golpes efectuada. Algunos recomiendan complementar lo anterior con información técnica del equipo utilizado para la hinca.

¹. Ref. 1 Pág. 184

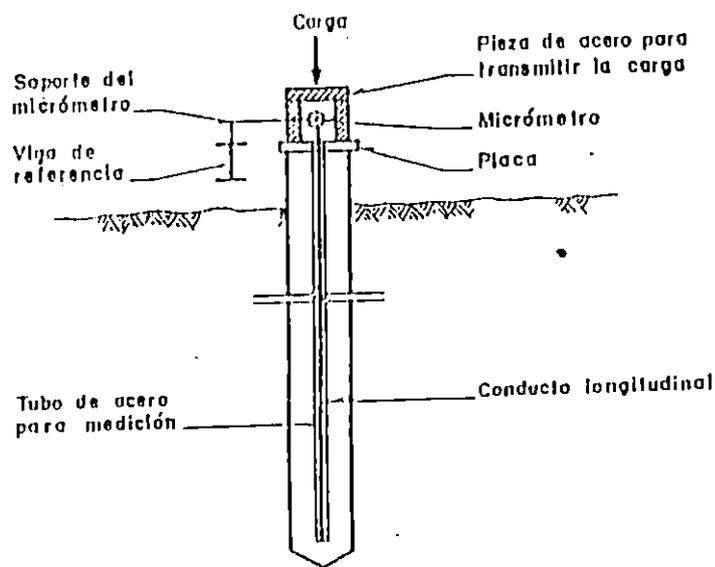


Fig. 3.13 Dispositivo para medir los asentamientos en la punta.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983. Pág. 182.

- GRAFICA CARGA VRS. ASENTAMIENTO.

"En las pruebas con carga controlada se grafica el asentamiento máximo que ocurre a la primera hora de haber aplicado cada nivel de carga; en las de asentamiento controlado se hace lo recíproco". /¹

Cuando la prueba de carga se realiza con dos ciclos de carga y descarga, entonces se dibujan ambos y cuando se trata de carga cíclica, las gráficas contienen el asentamiento correspondiente a la carga máxima del primer ciclo de cada intervalo de carga aplicado. En todos los casos se dibuja también la etapa de descarga.

- GRAFICA CARGA Y ASENTAMIENTO VRS. TIEMPO.

Esta representación gráfica de los datos nos permite analizar como varía con el tiempo, tanto el asentamiento como la carga, representando el tiempo en el eje horizontal. Se acostumbra usar una escala que permita representar el tiempo de duración de la prueba en 10 cm. En la figura 3.14, pág. 185 se dá un ejemplo de este tipo de gráficas.

¹ Ref. 1

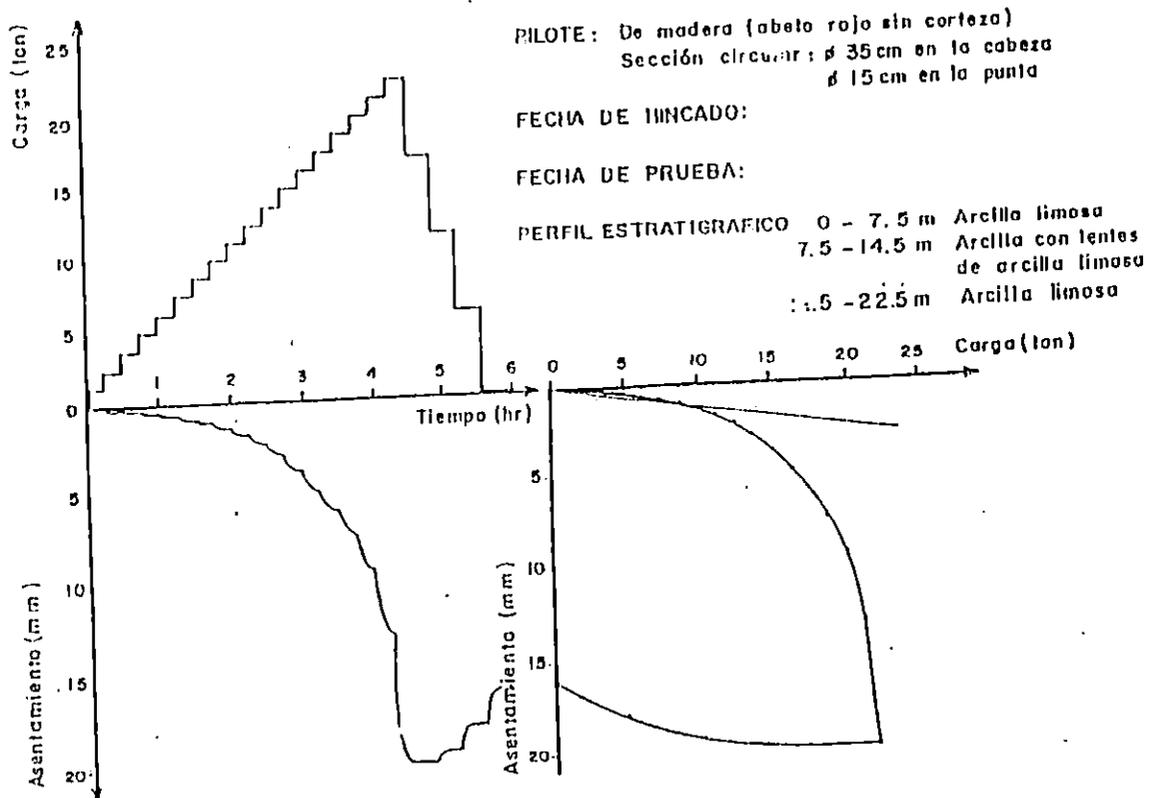


Fig. 3.14 Gráfica Carga Vrs. Asentamiento y Carga y Asentamiento Vrs. Tiempo.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

- GRAFICA CARGA Y ASENTAMIENTO DE FLUENCIA

Esta gráfica puede incluirse en los resultados de las pruebas de carga controlada con incrementos de tiempo constantes; se dibujan con los valores de los asentamientos

que se presentan en los últimos 3 min. de cada incremento de carga (considerando incrementos de tiempo de 15 min.) como se ejemplifica den la fig. 3.15.

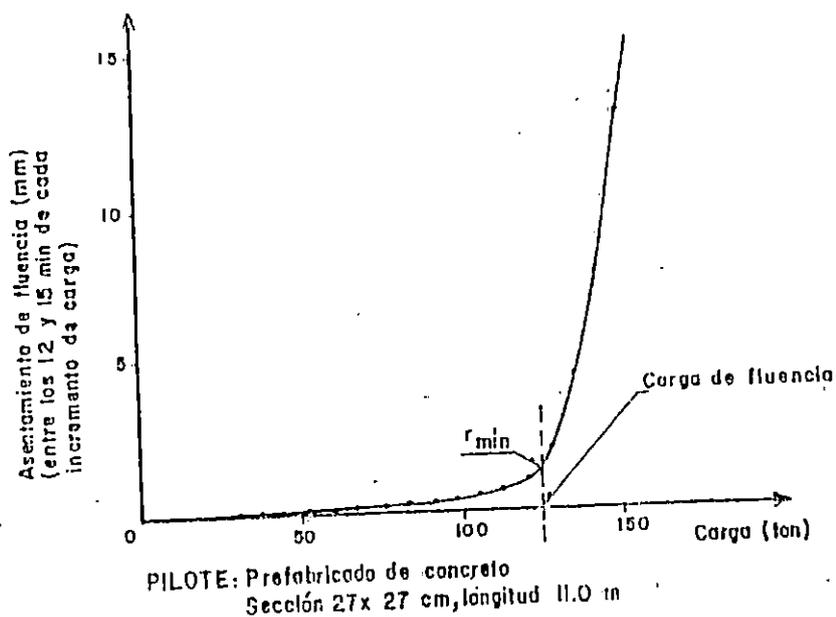


Fig. 3.15 Gráfica Carga Vrs. Asentamiento de Fluencia.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

- GRAFICA NUMERO DE CICLOS VRS. ASENTAMIENTO.

Representación gráfica que contiene los valores del asentamiento con la carga máxima correspondiente a cada ciclo en el eje vertical y el logaritmo del número correspondiente en el eje horizontal.

3.5 INTERPRETACION DE LA PRUEBA.

Toda la información, que de la prueba de carga se puede obtener, será de utilidad para interpretar aspectos de mucha importancia tales como la definición de la capacidad de carga del pilote y la evaluación del procedimiento constructivo adoptado.

Las gráficas construidas de los resultados de la prueba nos permitirá definir la respuesta que ha tenido el suelo a las cargas impuestas por el pilote, que puede ser una reacción por punta, fricción y fricción y punta; la primera se dará cuando un estrato profundo sea capaz de soportar las cargas impuestas sin que se dé la falla del suelo; la gráfica(P) de la figura 3.16, pág. 188, muestra una forma de este comportamiento, en este tipo de reacción el suelo circundante tiene una contribución completamente despreciable; el segundo caso se dá cuando las cargas impuestas son absorbidas por el

suelo circundante al fuste del pilote o pila; la gráfica presenta inicialmente una etapa de asentamiento y carga creciente, hasta llegar a un punto en el cual la deformación tiene un crecimiento indefinido con una carga prácticamente constante. Para suelos finos (FF) generalmente sucede una disminución de la carga, que puede estar limitada por la resistencia residual del suelo; para granulares (FG) la carga final siempre aumenta, dependiendo su magnitud de la resistencia movilizada en la punta; el tercer caso es cuando las cargas inducidas del sub-suelo son resistidas por la punta y por fricción del fuste (PF).

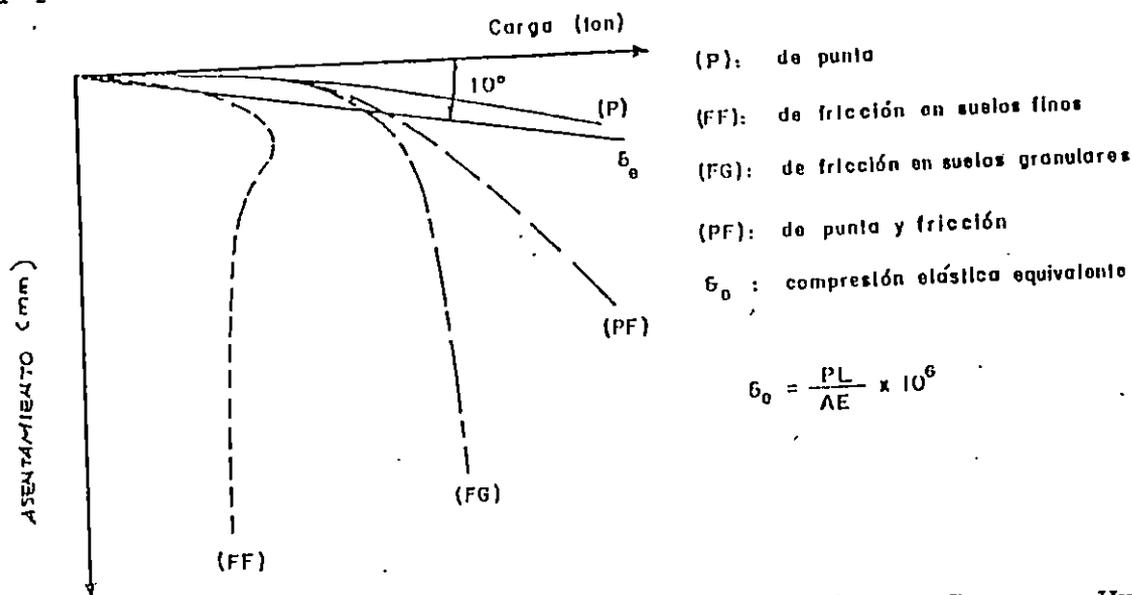


Fig. 3.16 Formas típicas de la gráfica Carga Vrs. Asentamiento (Prueba con rapidez de penetración constante).

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

La carga última y la carga de fluencia, son los dos términos que nos permiten expresar la capacidad de carga de la pila o pilote, la primera se da cuando se ha movilizado la resistencia del suelo existente bajo la punta y circundando al elemento, la segunda es la máxima carga que se puede aplicar antes de que ocurra un asentamiento excesivo en un cierto incremento de carga o en un cierto número de ciclos de carga y asentamiento.

Para determinar la carga última, se parte de los puntos básicos del mecanismo de transferencia de carga ¹; estos son:

- Según investigaciones, para que se dé la movilización de la capacidad de carga por fricción, se hace necesario que ocurra un desplazamiento relativo, entre el fuste del elemento y el suelo circundante, de 6 a 10 mm., sea cual sea la geometría del elemento.
- Cuando se está entre el caso de capacidad por punta, se hace necesario un desplazamiento alrededor del 10% de diámetro(D) de los pilotes hincados y de hasta un 30% de D para pilas y pilotes colados en el sitio. En la figura

¹ Ref. 1 pág. 189

3.17, pág. 190, se presentan criterios para unificar la interpretación de la gráfica Carga vrs. Asentamiento (ref. 3 y 4)

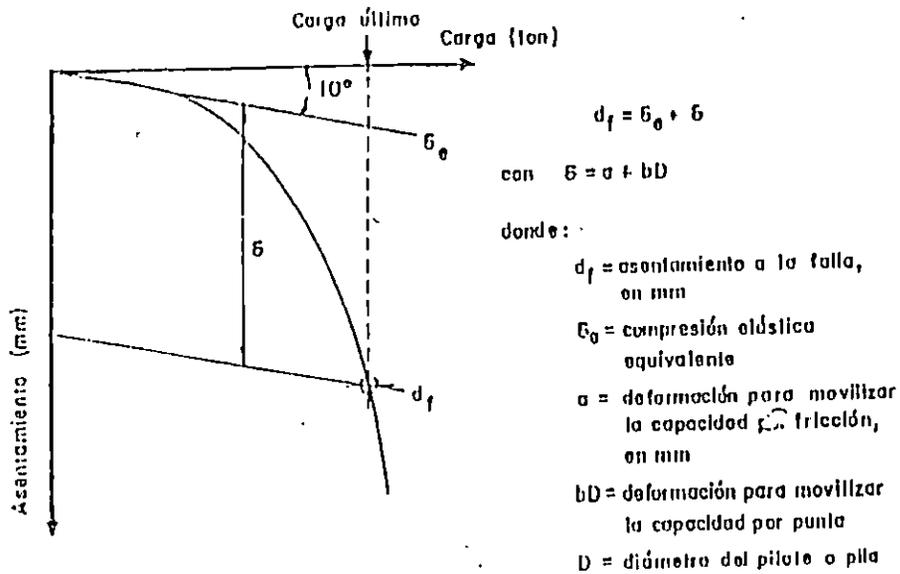


Fig. 3.17 Determinación de la carga última.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

Cuando se trata de una pila o pilote, ésta es determinada considerando un factor de seguridad razonable con respecto a la falla de suelo soportante y sin dejar de lado la capacidad del material empleado en la construcción del elemento de

carga, la capacidad de carga admisible está condicionada por la capacidad que tiene la estructura para soportar los asentamientos totales.

La información geotécnica, registros de hincado y la relación existente entre el número de elementos probados y el número por construir, son los puntos a considerar a la hora de extrapolar todos los resultados de prueba al grupo de pilas o pilotes.

3.6 PRUEBA DE CARGA LATERAL.

Un pilote puede verse sujeto a cargas horizontales cuando esté formando parte de un conjunto estructural de cimentación, por lo que se hace necesario, en caso de construcciones de importancia, realizar pruebas de carga estática lateral, cuyo objetivo es la determinación del comportamiento del elemento vertical al someterlo a una secuencia de cargas horizontales.

3.6.1 PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA.

La carga que se aplica es un incremento aproximadamente igual al 20% de la carga lateral de diseño Q_{1d} , hasta alcanzar una carga máxima de prueba (Q_{1max}) de por lo menos $2Q_{1d}$.

Los incrementos son aplicables cuando:/²

- A- La velocidad de "deflexión lateral" se reduzca a un valor mínimo de 0.25 mm/hr.

- B- Ha transcurrido un intervalo de tiempo, de aproximadamente 1 hr., que se mantiene constante para todos los incrementos de carga; este criterio se utiliza cuando el anterior origina un excesivo tiempo de prueba (del orden de dos días).

Las lecturas de la deflexión lateral son tomadas para cada incremento a intervalos de 10 min., ésto para ambos casos; el proceso de descarga es realizado en decrementos del 25% de Q_{1max} . a cada 20 min., tomando medidas de la recuperación de la deflexión lateral a los 5, 15 y 30 min. de haber descargado totalmente el elemento, siendo recomendable tomar medidas durante más tiempo cuando sea factible.

3.6.2 PRUEBA CICLICA DE CARGA Y DESCARGA.

La carga del pilote se dá en incrementos, con lapsos constantes de 15 min., hasta alcanzar la carga lateral de

1. Ref. 1 Pág. 193

diseño Q_{1a} . para posteriormente realizar entre dos o más ciclos de carga y descarga; siendo la carga total aplicada $Q_{1max.}$, en el último ciclo, por lo menos $2Q_{1a.}$, la descarga final es realizada igual al procedimiento para prueba de carga lateral estática descrita anteriormente.

Los criterios para ejecutar los ciclos son:

- "Cargando hasta alcanzar Q_{1a} . y descargando totalmente en incrementos de $0.25 Q_{1a}$ a cada 15 min. (ref. 5 fig. 18, pág. 194); las medidas de carga y deflexión se hacen a cada 3 min."/².

- Induciendo en el pilote un movimiento lateral cíclico de amplitud igual a una frecuencia definida, por ejemplo: una amplitud de movimiento de 0.0250 y una frecuencia de hasta 10 ciclos/min. (ref. 6)/².

1. Ref. 1 Pág. 194

2. Ref. 1 Pág. 195

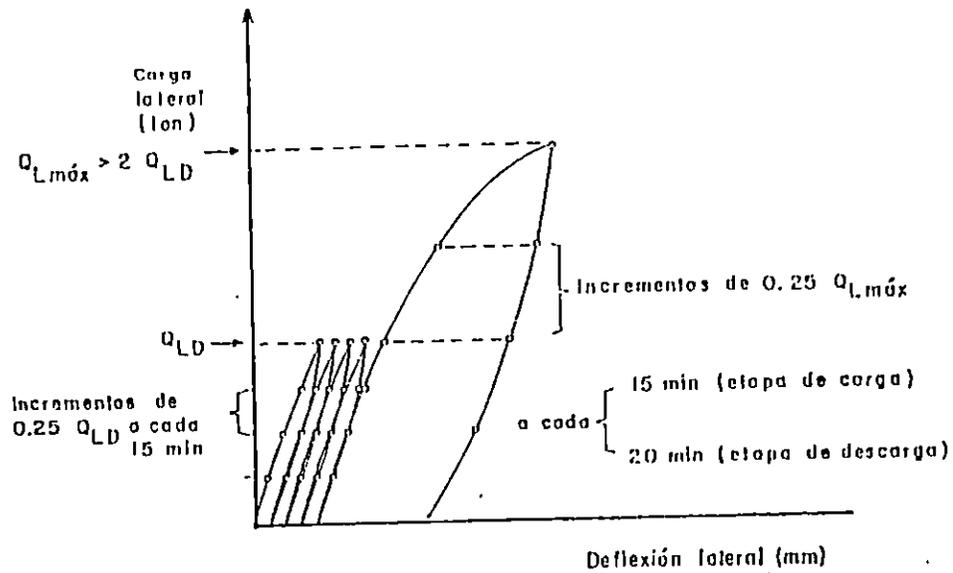


Fig. 3.18 Prueba ciclica con carga controlada.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.

REFERENCIA (CAPITULO III)

1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes", México, 1983.
2. ASTM., "Standard Test Method Pile Under Static Axial Compressive Load", Designation: D-1143-81 (Reapproved 1987). Año 1993.
3. Royal Swedish Academy of Engineering Science.
Commission on Pile Research, "Recommendation for Pile Driving Tests with Subsequent Load Testing". Report 59 Stockholm, 1980.
4. Vesic, A.S., "Load Transfer, Lateral Loads and Group Action of Deep Foundations", Performance of Deep Foundation, ASTM, Spec. Tech. Publication No. 444, 1969.
5. Davisson, M.T. y Salley, J.R., "Lateral Load Tests on Drilled Piers", Performance of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publication No. 670, 1979.

6. Price G., "Field Tests on Vertical Pile under Static and Cyclic Horizontal Loading in Over-Consolidated Clay", Behavior of Deep Foundations, ASTM, Spec. Tech. Publication No. 670, 1979.

CAPITULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

4.1 DISEÑO DE CABEZALES

El cabezal es el elemento estructural que nos permite unir a los pilotes con la superestructura, ya sea ésta conformada con columnas o paredes de muro.

En nuestro país existen diseños estructurales de cabezales que únicamente unen a un pilote con una o dos columnas, tal es el caso de el edificio de la Prensa Gráfica, actualmente en construcción en Santa Elena, Antiguo Cuscatlán; sin embargo, generalmente son zapatas las que unen a un grupo de pilotes con la superestructura; el objetivo principal de este elemento es dar una distribución de las cargas verticales, horizontales y momentos de volcamiento a los pilotes, y en algunos casos, también al suelo.

En el diseño estructural de los cabezales, por lo general se hacen las siguientes asunciones/¹:

1. Ref. 1 Pág. 535.

- 1- Cada pilote soporta una cantidad igual de la carga axial en el cabezal, o para n pilotes, soportando una cantidad total Q, la carga P_p por pilote es:

$$P_p = Q/n \quad (\text{Ec. 4-1})$$

- 2- La ecuación de Esfuerzo Combinado (distribución planar de esfuerzos) es válida para cabezales con cargas excéntricas o cargadas con una carga Q y un momento, como:

$$P_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y X}{\Sigma X^2} + \frac{M_x Y}{\Sigma Y^2} \quad (\text{Ec. 4-2})$$

donde:

M_x, M_y = momentos alrededor del eje X e Y, respectivamente.

X, Y = Distancia del eje Y y X a cualquier pilote.

ΣX², ΣY² es el momento de inercia del grupo, calculado como:

$$I = I_o + Ad^2$$

Pero I_o es despreciable, y el término A se cancela, dado que esta es la carga del pilote requerido, y aparece tanto en el numerador como en el denominador de la ecuación "B".

Es obvio pensar que la hipótesis en el literal A es

falsa, sin embargo estas asunciones contribuyen a realizar un diseño rápido y muy aproximado.

Después de haber determinado la carga soportada por cada pilote se procede al diseño de la zapata - cabezal; que es similar al de una zapata aislada, con algunas modificaciones.

La sección crítica para corte (punzonamiento) se considera a una distancia $d/2$, medida del paramento de la columna o pedestal, tal como se hace en zapatas. De los pilotes que se encuentran abajo del cabezal o zapata, algunos no producirán corte, otros producirán corte en un porcentaje de la carga transmitida por ellos y el resto producirá corte con la reacción total, tal como se esquematiza en la figura 4.1, pág. 200.

El cortante por efecto de viga se revisa en un plano vertical ubicado en el paño de la columna de concreto, en el punto medio entre el paño de la columna metálica y la orilla del extremo de la placa de apoyo.

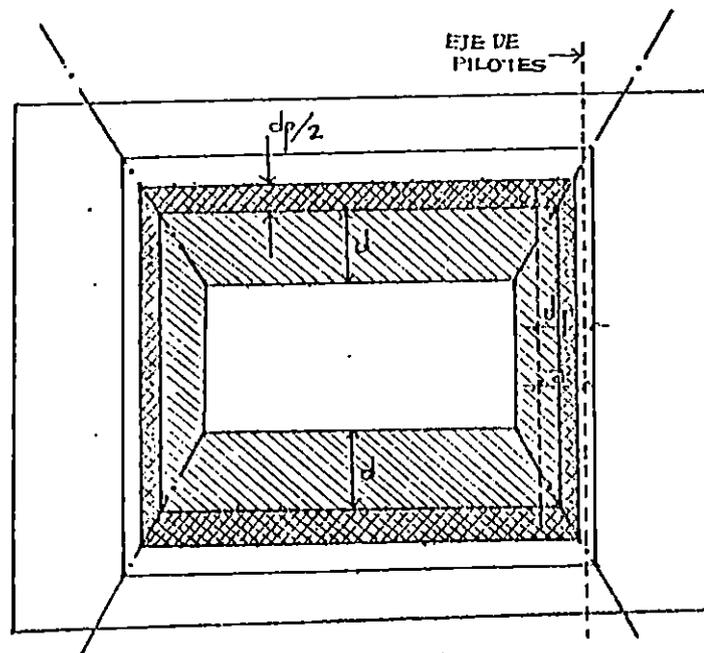


FIG. 4.1. Esquema de áreas donde se ubican los pilotes que producen y los que no producen corte.

Todo pilote, cuyo eje esté ubicado en esta área, no produce corte.

Todo pilote, cuyo eje esté ubicado en esta área produce corte según la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{a}{b} R_p \quad (\text{Ec. 4-3})$$

donde:

V_c = Cortante producido por el pilote.

R_p = Carga admisible del pilote.

a y b indicados en la figura.

Todo pilote, cuyo centro se encuentra en esta área produce corte con la reacción entera.

4.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

- 1) Calcular la carga máxima factorizada:
 $P_u = \text{Carga última}$
 $P_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}.$
- 2) Asumir un valor del peralte efectivo "d", en base a la experiencia.
- 3) Revisar el cortante por el efecto de viga y compararlo contra $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c}$; $\phi = 0.85$.
- 4) Revisar el punzonamiento de la zapata por la columna y compararla contra $\phi V_c = \phi 1.1 \sqrt{f'_c}$ con $\phi = 0.85$.
- 5) Revisar el punzonamiento de los pilotes y compararlo contra $\phi V_c = \phi 1.1 \sqrt{f'_c}$; $\phi = 0.85$, en un perímetro circular con dos veces el diámetro del pilote.
- 6) Con el momento máximo calculados en los paños de la columna, proporcionar el acero de refuerzo necesario.

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES.

La resistencia estructural del pilote es considerado como la de una columna corta/¹, ésta asunción está basada en el confinamiento que le ejerce, en toda su longitud, el suelo circundante. A continuación se presenta las fórmulas para el diseño de pilotes de diferentes materiales.

1) PILOTES DE MADERA:

$$R_p = A \cdot t_p$$

Donde:

R_p = Carga axial permisible o de trabajo.

A = Area de la sección transversal del pilote.

t_p = Esfuerzo permisible o de trabajo de la madera, en kg/cm^2 .

El valor de t_p debe ser conocido por medio de pruebas de laboratorio en el cual se estudia las propiedades mecánicas de la madera del pilote, de no ser así, algunos investigadores/² recomiendan usar en f_p igual a $60 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

¹. Ref. 2 Pág. 470

². Ref. 2 Pág. 472

2) PILOTES DE ACERO.

$$R_p = \frac{A \cdot f_y}{FS}$$

Donde:

R_p y A = ya definidos

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero(para el acero de grado estructural, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, o el valor que le corresponde).

FS = Factor de seguridad, usualmente igual a 2.

3) PILOTES DE CONCRETO(Resistencia Ultima).

Para elementos con refuerzo lateral en forma de estribos:

$$R_{pu} = 0.80 \phi [0.85 f_c' A_c + A_s]$$

Para elementos con refuerzo lateral en espiral:

$$R_{pu} = 0.85 \phi [0.85 f_c' A_c + f_y A_s]$$

Donde:

R_{pu} = Resistencia última de diseño a la carga axial.

f_c' = Resistencia especificada a la compresión del concreto.

A_c = Area neta de concreto de la sección transversal.

f_y = Resistencia específica a la fluencia del refuerzo.

A_s = Area total del refuerzo longitudinal.

ϕ = 0.70 en elementos con estribos.

ϕ = 0.75 en elementos con refuerzos lateral en espiral.

4) PILOTES MIXTOS.

Para diseñar pilotes con núcleos de acero recubiertos con concreto con estribos o zunchados se debe utilizar la fórmula inmediata anterior, haciendo A_s igual a la suma de las áreas de las secciones transversales de las varillas longitudinales y el núcleo de acero.

Se recomienda¹ el valor de A_s no exceda del 8% de A_c .

4.3 ANALISIS Y DISEÑO DE GRUPOS DE PILOTES.

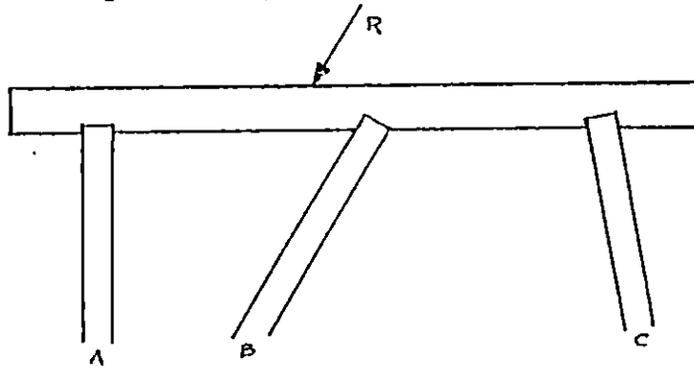
La utilización de grupos de pilotes es frecuente en la construcción de obras civiles, por ejemplo, pueden ser construidos bajo zapatas individuales, zapatas corridas para muros, losas para maquinarias como la de la Prensa Gráfica en Santa Elena (Antiguo Cuscatlán) que fue cimentada sobre 50

1. RES. 2 PÁGS. 470-471.

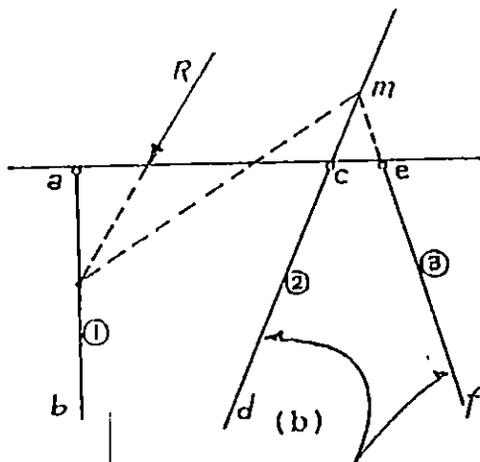
pilas de 0.8 mt. de diámetro y 6 mt. de profundidad, etc. En ocasiones existe la necesidad de construir pilotes inclinados para resistir cargas laterales considerables por cada elemento. Ante este problema se han planteado una diversidad de métodos para el análisis de grupo de pilotes que van desde los empíricos hasta los analíticos. A continuación se muestran algunos de ellos, entre los cuales tenemos el método de Culman, para explicar este procedimiento de análisis de grupo de pilotes, será necesario referirnos a la figura 4.2, pág. 206 en la cual se representan pilotes verticales e inclinados, el procedimiento puede resumirse en los pasos siguientes:

- 1) Dibujar el grupo de pilotes, indicando la localización de los centros del grupo de pilotes como líneas ab, cd y ef (ver fig. 4.2-b, pág. 206).
- 2) Localizar la resultante R de todas las fuerzas en la figura a la correcta inclinación; esta fuerza es producto del análisis de cargas que actúan sobre la estructura a cimentar, y lo más probable es que sea factorizada.
- 3) Trazar la resultante a una intersección del eje del pilote vertical en el punto n.
- 4) Del punto n conectar con una línea a la intersección de los pilotes inclinados en el punto m.
- 5) Descomponer la resultante R en las componentes paralelas

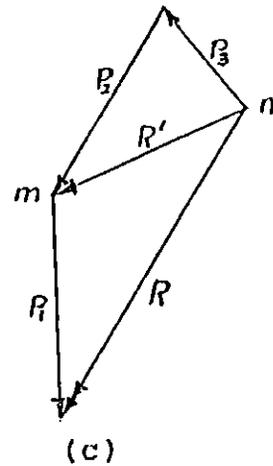
a ab y mn, tal como se muestra en el polígono de fuerzas de la figura 4.2-c. La componente vertical está soportada por los pilotes verticales. La componente paralela a mn está soportada por los pilotes inclinados.



(a) SISTEMA ACTUAL



Representación de los ejes de los pilotes inclinados



P1 y P2 están en compresión
 P3 está a tensión para la situación mostrada
 P1 está distribuida equitativamente en todos los pilotes verticales

Fig. 4.2 Solución de Culman par grupo de pilotes.

Fuente: "Foundation Analysis and Design", Joseph E. Bowles, 1968. Pág. 537.

Otro método sencillo para establecer las fuerzas en los pilotes, gráficamente (fig. 4.3) es el que se desarrolla en los siguientes pasos:

- 1- Calcular la componente vertical de la fuerza aplicada en el cabezal.
- 2- Dibujar a escala la componente vertical de la fuerza aplicada en el cabezal.
- 3- Ajustar las pilas inclinadas para que H_e sea igual a cero o para que sea un valor especificado (0.5a 1.0 kip).

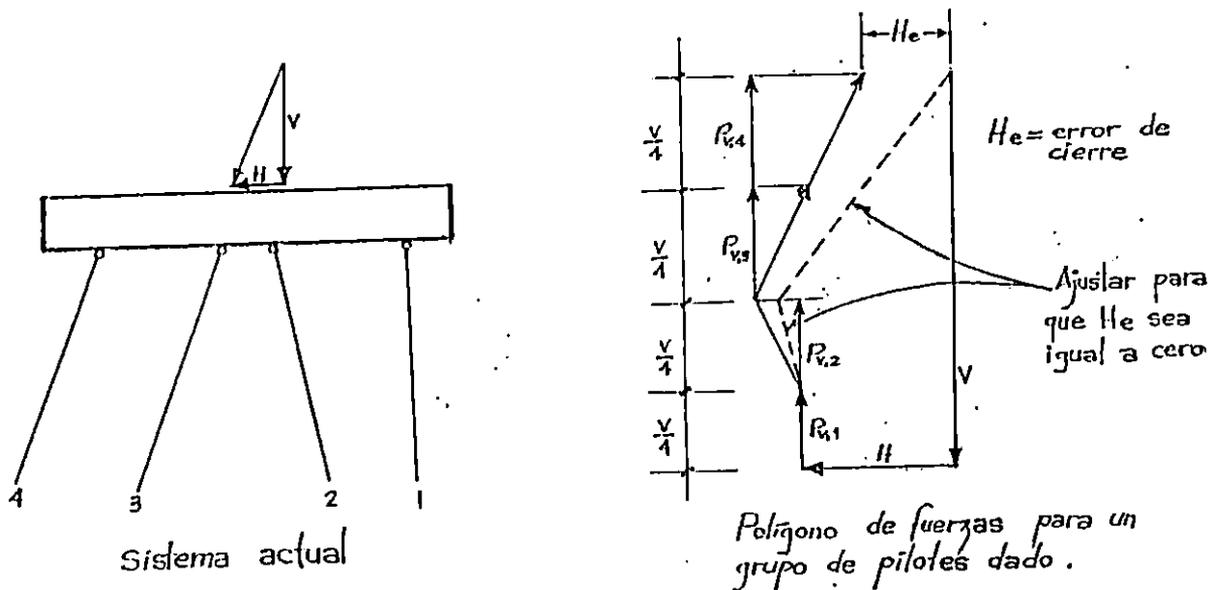


Fig. 4.3 Método alternativo para establecer las fuerzas en los pilotes.

Fuente: "Foundation Analysis and Design", Joseph E. Bowles, 1968. Pág. 538.

La regla de FELD/² establece que la capacidad portante dentro de un grupo, es la que tendría aisladamente, reducido en un dieciseisavo por cada pilote adyacente en dirección de las pilas, columnas o diagonales del grupo". (ver figura 4.4)



Figura 4.4 Regla de FELD.

Fuente: "Mecánica de Suelos"; Miguel Angel Rodriguez Diaz.

Existe un método exacto para el análisis de grupo de pilotes, propuesto por Hrennikoff/² que es un poco complicado, pero con la ayuda de principios de computación, el problema se reduce considerable; dicho método considera las características mecánicas del suelo cimentante, sin embargo, dicho método se basa en las hipótesis siguientes:

1. Ref. 2

2. Ref. 1

a) La carga soportada por cualquier pilote, es proporcional al desplazamiento de la cabeza del pilote.

Los desplazamientos consisten en forma axial, transversal y de rotación.

b) Todas las pilas se comportan similarmente.

c) La zapata o cabezal es rígida.

d) La zapata sufre desplazamientos pequeños.

Para el conocimiento de procedimiento del método se recomienda revisar la referencia 1 de este capítulo.

REFERENCIA (CAPITULO IV)

1. Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, Inc. 1968.
2. Ing. Carlos Crespo. "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" Editorial Limusa, México 1994.
3. Miguel Angel Rodríguez Díaz. "Mecánica de Suelos". E.T.S.I.M.O. (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de Oviedo) España.

CAPITULO V

5.0 DISEÑO DE PRUEBA DE CARGA

5.1 INTRODUCCION

La prueba de carga es la mejor alternativa para conocer la capacidad soportante del sistema suelo - pilote, pero generalmente el suelo no se lleva a la falla, ya que son sometidos únicamente a fuerzas que solamente son capaces de generar una falla local, es decir, se producen aquellos asentamientos que son dañinos a las estructuras.

Es de suma importancia hacer notar que en una prueba de carga no se considera el efecto del grupo, porque solo se ensayan pilotes individuales, aún cuando la ASTM contempla procedimientos de prueba en grupo de pilotes.

El diseño de una prueba de carga es la elaboración de un procedimiento que abarque todas aquellas actividades necesarias a seguir para llevar a cabo el ensayo, así como el diseño estructural del sistema de anclaje y la elección del equipo necesario para la medición de la carga y asentamientos.

5.2 ELECCION DEL TIPO DE PRUEBA

Etapa en la cual se toma la determinación si la prueba de carga será lateral o axial; para este caso particular la prueba será axial vertical y únicamente se probará la capacidad por el efecto de la fricción y adherencia. La elección aquí tomada depende de las necesidades del proyecto, es decir de las características de éste y de las dudas que se tengan de la respuesta del suelo ante las cargas aplicadas.

5.3 PROFUNDIDAD DE LOS PILOTES DE PRUEBA

La profundidad de prueba dependerá de las cargas que cada pilote soportará, es obvio pensar que este desplante de prueba estará basado en pruebas de cargas hechas anteriormente en suelos de características similares o a través de un diseño preliminar basado en teorías de capacidad de carga de suelos como las de Terzaghi, Meyerhof, etc., o bien en base a fórmulas prácticas como es la basada en la prueba de Penetración Normal (Ecuac. 2-33 y 2-34, pág. 66).

Para este caso particular las longitudes de los pilotes están basadas en la capacidad económica para poder realizar esta investigación. La longitud máxima será de 4.0m, pero la

profundidad de excavación será mayor; con ésto se garantiza que la punta no contribuirá, en ningún momento, a la respuesta del suelo ante las cargas aplicadas(Figura 5.1).

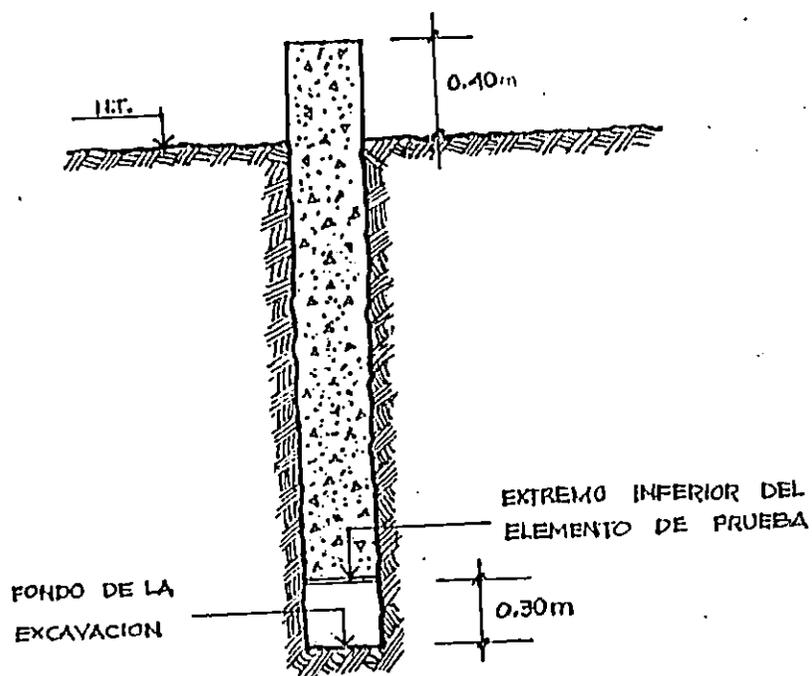


FIG. 5.1 Esquema de un pilote de prueba que únicamente trabajará por fricción y adherencia.

5.4 DIAMETRO DEL PILOTE

Este dependerá de las cargas que transmitirá cada elemento al suelo y de la capacidad soportante de éste, para nuestro caso particular el diámetro elegido es de 30 cm, por ser éste el diámetro mínimo exigido por el Reglamento de Diseño Sísmico de nuestro país.

5.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE REACCION

El sistema que se utilizará en estas pruebas es el de pilotes de anclaje verticales (fig. 3.9 - b1, pág 170) de 0.3m de diámetro cuyas profundidades están de acuerdo al cuadro 5.1.

Profundidad del Pilote prueba (m)	Profundidad de pilotes de anclaje (m)
1.75	2.00
3.00	4.00
3.42	5.00

CUADRO 5.1. Profundidad de pilotes de anclaje según pilote de prueba.

La separación que existirá entre el pilote de prueba y cada uno de los de anclajes es de 2.0 metros y esta distancia está basada en la norma ASTM designación D1143-81, que establece que la distancia libre debe ser de cinco veces el diámetro equivalente del pilote de prueba ó del mayor de los de anclaje, pero nunca menor de 2.0m (7 pies), fig. 5.2.

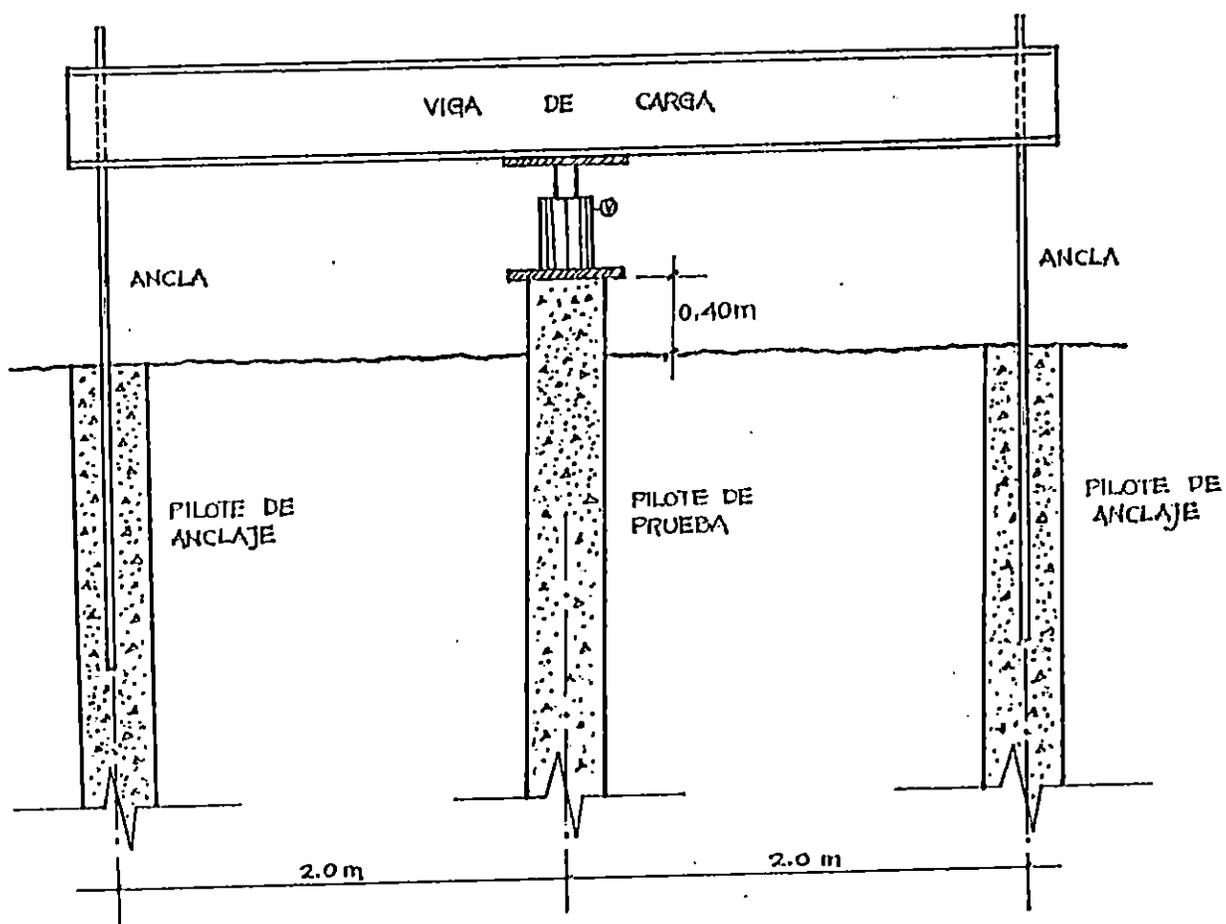


FIG. 5.2. Separación de pilotes de anclaje con respecto al pilote de prueba.

Las anclas presentadas en la figura 5.2 son de hierro corrugado estructural G-40, donde el diámetro, longitud de anclaje y cantidad, se muestran en el cuadro 5.2; en cuanto a la longitud de anclaje, ésta es mayor que las mínimas requeridas por el ACI-89, capítulo 12.

Profundidad pilote prueba (m)	Diámetro de anclas (No.)	Cantidad de anclas por pilote anclaje	Longitud de anclaje (m)
1.75	3	4	0.75
3.00	6,7	1,1	1.00
3.42	8	2	1.00

CUADRO 5.2. Diámetro de las anclas, cantidad de anclas y longitudes de anclaje en los pilotes, según cada pilote de prueba.

VIGA DE CARGA: Se utilizará una viga " I ", cuyo módulo de sección (S') es de 33.40 pul³, dicho valor es mayor que el máximo requerido que se calculará a continuación:

Considerando una carga puntual máxima de 12 Ton. para el pilote de 3.42m. de profundidad, trabajando únicamente por

fricción y adherencia, hay que determinar el módulo de sección requerido para soportar las cargas inducidas.

$f_m = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (Esfuerzo de fluencia del perfil).

S: módulo de Sección.

$$S = \frac{M_{\max}}{f_m}$$

$$M_{\max} = \frac{P_m L}{4} = \frac{12 \times 4}{4} \text{ (Ton - m)} = 12 \text{ Ton - m}$$

$$S = \frac{12 \times 10^2 \text{ T - cm}}{2.800 \text{ Ton/cm}^2} = 428.57 \text{ cm}^3$$

$$\underline{S = 26.15 \text{ pulg}^3}$$

$$\therefore S < S'$$

FLEXION MAXIMA:

$$Y_{\max} = \frac{P}{4EI} \left(\frac{L^2 X}{4} - \frac{X^3}{3} \right)$$

Esta ecuación es aplicada a vigas simplemente apoyadas.

donde:

Y_{\max} : flecha máxima(?)

P : Carga puntual (12 Ton)

E : Módulo de Elasticidad (2116.6 Ton/cm²)

I : Inercia de la sección de la viga de carga
(8491.12cm⁴)

L : Claro libre (400 cm)

X : Distancia de aplicación de la carga (200 cm)

$$Y_{max} = \frac{12}{4(2116.6)(8491.12)} \left(\frac{(400)^2 (200)}{4} - \frac{(200)^3}{3} \right)$$

$$Y_{max} = 0.890 \text{ cm.}$$

El valor Y_{max} nos permite relacionarlo con los desplazamientos sufridos por el anclaje y la carrera del gato hidráulico(20 cm).

5.6 EQUIPO DE APLICACION DE LA CARGA.

El equipo de aplicación de la carga será mediante un gato hidráulico de 80 Ton., dicho elemento tiene un manómetro incorporado para la medición de la carga, y será calibrado cargando la máquina Universal, para cada prueba.

5.7 EQUIPO DE MEDICION DE ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos serán medidos con tres micrómetros (2092 A 56) que posee una carrera de 2.00" (5cm) y con una precisión de 0.001"(0.0254mm), dichas características cumplen con lo

mínimo requerido por la norma ASTM, designación D1143, específicamente en lo referente a equipo de medición de asentamientos de la cabeza del pilote. Los micrómetros serán dispuestos adheridos a la cabeza del pilote como se muestra en la figura 5.3 (ver fotografía 3.2, pág. 174), los vástagos de dos de los tres micrómetros estarán apoyados en una viga metálica con un extremo libre para evitar que el efecto de la temperatura influya en las mediciones; el otro micrómetro (opcional) estará apoyado en un vidrio ubicado directamente en el terreno. El segundo sistema de medición que se utilizará, será un nivel fotográfico con precisión de 1mm (o alambre y espejo), estará ubicado a 10m del pilote de prueba, las mediciones se harán sobre una regla graduada en milímetros adherida a la cabeza del pilote.

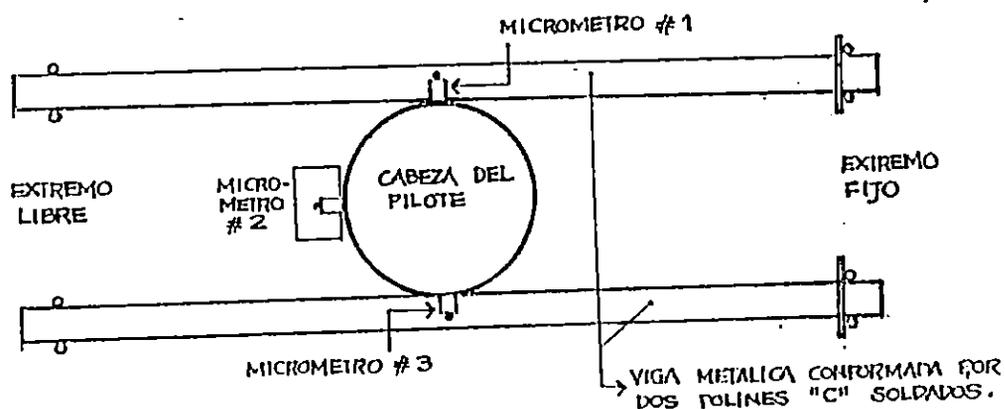


Fig. 5.3. Distribución de los 3 micrómetros para medición de asentamientos.

5.8 PROCEDIMIENTO DE CARGA DE LOS PILOTES.

En el capítulo III de este documento (pag. 151), se establece que cualquier procedimiento para una prueba de carga puede estar basado en criterios de carga controlada o bien criterios de desplazamientos controlados. En nuestro país las pruebas de carga más recientes (1991 - 1993) se han realizado basadas en criterios de carga controlada y utilizando el procedimiento de RAPIDEZ DE ASENTAMIENTO MINIMO, la utilización ha sido porque según investigadores de otros países, han llegado a la conclusión que es el que mejores resultados proporciona, dado que se simula la forma como realmente se aplican las cargas estáticas a la cimentación.

El procedimiento de carga se diseñará en base al criterio de Rapidez de Asentamiento Mínimo, tal como ha continuación se detalla:

Los pilotes de 3.42 y 3m de profundidad fueron construidos en una zona con $N = 15$, según la Prueba de Penetración Standard; basados en la fórmula:

$$Q = 0.2NA_L$$

donde:

A_L = Area lateral.

N = promedio del N en el estrato donde se encuentra el pilote.

Q = Resistencia última del pilote.

Se analizará el pilote de 3.42, que nos servirá de parámetro para el diseño de las pruebas:

$$L = 3.42\text{m}$$

$$D = 0.3\text{m}$$

$$N = 15$$

a) aplicando la fórmula anterior se tiene:

$$Q_{ult} = 0.2(15)(\pi)(0.3)(3.42) = 9.67 \text{ Ton.}$$

b) aplicando un factor de Seguridad (FS) igual a 2.0 tenemos:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2.0} = \frac{9.67}{2.0} = 4.83 \text{ Ton.}$$

c) Calcular el 200% de la carga de diseño:

$$Q_{prue} = 2Q_{adm} = 2(4.83) = 9.66 \text{ Ton.}$$

d) Definir los rangos de carga (25% de Q_{adm}):

$$\Delta Q = 0.25(4.83) = 1.21 \text{ Ton.}$$

Se aplicarán 8 incrementos de carga de 1.21 Ton., cuando la rapidez de asentamiento sea menor de 0.01 in/hora o cada dos horas.

Después de haber llegado a la carga de prueba (Q_{PRUE}), la descarga procederá después de 12 horas si la rapidez de asentamiento no es mayor de 0.01 in/hora, de lo contrario, dejar que la carga permanezca durante 24 horas.

e) Definir Rango de Descarga:

El rango de descarga será del 25% de la Q_{PRUE} , dejando 1 hora entre cada decremento.

$$\Delta Q_{DDBA} = 0.25(9.66) = 2.42 \text{ Ton.}$$

Después de haber descargado completamente el pilote, se procederá a la recarga.

f) Definir los rangos de recarga:

Para llegar nuevamente a Q_{PRUE} , se tendrán incrementos del 50% Q_{ADM} dejando 20 min entre cada incremento.

$$\Delta Q_{REC} = 0.5Q_{ADM} = 0.5(4.83) = 2.42 \text{ Ton.}$$

Después de haber llegado a Q_{PRUE} , los incrementos de ahí en adelante, hasta la falla, serán del 10% de Q_{ADM} dejando 20 minutos entre cada incremento.

$$\Delta Q_{FALLA} = 0.1 Q_{ADM} = (0.1)(4.83) = 0.48 \text{ Ton.}$$

BIBLIOGRAFIA (CAPITULO V)

1. Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, Inc. 1968.
2. Ing. Carlos Crespo. "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" Editorial Limusa, México 1994.
3. Miguel Angel Rodríguez Díaz. "Mecánica de Suelos". E.T.S.I.M.O. (Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de Oviedo) España.

CAPITULO VI

6.0 DESCRIPCION DE CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO Y DEL PILOTE DE PRUEBA.

6.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se pretende dar un conocimiento acerca de cuales son las características que tienen los elementos que conformarán el conjunto suelo-pilote, para llevar a cabo el análisis geotécnico y mecánico del sistema y hacer el análisis comparativo con los resultados de la prueba de carga sobre el pilote de prueba, de tal manera que permita dar una conclusión acertada de dicho análisis.

6.2 EXCAVACION.

La excavación fue ejecutada manualmente con barrenos helicoidales, quedando estas vacías en un lapso de 30 días antes de ser llenadas de concreto, siendo protegidas contra inundaciones, para evitar cualquier alteración considerable en el fuste (ver ubicación de los pilotes en anexo B). Es importante aclarar que el sitio donde se fabricaron los pilotes es un relleno, por lo que se espera un efecto importante sobre el "COEFICIENTE LATERAL DE TIERRAS EN REPOSO".

6.3 PENETRACION NORMAL.

El diseño de la prueba de carga fue hecha en base una PENETRACION NORMAL que reportaba un $N = 15$ hace dos años, sin embargo se optó por no ejecutar una nueva penetración hasta que se tuvieran probados los pilotes, bajo este criterio se realizó posteriormente de la prueba de carga, del cual se obtuvo un $N = 19$, promedio a lo largo del Fuste (ver tabla 6.1 y 6.2) la prueba constó de un sondeo para cada pilote a realizado una distancia de 1.0 m de cada elemento (Fig. 6.1), con esto se espera tener una información confiable y representativa para cada elemento.

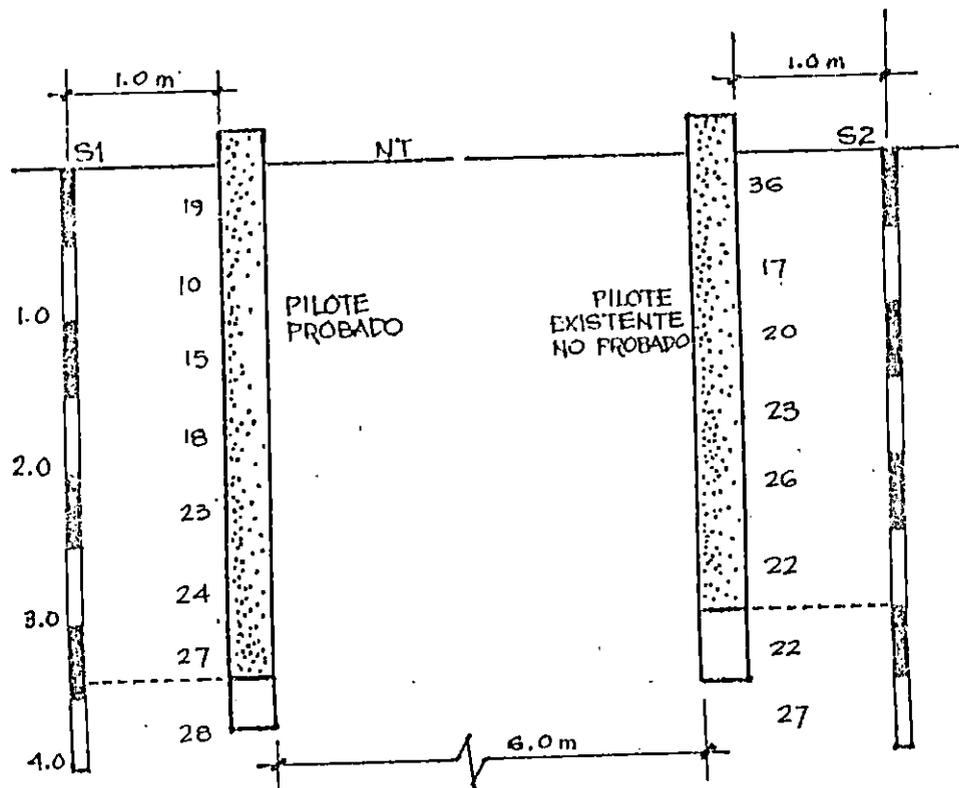


Figura 6.1 : Esquema de los pilotes y el número de golpes con respecto a la profundidad.

PESO DE MARTILLO: 140 lb ELEVACION: 0 + 00 FECHA: 14/08/95						
Profundidades	Recuperación cns	No. de golpe en cuchara	H	% Humedad	Clasificación Visual	Simbología
0.5	21	9	19	20.9	Arena limosa orgánica NP color café oscuro	SM-OL
		12				
		7				
1.0	22	7	18	27.4		
		4				
		6				
1.5	31	6	15	23.5	Arena limosa con restos de orgánico color café	SM(OL)
		8				
		7				
2.0	37	11	18	10.5	Arena limosa inorgánica NP Color café oscuro	
		8				
		10				
2.5	41	16	23	15.8		
		12				
		11				
3.0	30	18	24	15.2		SM
		12				
		12				
3.5	32	16	27	14.7		
		13				
		14				
4.0	30	17	28			
		14				
		14				

Tabla 6.1: Datos de prueba de Penetración Normal en pilote de prueba (SONDEO No. 1)

6.4 PRUEBA PROCTOR (AASHTO T-99).

Esta prueba es de mucha importancia ya que el valor así obtenido permite determinar un valor promedio del peso volumétrico del suelo a lo largo del fuste del pilote así:

$$\gamma_{seco} = 1491.1 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{optimo} = 19.3 \%$$

Si se retoman los valores de humedad del suelo anotados en la tabla 6.1 se obtiene que la humedad real promedio (W_s) es de 20.57 %, si se aplica la ecuación

$$\gamma_{suelo} = (1 + W_s) \gamma_{seco} \quad (6-1)$$

Donde:

- γ_{seco} : Peso volumétrico del suelo
- W_s : Humedad promedio del suelo (20.57 %)
- γ_{seco} : Peso volumétrico seco del suelo según AASHTO T-99 (1491.1 Kg/m³).

Sustituyendo:

$$\gamma_{suelo} = (1.2057)(1491.1)$$

$$\gamma_{suelo} = 1798.27 \text{ Kg/m}^3$$

CAPITULO VII

7.0 DATOS DE PRUEBA DE CARGA.

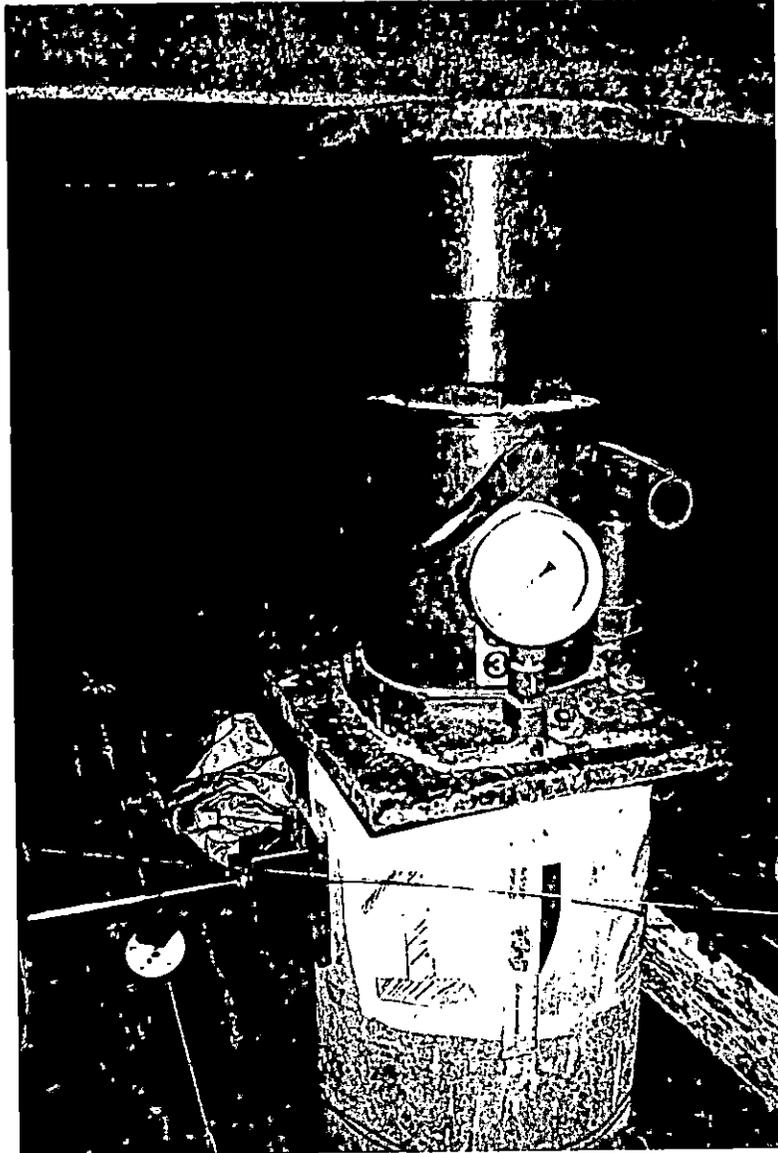
7.1 INTRODUCCION.

En este capitulo se presentan las mediciones ejecutadas durante toda la prueba del pilote, tanto en el proceso de carga como de descarga, aclarando además, todas aquellas observaciones importantes hechas durante la prueba.

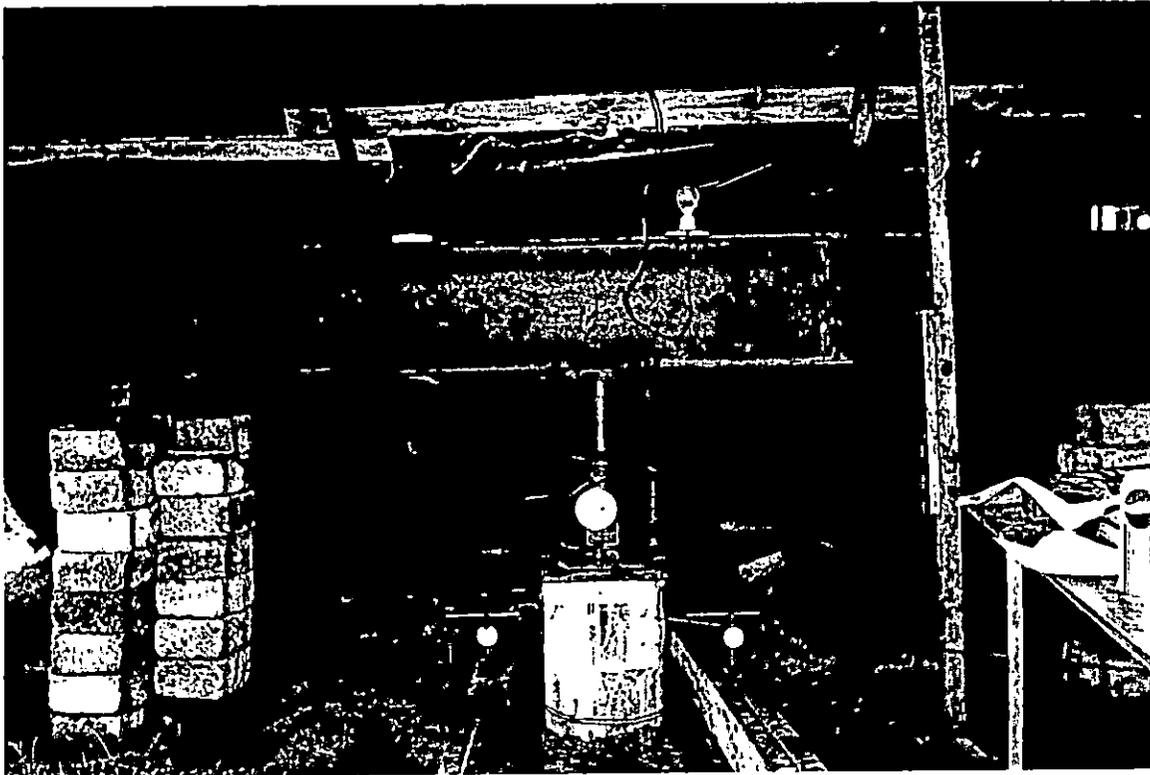
7.2 CARGA DEL PILOTE.

El pilote fue cargado mediante un gato hidráulico de 80 Ton de capacidad (fotografía 7.1) ubicado entre el pilote de prueba y la viga de carga (fotografía 7.2). Los asentamientos fueron controlados mediante dos micrómetros (fotografía 7.3) apoyados sobre vigas metálicas fabricadas con dos polines "C" de 6" encajuelados, teniendo un extremo sin restricción para dar libertad de movimiento y obtener resultados confiables. El sistema secundario de control de asentamiento fue con un alambre, espejo y regla graduada tal como se muestra en la fotografía Nº 7.3.

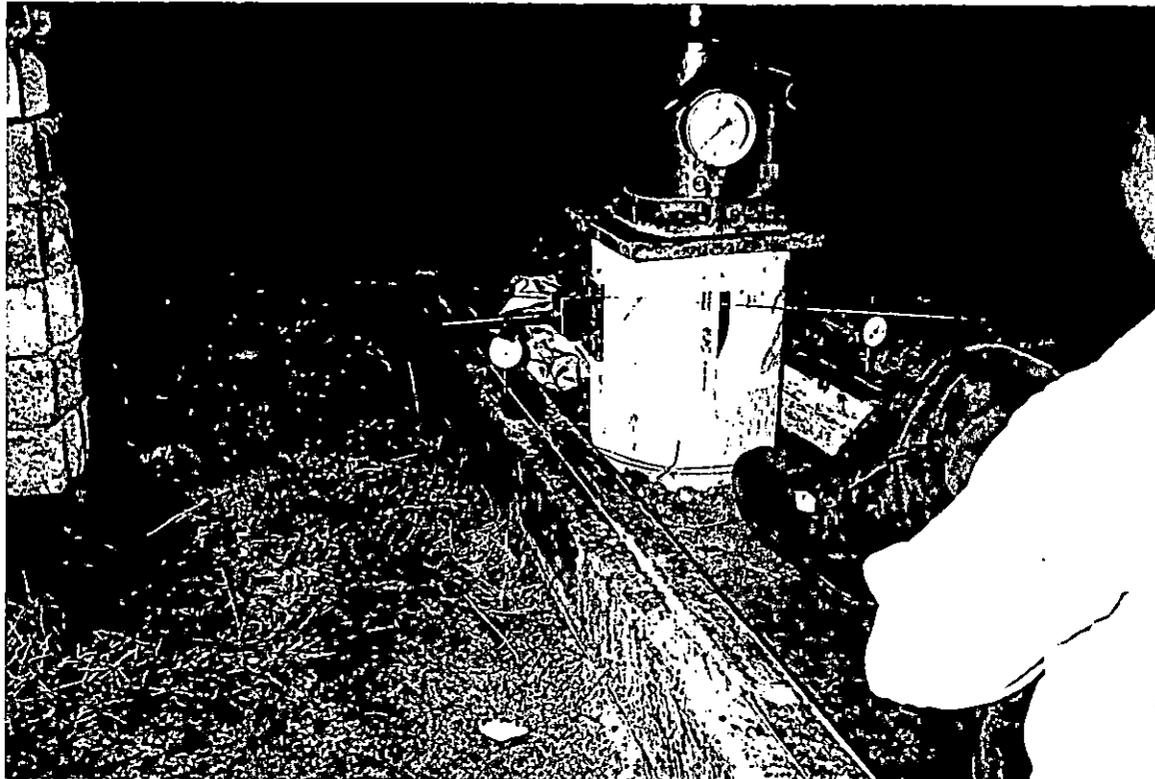
El pilote fue cargado en incrementos de carga de 1.5 Ton, ya que se esperaba una carga última de 12 Ton, considerando fricción y adherencia.



Fotografía 7.1 : Gato hidráulico utilizado en la prueba de carga, en pilote trabajando únicamente por fricción.



Fotografía N^o 7.2: Ubicación del gato hidráulico entre cabeza de pilote de prueba y viga de carga en ensayo ubicado al costado Norte del Edificio de Mecánica en el Campus de la UES.



Fotografía 7.3 : Ubicación de los dos micrómetros en cabeza de pilote de prueba y sobre vigas metálicas de apoyo, alambre, espejo y regla graduada como segundo sistema de control de asentamientos.

Como la rapidez de asentamiento nunca fue mayor de 0.01 pul/hora, los incrementos se realizaron cada hora, al llegar a las 12 Ton previstas se pudo observar que el pilote poseía capacidad de carga admisible por lo que se prosiguió con la carga hasta un total de 15.25 Ton. Sin presentar indicios de falla.

No se continuó con la carga porque la viga ya tenía una deflexión grande y acercándose al rango plástico por lo que se optó no continuar cargando al elemento y mantener la carga última por un lapso de 12 h y luego proceder a la descarga. Durante el proceso de descarga cuando el pilote estaba cargado con 8 Ton se produjo un temblor de 4.0 en la escala de Richter (Ver Fig. 7.1) sin registrarse una variación en los micrómetros y el manómetro. Cada decremento de carga fue de 3.81 Ton, tomando una lectura de rebote a las 6 horas de haber descargado completamente el pilote.

Es importante aclarar que las mediciones tomadas con el alambre y el espejo fueron eliminados dadas al mayor grado de imprecisión observado, ya que realmente no se apreciaba movimiento alguno del pilote según este sistema. En los cuadros de 7.1 al 7.5 de la pág. 235 a la 239 se presentan los datos de campo registrados durante toda la prueba.

Continúa actividad volcánica en el Chichontepec

Temblor 4.9 causa alarma en territorio nacional

ALFONSO SALAZAR
Redactor de Nacionales

Un sismo de 4.9 grados de intensidad en la escala de Richter sacudió antenoche a las zonas Occidental y Paracentral del país, cuando los relojes marcaban las 23:53 horas de anteayer domingo.

Informó el Centro de Investigaciones Geotécnicas, que el fenómeno fue localizado en los aparatos según los siguientes parámetros:

Localización: 60 kilómetros al sur de la playa de la Barra de Santiago en el de-

partamento de Ahuachapán. Profundidad focal 34.2 kilómetros. Magnitud: 4.9 en la escala de Richter. Intensidad en la escala de Mercalli modificada: 4 grados en San Salvador.

Un sondeo efectuado por redactores de LA PRENSA GRAFICA, dio por resultado que el sismo causó alguna alarma a la población capitalina y de Nueva San Salvador, así como en Acajutla y varios lugares costeros de los departamentos de Ahuachapán, Sonsonate, La Libertad y La Paz.

En los departamentos de San Vicente,

Usulután y San Miguel, personas consultadas dijeron que no lo habían sentido. Pero otras, dieron una respuesta afirmativa, aclarando que en forma menos perceptible.

Retumbos en Zacatecoluca

Informó la oficina de ANTEL, en Zacatecoluca, que en todo el sector habían continuado sintiéndose retumbos, pero los habían atribuido a la actividad volcánica que se ha venido generando desde

hace algunos días en el volcán de San Vicente.

La Policía Municipal de San Vicente informó que el sismo de antenoche se había sentido con alguna intensidad, pero que más preocupaba la situación del Chichontepec, que continuaba lo mismo, por lo que pidieron a los pobladores más cercanos, que guardaran las precauciones debidas e informaran lo más pronto posible de cualquier otra anomalía.

Fig. 7.1: Noticia
sobre temblor
occurrido dentro
del período de
prueba de carga.

FUENTE: "La Prensa Gráfica".
Sucesos 25 de Julio
de 1995.

DATOS DE CAMPO

UES

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE.

LONGITUD DEL PILOTE: 3.42 M

HOJA # 1 DE 5

DIAMETRO DEL PILOTE: 30 CM

TRABAJO DE GRADUACION: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES

COLADOS EN EL SITIO.

FECHA:	HORA	CARGA(TON) MANOMETRO	CARGA(TON) CORREGIDA	MICROMETRO #1	MICROMETRO #2	PROMEDIO MICROMETRO	LECTURA(mm) ALAMBRE
22/07/95	11:30 PM	1.5	1.50	0.0	0.0	0.0	0.00
	11:40	1.5	1.50	0.0068	0.0008	0.00080	0.00
	11:50	1.5	1.50	0.0008	0.0008	0.00080	0.00
	12:00	1.5	1.50	0.0008	0.0008	0.00080	0.00
23/07/95	12:10 AM	3.0	2.80	0.0015	0.0018	0.00165	0.00
	12:20	3.0	2.80	0.0017	0.0019	0.00180	0.00
	12:30	3.0	2.80	0.0020	0.0020	0.00200	0.00
	12:40	3.0	2.80	0.0020	0.0020	0.00200	0.00
	12:50	3.0	2.80	0.0020	0.0020	0.00200	0.00
	1:00	3.0	2.80	0.0020	0.0020	0.00200	0.00
	1:10	4.5	4.25	0.0030	0.0030	0.00300	0.00
	1:20	4.5	4.25	0.0032	0.0031	0.00315	0.10
	1:30	4.5	4.25	0.0032	0.0031	0.00315	0.10
	1:40	4.5	4.25	0.0032	0.0031	0.00315	0.10
	1:50	4.5	4.25	0.0033	0.0031	0.00320	0.10
	2:00	4.5	4.25	0.0033	0.0031	0.00320	0.10
	2:10	6.0	5.80	0.0050	0.0047	0.00485	0.14
	2:20	6.0	5.70	0.0051	0.0048	0.00495	0.14
	2:30	6.0	5.70	0.0051	0.0049	0.00500	0.14
	2:40	6.0	5.70	0.0051	0.0049	0.00500	0.14
	2:50	6.0	5.70	0.0051	0.0049	0.00500	0.14
	3:00	6.0	5.70	0.0051	0.0049	0.00500	0.14
	3:10	6.0	5.70	0.0051	0.0049	0.00500	0.14
	3:20	7.5	7.10	0.0070	0.0063	0.00665	0.14

DATOS DE CAMPO

UES

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE.

LONGITUD DEL PILOTE: 3.42 M

HOJA # 2 DE 5

DIAMETRO DEL PILOTE: 30 CM

TRABAJO DE GRADUACION: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES
COLADOS EN EL SITIO.

FECHA:	HORA	CARGA(TON) MANOMETRO	CARGA(TON) CORREGIDA	MICROMETRO #1	MICROMETRO #2	PROMEDIO MICROMETRO	LECTURA(mm) ALAMBRE
	3:30	7.5	7.10	0.0070	0.0085	0.00875	0.14
	3:40	7.5	7.10	0.0070	0.0085	0.00875	0.14
	3:50	7.5	7.10	0.0071	0.0088	0.00895	0.14
	4:00	7.5	7.10	0.0073	0.0088	0.00705	0.14
	4:10	7.5	7.10	0.0073	0.0088	0.00705	0.14
	4:20	9.0	8.50	0.0089	0.0084	0.00885	0.18
	4:30	9.0	8.50	0.0090	0.0087	0.00885	0.18
	4:40	9.0	8.50	0.0092	0.0089	0.00905	0.18
	4:50	9.0	8.50	0.0092	0.0090	0.00910	0.18
	5:00	9.0	8.50	0.0092	0.0090	0.00910	0.18
	5:10	9.0	8.50	0.0095	0.0090	0.00925	0.18
	5:20	10.5	10.00	0.0115	0.0114	0.01145	0.18
	5:30	10.5	10.00	0.0118	0.0115	0.01165	0.18
	5:40	10.5	10.00	0.0120	0.0118	0.01190	0.18
	5:50	10.5	10.00	0.0120	0.0119	0.01195	0.18
	6:00	10.5	10.00	0.0125	0.0120	0.01225	0.18
	6:10	10.5	10.00	0.0125	0.0120	0.01225	0.18
	6:20	10.5	10.00	0.0125	0.0120	0.01225	
	6:30	12.0	11.40	0.0150	0.0145	0.01475	
	6:40	12.0	11.40	0.0155	0.0148	0.01520	
	6:50	12.0	11.40	0.0160	0.0150	0.01550	
	7:00	12.0	11.40	0.0160	0.0160	0.01600	
	7:10	12.0	11.40	0.0160	0.0160	0.01600	
	7:20	12.0	11.40	0.0165	0.0160	0.01625	

DATOS DE CAMPO

UES

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE.

LONGITUD DEL PILOTE: 3.42 M

HOJA # 3 DE 5

DIAMETRO DEL PILOTE: 30 CM

TRABAJO DE GRADUACION: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES
COLADOS EN EL SITIO.

FECHA:	HORA	CARGA(TON) MANOMETRO	CARGA(TON) CORREGIDA	MICROMETRO #1	MICROMETRO #2	PROMEDIO MICROMETRO	LECTURA(mm) ALAMBRE
	7:30 AM	120	11.40	0.0165	0.0160	0.01625	
	7:40	120	11.40	0.0170	0.0160	0.01650	
	7:50	120	11.40	0.0171	0.0160	0.01655	
	8:00	120	11.40	0.0160	0.0162	0.01710	
	8:10	120	11.40	0.0188	0.0170	0.01780	
	8:20	120	11.40	0.0195	0.0160	0.01875	0.50
	8:30	14.0	13.30	0.0220	0.0205	0.02125	
	8:40	14.0	13.30	0.0223	0.0210	0.02165	
	8:50	14.0	13.30	0.0228	0.0213	0.02205	
	9:00	14.0	13.30	0.0240	0.0220	0.02300	
	9:10	14.0	13.30	0.0258	0.0232	0.02450	
	9:20	14.0	13.30	0.0258	0.0232	0.02450	
	9:30	14.0	13.30	0.0258	0.0232	0.02450	
	9:40	14.0	13.30	0.0260	0.0230	0.02450	
	9:50	14.0	13.30	0.0261	0.0230	0.02455	
	10:00	14.0	13.30	0.0261	0.0230	0.02455	
	10:10	16.0	15.25	0.0280	0.0250	0.02650	
	10:20	16.0	15.25	0.0280	0.0253	0.02665	
	10:30	16.0	15.25	0.0285	0.0260	0.02725	
	10:40	16.0	15.25	0.0285	0.0261	0.02730	
	10:50	16.0	15.25	0.0285	0.0261	0.02730	
	11:00	16.0	15.25	0.0288	0.0265	0.02765	
	11:15	16.0	15.25	0.0300	0.0275	0.02875	
	11:30	16.0	15.25	0.0300	0.0276	0.02890	

DATOS DE CAMPO

UES

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE.

LONGITUD DEL PILOTE: 3.42 M

HOJA # 4 DE 5

DIAMETRO DEL PILOTE: 30 CM

TRABAJO DE GRADUACION: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES
COLADOS EN EL SITIO.

FECHA:	HORA	CARGA(TON) BAROMETRO	CARGA(TON) CORREGIDA	MICROMETRO #1	MICROMETRO #2	PROMEDIO MICROMETRO	LECTURA(mm) ALAMBRE
	12:00 M	18.0	15.25	0.0305	0.0280	0.02925	
	12:30	18.0	15.25	0.0280	0.0255	0.02675	
	1:00 PM	18.0	15.25	0.0280	0.0260	0.02700	
	1:30	18.0	15.25	0.0280	0.0265	0.02775	
	2:00	18.0	15.25	0.0300	0.0273	0.02865	
	2:30	18.0	15.25	0.0310	0.0280	0.02950	
	3:00	18.0	15.25	0.0280	0.0270	0.02800	
	3:30	18.0	15.25	0.0280	0.0260	0.02700	
	4:00	18.0	15.25	0.0278	0.0263	0.02685	
	4:30	18.0	15.25	0.0275	0.0263	0.02640	
	5:00	18.0	15.25	0.0272	0.0252	0.02620	
	5:30	18.0	15.25	0.0275	0.0253	0.02640	
	6:00	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	6:30	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	7:00	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	7:30	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	8:00	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	8:30	18.0	15.25	0.0275	0.0260	0.02675	
	9:00	18.0	15.25	0.0280	0.0270	0.02750	
	9:30	18.0	15.25	0.0280	0.0270	0.02750	
	10:00	18.0	15.25	0.0280	0.0270	0.02750	
	10:30	12.0	11.40	0.0255	0.0235	0.02450	
	10:40	12.0	11.40	0.0253	0.0230	0.02415	

DATOS DE CAMPO

UES

PRUEBA DE CARGA SOBRE PILOTE.

LONGITUD DEL PILOTE: 3.42 M

HOJA # 5 DE 5

DIAMETRO DEL PILOTE: 30 CM

TRABAJO DE GRADUACION: ESTUDIO SOBRE EL EFECTO DE LA FRICCION EN PILOTES
COLADOS EN EL SITIO.

FECHA:	HORA	CARGA(TON) MANOMETRO	CARGA(TON) CORREGIDA	MICROMETRO #1	MICROMETRO #2	PROMEDIO MICROMETRO	LECTURA(mm) ALAMBRE
	10:50 PM	12.0	11.40	0.0253	0.0230	0.02415	
	11:00	12.0	11.40	0.0253	0.0230	0.02415	
	11:10	12.0	11.40	0.0250	0.0230	0.02400	
	11:20	12.0	11.40	0.0250	0.0230	0.02400	
	11:30	8.0	7.80	0.0230	0.0210	0.02200	
	11:40	8.0	7.80	0.0230	0.0210	0.02200	
	11:50	8.0	7.80	0.0230	0.0210	0.02200	
24/07/85	12:00	8.0	7.80	0.0227	0.0210	0.02185	
	12:10	8.0	7.80	0.0225	0.0210	0.02175	
	12:20	8.0	7.80	0.0225	0.0210	0.02175	
	12:30	8.0	7.80	0.0220	0.0200	0.02100	
	12:30	4.0	3.80	0.0185	0.0175	0.01850	
	12:40	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	12:50	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	1:00 AM	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	1:10	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	1:20	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	1:45	4.0	3.80	0.0180	0.0170	0.01800	
	1:45	0.0	0.00	0.0125	0.0085	0.01100	
	2:00	0.0	0.00	0.0120	0.0080	0.01050	
	2:15	0.0	0.00	0.0110	0.0080	0.01000	
	2:30	0.0	0.00	0.0110	0.0080	0.01000	
	2:45	0.0	0.00	0.0110	0.0080	0.01000	
	8:00 AM	0.0	0.00	0.0105	0.0085	0.00950	

CAPITULO VIII.

ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

8.1 INTRODUCCION.

En este capítulo se presentará la forma como fueron interpretados los resultados obtenidos tanto en los ensayos preliminares como los de la prueba de carga realizado sobre el pilote.

8.2 CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE SEGUN LA PENETRACION NORMAL.

En nuestro país cada vez que se utiliza una cimentación profunda es necesario diseñarla, partiendo de los resultado de una prueba de PENETRACION NORMAL, dado que, aunque en forma indirecta, es la más practica de ser ejecutada, valiendo la pena aclarar que cualquier ensayo de capacidad de carga in-situ del suelo es básicamente impráctico, a no ser que sea una prueba de carga.

Se puede observar de la tabla 6.1 que el N promedio a una profundidad de 3.5 m. es de 19, si ahora aplicamos la formula siguiente:

$$Q_z = 0.2\pi DLN \quad (8.1)$$

Donde:

Q_z = Carga última por fricción (Ton), según Meyerhof

D = Diámetro del pilote (0.3m)

L = Longitud del Fuste del pilote (3.42m)

\bar{N} = Promedio de N o lo largo del pilote (N = 19)

Así tenemos:

$$Q_z = (0.2) (\pi) (0.30) (3.42) (19)$$

$$Q_z = 12.25 \text{ Ton}$$

Se obtiene de esta forma lo que sería la capacidad de carga según Meyerhof, tomando en cuenta únicamente la fricción en función de la penetración normal.

Dado que el suelo posee fricción y cohesión, podemos utilizar la ecuación siguiente:

$$Q_z = \pi D L \left(C + \frac{K_o \gamma L \operatorname{tg} \delta}{2} \right) \quad (8-2)$$

Donde:

Q_z, D, L = Ya definidos

ϕ = Angulo de fricción interna ($\phi = 32^\circ$)

K_o = Coeficiente lateral de tierras. ($K_o = 1 - \operatorname{Sen} \phi = 0.47$)

C = Cohesión del suelo ($C = 6.3 \text{ Ton/m}^2$)

γ = Peso volumétrico del suelo (1.726 Ton/m^3)

$\delta = 2/3(\phi) = 21.33^\circ$.

Los vaores de ϕ , C y γ fueron tomados de una prueba triaxial realizada hace 2 años a una distancia de 100 mts. del pilote probado:

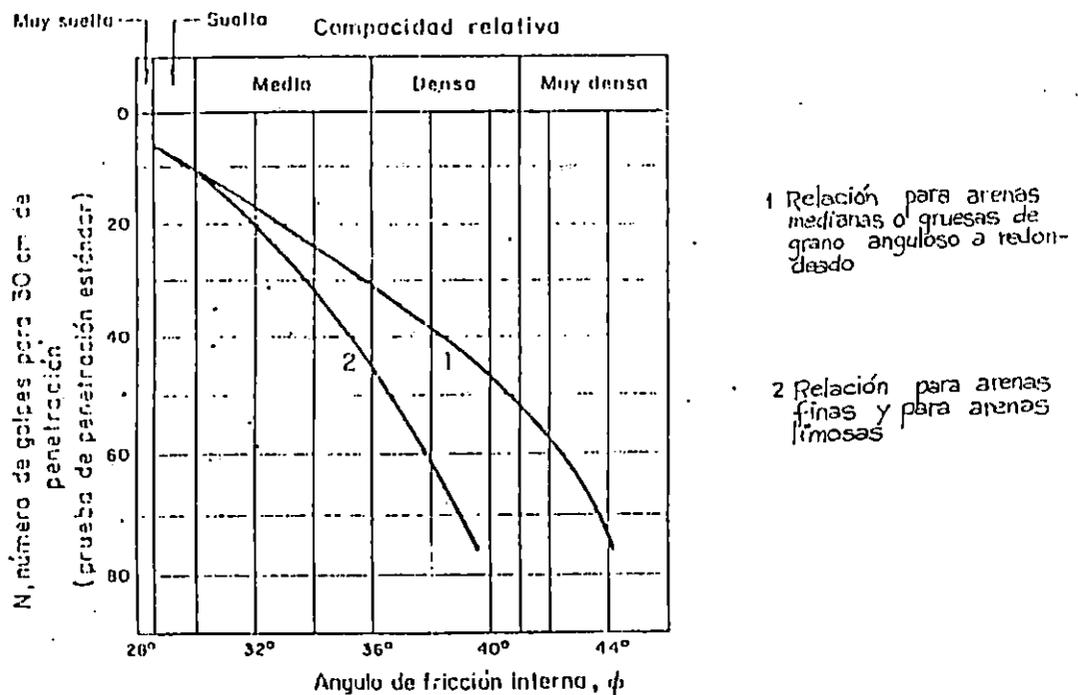
Sustituyendo:

$$Q_p = \pi(0.3)(3.42) \left[6.3 + \frac{(0.47)(1.726)(3.42)(\text{tg}21.33)}{2} \right]$$

$$Q_p = 22.05 \text{ Ton.}$$

8.3 CALCULO DEL COEFICIENTE LATERAL DE TIERRAS EN REPOSO.

Con el $\hat{N} = 19$ podemos entrar la gráfica 8.1 se puede determinar que $\phi = 31.6$



GRAFICA 8.1. Relación entre N de Penetración Normal y ángulo de Fricción Interno φ.

Fuente: "Manual de Diseño y construcción de pilas y pilotes". Sociedad mexicana de Mecánica de suelos, México, 1983.

Aplicando las ecuaciones 2-15 y 2-16 tenemos que:

$$K_{\lambda} \operatorname{Tg}^2(45^{\circ} - \frac{31.6}{2}) = 0.31$$

$$K_{\rho} = t_{\sigma}^2(45 + \frac{31.6}{2}) = 3.20$$

Dado que el suelo donde están contruidos los pilotes es un relleno el valor de K_{ρ} no podría determinarse fácilmente, sin embargo se determinará en base a los resultados de campo, aplicando la ecuación 2-43 en forma integrada, así:

$$Q_u = 1/2 f K \gamma D_p^2 \operatorname{tg} \delta \quad (8-2)$$

Donde:

Q_u : Carga de prueba (15.25 Ton)

K : Coeficiente lateral de tierras en reposo

D_p : Desplante del pilote (3.42m)

δ : $2/3 \phi = 2/3 (31.6) = 21.07^{\circ}$

γ : Peso volumétrico promedio del suelo (1798.27Kg/m³)

f : Coeficiente de fricción $t = 0.33$ ^{1/}

Despejando K

$$\begin{aligned} K &= 2 Q_u / f \gamma D_p^2 \operatorname{tg} \delta \\ &= 2 (15.25) / (0.33)(1.798)(3.42)^2 (\operatorname{tg} 21.07) \\ K &= 11.40 \end{aligned}$$

^{1/} "Foundation Analysis and Design". Josep E. Bowles McGraw-Hill, 1968 pág. 480.

El valor de $K = 11.40$ es mayor que el máximo valor de K_0 que es $K_p = 3.20$. Realmente para las condiciones existentes del terreno el valor de K_0 debe encontrarse entre 0.31 y 3.2, esto es cuando el pilote no es cargado, pero cuando se acerca a la falla el valor K de falla debe ser igual K_p multiplicando por algún factor (n) así tenemos:

$$K = n K_p \quad (8-4)$$

$$n = K/K_p \quad (8-5)$$

Donde:

n : factor de incremento de K_p

K : Coeficiente lateral de tierra de falla ($K = 11.40$)

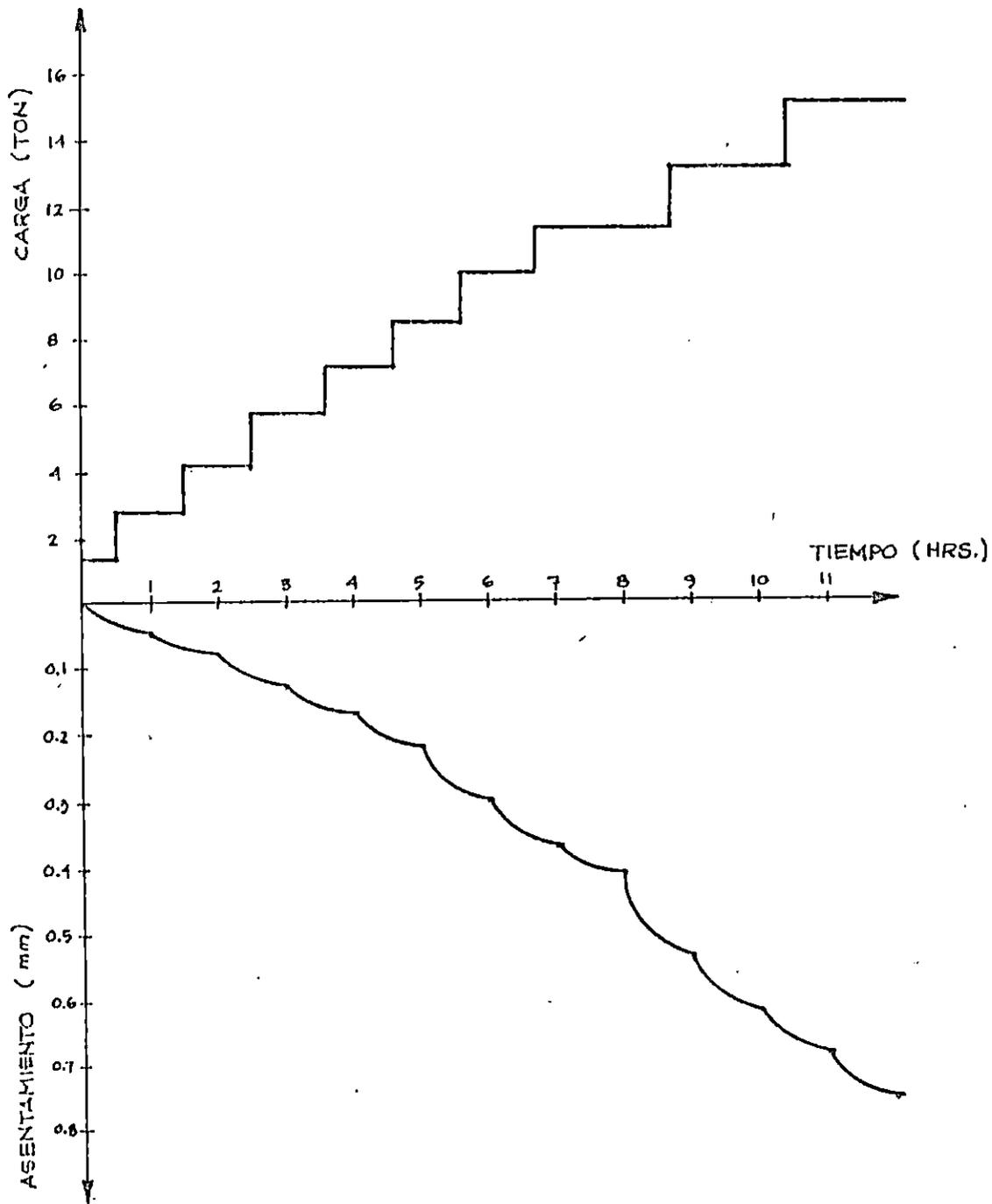
K_p : Ya definida ($K_p = 3.2$)

sustituyendo tenemos:

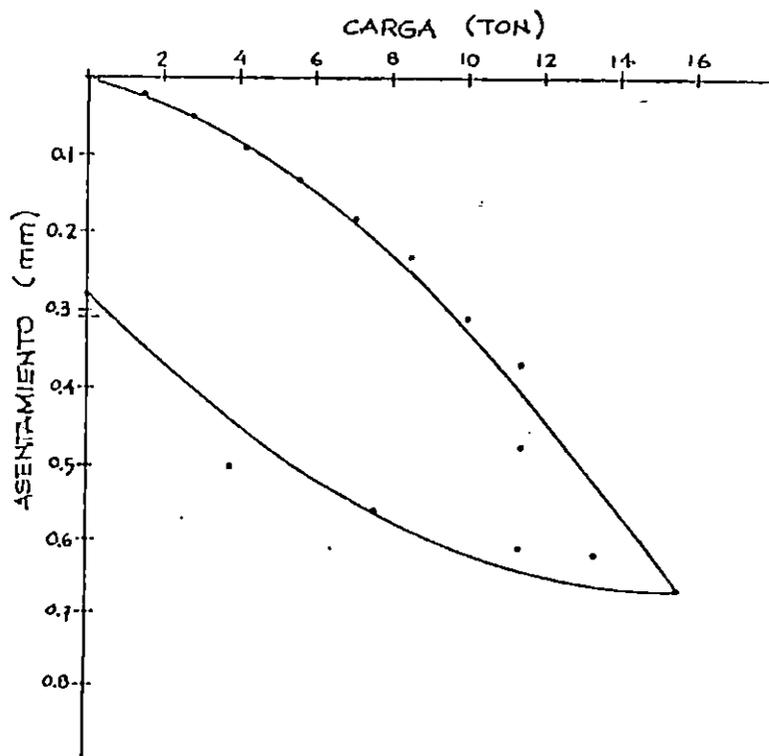
$$n = \frac{11.40}{3.2}$$

$$n = 3.56$$

Es importante aclarar que el valor más real de " n " tendrá que ser definido en base a la carga de falla del elemento, ya que si se revisan la gráfica 8.2 y 8.3 (pág. 245 y 246) se deduce que el pilote es capaz de seguir soportando carga, hasta llegar a un asentamiento dañino que nos definiría la falla del elemento.



GRAFICA 8.2. Gráfica Carga - Asentamiento Vrs. Tiempo del pilote de prueba. Costado Norte del Edificio de Mecánica.



GRAFICA 8.3. Gráfica Asentamiento Vrs. Carga del pilote de prueba. Costado Norte de Edificio de Mecánica. UES.

CAPITULO IX

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1 CONCLUSIONES.

- 1- El suelo donde fueron construidos los pilotes es un relleno de buena capacidad de carga, esto se concluye en primera instancia de los resultados de la PRUEBA DE PENETRACION NORMAL.
- 2- El primer metro superficial se puede considerar en un estado saturado, además esta capa es el que se encuentra contaminado de orgánico.
- 3- El suelo es una arena limosa en un estado de compacidad relativa semicompacta, según la Penetración Normal.
- 4- La capacidad de carga (12.25 Ton) del pilote trabajando únicamente por fricción según la PENETRACION NORMAL (Meyerhoff) es menor que la real aplicada (15.25 Ton) en un 24.5%, cuando aún el pilote es capaz de seguir soportando cargas.

- 5- Aplicando una de las ecuaciones estáticas (8-2), considerando $K = 3.2$ se puede determinar que la carga calculada es superada en un 356% por la real aplicada al pilote, situación demostrada con el factor "n" de incremento de K_p , equivalente a 3.56
- 7- El movimiento sismo de 4.9 en la escala de Richter no ocasionó efecto impactante cuando el pilote tiene en 52% de la capacidad última.
El efecto dañino puede ser la licuación del material, pero el suelo estudiado primeramente no está en el límite de la carga de falla, es un suelo con una humedad promedio cercana a la óptima, una compacidad relativa buena, por lo que el potencial de licuación es imposible.
- 8- La fricción es una capacidad de carga que debe ser considerada cuando se estén diseñando fundaciones piloteadas, empleando la ecuación 8-2 y utilizando un valor de K que debe ser investigado con mayor profundidad, pero inicialmente puede utilizarse en función del COEFICIENTE LATERAL DE TIERRA EN ESTADO PASIVO, como $3.5 K_p$.
- 9- Se pudo observar que la carga aplicada supera la carga esperada en base a los resultados de la Penetración Normal sin embargo, por otro lado tenemos que si aplicamos la

fórmula 8-2, que involucra la presión lateral de tierras, utilizando cohesión, se nota que la carga aplicada es menor que la de falla esperada con dicha ecuación, lo que significa que el pilote es capaz de soportar más carga; hecho demostrado en la curva Carga - Asentamiento de la prueba de carga (fig. 8.2, pág. 246).

- 10- la ecuación 8-1 que involucra la Penetración Normal es conservadora.

9.2 RECOMENDACIONES.

- 1- Dar continuidad a la investigación del tema tratado en este trabajo, especialmente en lo referente al desarrollo de las pruebas de carga, puesto que los resultados obtenidos responden a las expectativas y nos llevan a pensar que puede obtenerse mucho más de lo que se ha logrado.
- 2- Continuar la prueba de carga sobre el pilote que fue utilizado en este trabajo hasta llevarlo a la falla, para conocer la carga última que este resiste en la condición estudiada, para lo cual deberá utilizarse el equipo más adecuado, específicamente una viga de mayor resistencia y micrómetros con una carrera mayor.
- 3- Después de haber llevado a la falla el pilote es recomendable realizar un pozo a ciclo abierto para corroborar la forma de la adherencia suelo-pilote y la condición de la punta del elemento.
- 4- Realizar al menos una prueba triaxial a una profundidad media de la longitud del pilote a diferentes profundidades, tomando muestras inalteradas y determinar las gráficas esfuerzo normal y cortante del suelo.

- 5- Realizar densidades de campo a diferentes profundidades para determinar directamente la compacidad relativa.
- 6- Realizar pruebas de carga lateral.
- 7- Iniciar un estudio sobre el comportamiento del pilote bajo cargas sísmicas cuando el material esté saturado, dicho estudio puede ser inicialmente teórico.
- 8- Realizar el estudio sobre otros pilotes en las mismas condiciones con diferentes características para obtener mayor representatividad de los resultados. Para esto pueden utilizarse los otros pilotes fabricados en el desarrollo de este trabajo y que no fueron estudiados.
- 9- Dado el costo considerable para el montaje de la prueba de carga, puede recurrirse a las personas y empresas involucradas en el desarrollo de este trabajo, considerando el enorme interés mostrado por ellos en la investigación.
- 10- Para que la Universidad de El Salvador pueda dar continuidad al estudio de este tema, y por consiguiente al desarrollo de las pruebas de carga, sería conveniente que se obtenga equipo propio tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- 10.1) Los micrómetros deben cumplir con los requerimientos de las normas internacionales los cuales no se encuentran actualmente en el mercado nacional, pero pueden ser traídos del extranjero aprovechando el ofrecimiento de apoyo hecha por una empresa durante el desarrollo de este trabajo (F.C. S.A. de C.V.).
 - 10.2) El gato hidráulico puede ser fabricado en nuestro país, según información obtenida durante la investigación.
 - 10.3) La designación del perfil W a utilizar deberá estar de acuerdo a la resistencia última del pilote y puede cotizarse y comprarse en el extranjero por medio de empresas que importan este tipo de material tales como ELECTROCONSULT, S.A. DE C.V. Y ACERO, S.A. DE C.V.
-
- 11- Que el seminario que continúe la investigación contenga las pruebas de los pilotes ya colados.
 - 12- Se compare la capacidad de carga de la prueba del pilote con la capacidad de carga calculada con la Teoría de Meyerhof con los datos obtenidos en las triaxiales y con la prueba de capacidad de carga.

BIBLIOGRAFIA.

- ASTM., "Standard Test Method Pile Under Static Axial Compressive Load", Designation: D-1143-81 (Reapproved 1987). Año 1993.
- Bowles, Joseph E. "Foundation Analysis And Design". McGraw-Hill, Inc. 1968.
- Crespo Villalaz, Carlos. "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa, México 1984.
- D. J. Dowrick. "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos". California.
- Fletcher, Gordon A.; "Biblioteca del Ingeniero Civil", Tomo VI, "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción", Ediciones Ciencias y Técnicas, S.A.
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. "Mecánica de Suelos", Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. 2ª Edición. Editorial Limusa 1973.

- Juárez Badillo, Euilalio y Rico Rodríguez, Alfonso. "Mecánica de Suelos", Tomo II: Teoría y aplicación de la Mecánica de Suelos. 1ª Re-impresión. Editorial Limusa, 1973.
- Lambe, T. William y Whitman, Robert V. Soil Mechanics. Massachusetts Institute of Technology, 1969.
- Moral, Fernando; "Hormigón Armando", Compañía Editorial Continental S.A., México 1955.
- Peck, Ralph B., Hanson, Walter E. y Thornburn, Thomas H. "Ingeniería de Cimentaciones". 3ª Re-impresión, Editorial Limusa, 1988.
- Revista ASIA Nº 78, El Salvador.
- Rivera, Jorge H. "Capacidad de Carga y Deformación del Suelo", Tesis Ingeniería Civil, El Salvador, 1974.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes".

- Sowers, George B. y Sowers, George F. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". 4ª Re-impresión. Editorial Limusa, 1983.

- Tomlinson, M.J. "The Adhesion of Pile Driven in Clay Soil", Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Londres 1957.

- Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". 2ª Edición "El Ateneo" Pedro García S.A. Editorial. 1958.

ANEXO A

NORMA PARA PRUEBA NORMAL DE CARGA (ASTM)

DESIGNACION: D 1143 - 81 (REAPROBADA 1987)

METODO NORMAL DE PRUEBA PARA PILOTES BAJO CARGAS DE COMPRESION AXIAL ESTATICA. (TRADUCCION LIBRE DE "ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS", VOL. 04.08)

INTRODUCCION.

Esta norma ha sido preparada para cubrir métodos rutinarios de pruebas para determinar si un pilote tiene adecuada capacidad de carga.

Lo que a continuación se proporciona permite la introducción de más detallados requerimientos y procedimientos cuando es requerido satisfacer los objetos de el programa de prueba. El tiempo del procedimiento aquí adentro produce una relación entre la carga aplicada y el asentamiento de pilote, los resultados pueden no representar el funcionamiento a largo plazo.

1- ALCANCE.

1.1 Este método de prueba abarca procedimientos para pruebas en pilotes verticales o inclinados, individualmente, o grupos de pilotes verticales para determinar la respuesta de

estos a las cargas compresivas estáticas aplicadas axialmente al pilote o pilotes dentro del grupo. Este método de prueba es aplicable a todas las unidades de fundación profunda que funcionan de una manera similar a un pilote, sin hacer caso de su método de instalación. Este método de prueba está dividido en las siguientes secciones:

Documentos de referencia	Sección
Aparatos para aplicación de carga	2
Aparatos para medición de movimiento	3
Procedimientos de carga	4
Procedimientos para medir movimientos del pilote	5
Requerimientos de seguridad	6
Reporte	7
Precisión y error	8

1.2 Lo valores expresados en unidades pulgada - libra son para ser considerados como la norma.

1.3 Esta norma puede envolver materiales peligrosos, operaciones y equipamiento. Esta norma no pretende hablar todo de los problemas de seguridad asociados con su uso. Eso es responsabilidad del usuario de esta norma para establecer seguridad apropiada, prácticas sanas y determinar la aplicabilidad de las limitaciones regulatorias antes de usarla.

2.0 DOCUMENTOS DE REFERENCIA.

2.1 *Norma ASTM.*

D3689 Method of Testing Individual Piles Under Static Axial Tensile Load. ^{1/}

2.2 *American National Standards Institute Standard.*

330.1 Safety code for Jocks. ^{2/}

3.0 APARATOS PARA APLICACION DE CARGA.

3.1 *Generalidades.*

3.1.1 Los aparatos para aplicación de cargas compresivas al pilote de prueba o grupo de pilotes deberá ser como se describe en 3.3, 3.4 ó 3.5 o como de otra forma se especifique y deberá ser construido tal que las cargas estén aplicadas al eje longitudinal central del pilote o grupo de pilotes para minimizar cargas excéntricas. El párrafo 3.3 es propio para aplicación de carga axial a pilotes individuales verticales o inclinados; 3.4 y 3.5 son propios para aplicación de cargas verticales únicamente.

^{1/} Annual Book of ASTM Standards, vol. 04.08.

^{2/} Available from American National Standards Institute, 1430 Broadway, New York, NY 10018.

3.1.2 Donde sea práctica, el área inmediata del pilote o grupo de pilotes de prueba deberá ser excavada a la elevación propuesta de la intersección del pilote. El pilote(s) de prueba deberá ser cortado o armado al nivel adecuado como sea necesario para permitir la construcción de los aparatos de aplicación de carga, ubicación de las pruebas necesaria, equipo instrumentado y observación de el instrumento. Donde sea necesario, la longitud sin apoyo del pilote de prueba deberá ser reforzado para prevenir el pandeo, sin influenciar los resultados de prueba.

3.1.3 Si la cabeza del pilote ha sido dañada durante el hincado, la porción dañada deberá ser retirada antes de la prueba. Para pruebas en grupo de pilotes, los pilotes deberán ser unidos con un cabezal de concreto reforzado, diseñado y construido, de acuerdo a la práctica ingenieril aceptada, para las cargas anticipadas.

3.1.4 En 3.3 y 3.4 y para una prueba en un pilote individual en 3.5 una placa(s) de apoyo de acero de suficiente espesor para prevenir las de curvas bajo las cargas envueltas (pero no menor de 2 in (50 mm)) deberá ser centrada en el pilote o cabezal y colocada perpendicular al eje longitudinal del pilote o pilotes dentro del grupo, excepto que para pruebas en grupo de pilotes envuelve el uso de dos o más puntos separados de carga la placa de apoyo deberán ser usadas en cada punto de

carga y tales placas deberán ser dispuestas simétricamente alrededor del centroide del grupo. Para pruebas en pilotes individuales, el tamaño de la placa de apoyo no deberá ser menor del tamaño de la cabeza del pilote ni menos que el área encerrada por la base(s) de los gato(s) hidráulico(s); para pruebas en grupo de pilotes, el tamaño de la placa(s) de apoyo no deberá ser menor de dos veces el área cubierta por la(s) base(s) de el(los) gato(s) hidráulico(s).

3.1.5 Para pruebas en pilotes colados en el sitio, precolados o en grupos de pilotes, la placa de apoyo cuando sea usada deberá ser sentada sobre una lechada de cemento de endurecimiento rápido de media altura (espesor adecuado). Para pruebas en pilotes H de acero individuales, la placa de apoyo deberá ser soldada al pilote. Para pruebas en pilotes de madera individuales, la placa de apoyo puede ser sentada directamente en la punta del pilote la cual debe ser aserrada a la distancia necesaria para prever carga completa a la placa de prueba o, alternativamente, la placa de apoyo puede ser sentada sobre una lechada de cemento de secado rápido de altura adecuada.

3.1.6 En 3.3 y 3.4 el(los) gato(s) hidráulico(s) deberá(n) estar centrado(s) en la(s) placa(s) de apoyo con una placa de acero de carga de adecuado espesor entre la punta(s) de el(los) gato(s) hidráulico(s) y la(las) parte(s) inferior de la(las) viga(s) de prueba. Si una(s) celda(s) de carga o equipo

equivalente está para ser usado, este deberá ser sentado en una placa de carga al rededor de el(los) martinete(s) con otra placa de carga de acero, de suficiente espesor, entre la(s) celda(s) de carga o equipo(s) equivalente(s) y la parte inferior de la(s) viga(s) de prueba. Las placas de carga deberán ser de suficiente tamaño para acomodar el(los) pistón(es) de el(los) gato(s) y la(s) celda(s) de carga o equipo(s) equivalente y soporte apropiado, además, de la parte inferior de la(s) viga(s) de carga.

3.1.7 En 3.5 para pruebas en grupo de pilotes una placa de apoyo puede ser usada de acuerdo con las provisiones apropiadas de 3.1 ó, alternativamente, la(s) viga(s) de prueba puede ser sentada directamente en el cabezal o el material de carga aplicado directamente sobre el cabezal. La(s) viga(s) de prueba sentada(s) directamente en el cabezal debe contener carga completa usando una lechada de cemento de secado rápido de espesor adecuado, si es necesario.

3.2 *Equipo de prueba.*

3.2.1 Los Gatos hidráulicos, incluyendo sus operaciones, deberán sujetarse a la ANSI B30.1.

3.2.2 A menos que una celda de carga calibrada, el sistema completo de gatos, incluyendo el(los) gato(s) hidráulico(s),

bomba hidráulica y medidores de presión deberán ser calibrados como una unidad antes de cada prueba o serie de pruebas en un programa de pruebas a una precisión de no menos del 5% de la carga aplicada. El(los) gato(s) hidráulico(s) deberá ser calibrado sobre su rango completo de viaje del pistón para incrementos y decrementos de cargas aplicadas. Si dos o más gatos hidráulicos están por ser usados aplicar la carga de prueba, estos deberán ser del mismo diámetro del pistón, conectados a un distribuidor y medidor de presión común, y operados por una bomba hidráulica particular.

3.2.3 Cuando se requiere una presión mayor que la obtenida en el sistema de gatos, una construcción apropiada de celda(s) de carga o sistema(s) equivalente deberá ser usado en serie con el(los) gato(s) hidráulico(s). La(s) de carga o sistema(s) equivalente deberá ser calibrado antes de la prueba a una presión no menor del 2% de la carga aplicada y deberá ser equipado con un(unos) apoyo(s) esférico(s).

3.2.4 Si la bomba hidráulica del gato está por ser desatendida en cualquier tiempo durante la prueba, esta deberá ser equipada con un regulador automático para mantener la carga constante mientras ocurren los asentamientos del pilote.

3.2.5 Los reportes de calibración deberán ser suministrados para todos los equipos de prueba para los cuales

la calibración es requerida, y deberán mostrar la temperatura en la cual la calibración fue hecha.

3.3 Carga aplicada a pilotes o grupo de pilotes por gato(s) hidráulico(s) actuando contra marco anclado de reacción

(Ver Fig. 1 Y 2):

3.3.1 Instalar un número suficiente de pilotes de anclaje o un(unos) sistema(s) de anclaje(s) sustituto de tal forma que provea adecuada capacidad de reacción y una distancia libre al pilote o grupo de pilotes más grandes o de el(los) pilotes de prueba pero no menor de 7 pies (2 m). Cuando se prueben pilotes inclinados individuales, los pilotes de anclaje deberán ser inclinados en la misma dirección y ángulo como el pilote de prueba.

3.3.2 Centrar sobre el pilote de prueba o el grupo una viga(s) de prueba de suficiente tamaño y resistencia para evitar excesiva deflexión bajo las cargas, con suficiente claro entre el(los) patín(es) inferior(es) y la punta superior del pilote o grupo de prueba para proveer de las necesarias placas de apoyo, de el(los) gato(s) hidráulico(s) (y celda(s) de carga si son utilizadas). Cuando se apliquen cargas axiales a un pilote inclinado individual, la(s) viga(s) de prueba debe ser orientada perpendicular a la dirección de inclinación. Para cargas de prueba de magnitud alta requiere varias anclas, una estructura

de acero puede ser requerida para transferir las cargas aplicadas de la(s) viga(s) de prueba a las anclas.

3.3.3. sujetar la(s) viga(s) de prueba (o estructura de reacción si es usada) a los dispositivos de anclaje con conexiones diseñadas para transferir adecuadamente las cargas aplicadas a las anclas de tal forma para prevenir deslizamientos, rupturas o elongación excesiva de las conexiones bajo la máxima carga de prueba requerida.

3.3.4. Aplicar la carga de prueba de acuerdo con los procedimiento normal de carga 5.1 o como de otra forma se especifique a el pilote o grupo de prueba con el (los) gato(s) hidráulico(s) reaccionando contra la(s) viga(s).

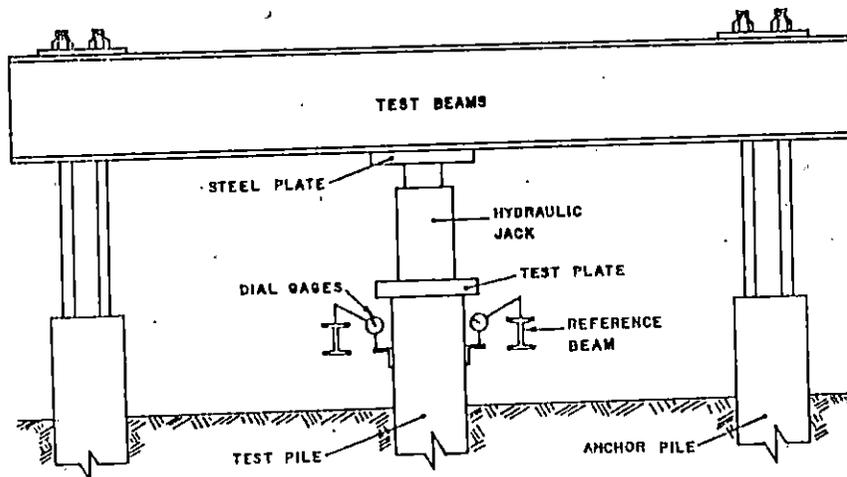


Fig. No 1 Arreglo para aplicar cargas a pilotes usando gato hidráulico actuando contra una estructura de reacción anclada.

FUENTE: ASTM, "Standard Test Method Pile Under Static Axial Compressive Load", Designation: D - 1143 - 81. 1993. Pag. 196.

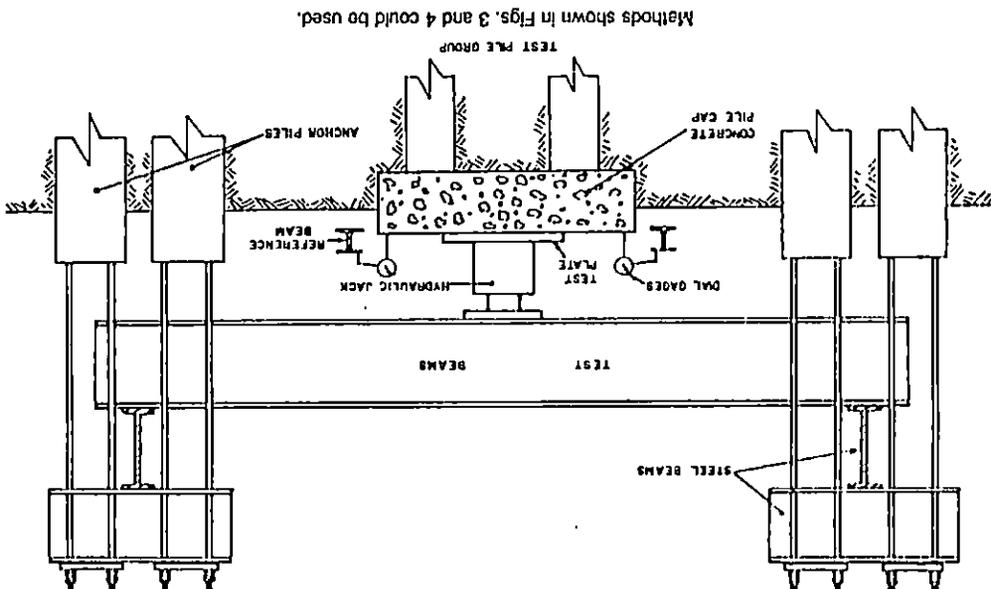
3.4.1 Centrar sobre el pilote o grupo de prueba una(s) viga(s) de prueba de suficiente tamaño y resistencia para evitar deflexión excesiva bajo carga, permitiendo suficiente espacio libre entre la cabeza o cabezal del pilote o grupo, respectivamente, y la parte inferior de la(s) viga(s) después de la deflexión bajo carga para acomodar las placas de apoyo necesarias, el (los) gato(s) hidráulico(s) (y celdas de carga si son utilizadas). Soportar las terminales de la(s) viga(s) de prueba, temporalmente en encubados u otro sistema.

3.4. Carga aplicada a pilote o grupo por gato(s) hidráulico(s) actuando contra una caja pesada o plataforma (ver Fig. 3).

FUENTE: ASTM, Designation D 1143-81, 1993, Pag. 196.

Arreglo típico para aplicar carga de prueba a grupo de pilotes usando el método ilustrado en la Fig. 1

Fig. No 2



3.4.2. Centrar la caja o plataforma en la(s) viga(s) de prueba soportada por encubados o pilotes ubicados tan lejos del pilote o grupo de prueba hasta donde sea practico pero en no menos que un claro de distancia de 5 pies (1.5 m). Si es usado un encubado el área de carga de éste a la superficie del terreno debe ser suficiente para prevenir asentamientos adversos de la caja pesada o plataforma.

3.4.3. Cargar la caja o plataforma con cualquier material adecuado tal como suelo, roca, concreto, acero o con tanque lleno de agua con un peso total (incluyendo el de la(s) viga(s) de prueba y de la caja o plataforma) al menos 10% mayor que la carga de prueba máxima anticipada.

3.4.4. Aplicar las cargas de prueba al pilote o grupo de acuerdo con el procedimiento normal de carga de 5.1 o como de otra forma se especifique con el (los) gato(s) hidráulico(s) reaccionando contra la(s) viga(s) de prueba.

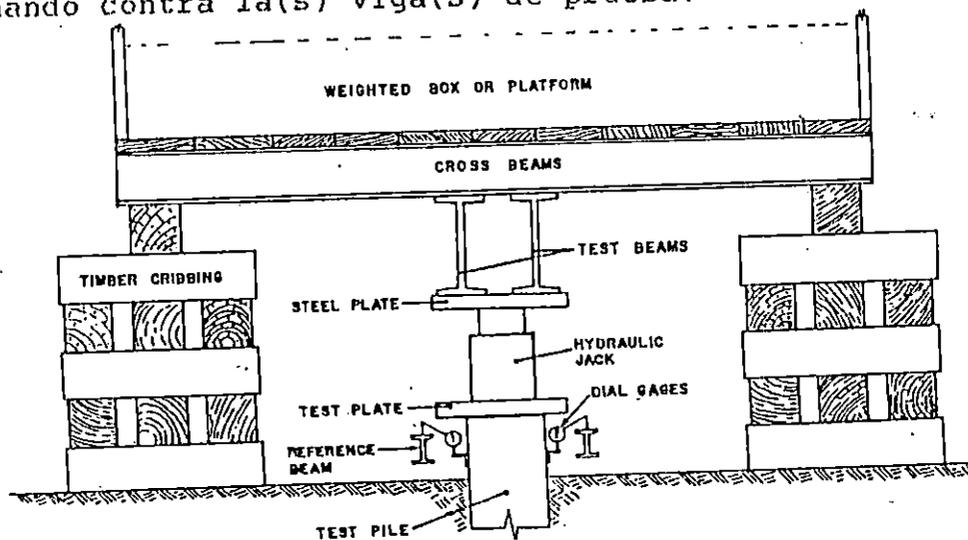


Fig. Nº 3 Arreglo para aplicar cargas a pilotes usando gato hidráulico actuando contra caja o plataforma pesada.

Fuente: ASTM, Designation D1143 - 81, 1993, Pag. 197.

3.5. Carga Aplicando Directamente el piloteo grupo con pesos conocidos (ver fig. 4, 5, y 6).

3.5.1. Centrar en la placa de apoyo o cabezal una(s) viga(s) de prueba de peso conocido y de suficiente tamaño y resistencia para evitar deflexión excesiva bajo carga con las terminales apoyadas en encubados temporales, si es necesario, para estabilizar la(s) viga(s). Alternativamente el peso de prueba conocido o material de carga puede ser aplicado directamente en el pilote individual o sobre el cabezal.

3.5.2 Centrar y balancear una plataforma de peso conocido en la(s) vigas de prueba o directamente en el cabezal con cuñas sobresalientes de la plataforma paralelas a la(s) viga(s) de prueba soportadas en encubados o pilotes capados con vigas de maderas, de tal manera que un claro de distancia de no menos de 5 pies (1.5 m) es mantenida entre los soportes y el pilote o grupo de prueba.

3.5.3. Colocar suficientes pares de cuñas de madera entre parte superior de los encubados o viga cabecera de madera y la parte inferior del borde de la plataforma tal que la plataforma pueda ser establecida durante la carga o descarga.

3.5.4. Cuando se indique cargar la plataforma, remover cualquier de los soportes temporales de la(s) viga(s) de prueba

y apretar las cuñas a lo largo del borde inferior de la plataforma tal que esta sea estable. Cargar la plataforma de acuerdo con el procedimiento normal de carga en 5.1 o como de otra forma se especifique usando material tal como acero o concreto tal que el peso de carga incremental puede ser determinada dentro del 5%.

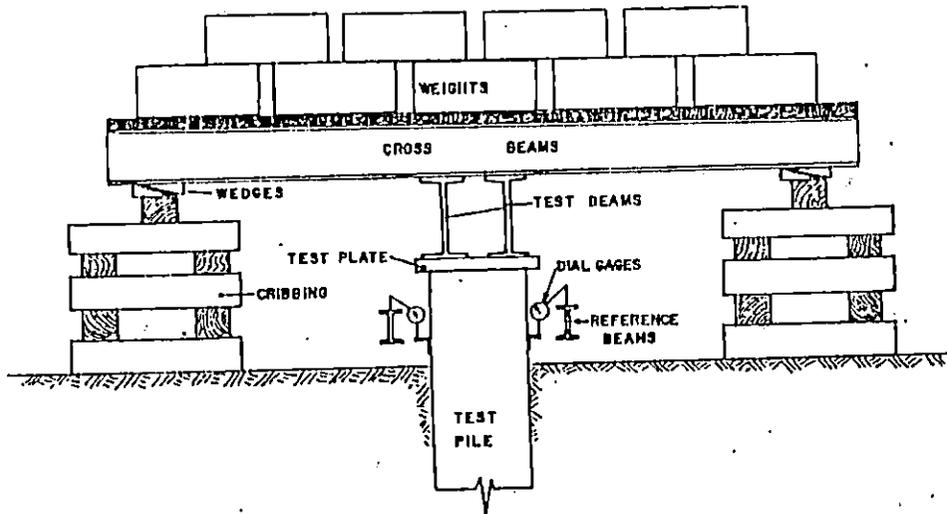


Fig. Nº 4 Arreglo para aplicar cargas directamente al pilote usando plataforma pesada.

Fuente: ASTM. Designation D1143-81. 1993. Pag. 197

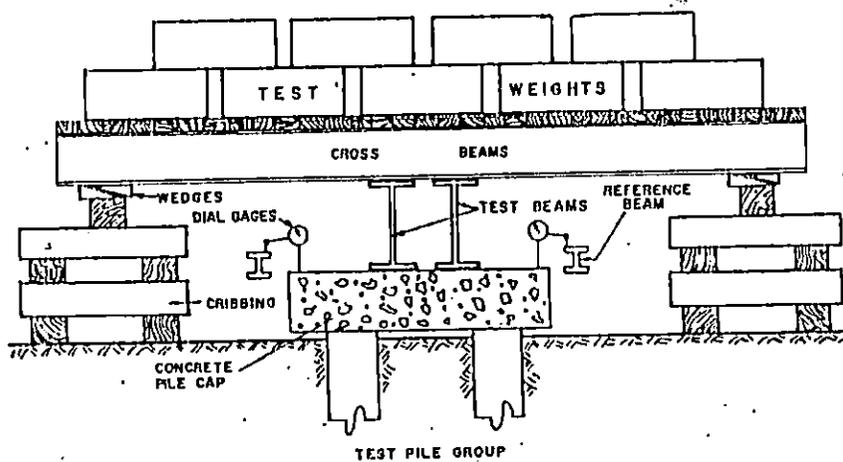


Fig. Nº 5. Arreglo posible para aplicar carga de prueba a grupo de pilotes usando plataforma pesada.

Fuente: ASTM. Designation D1143-81. 1993. 198.

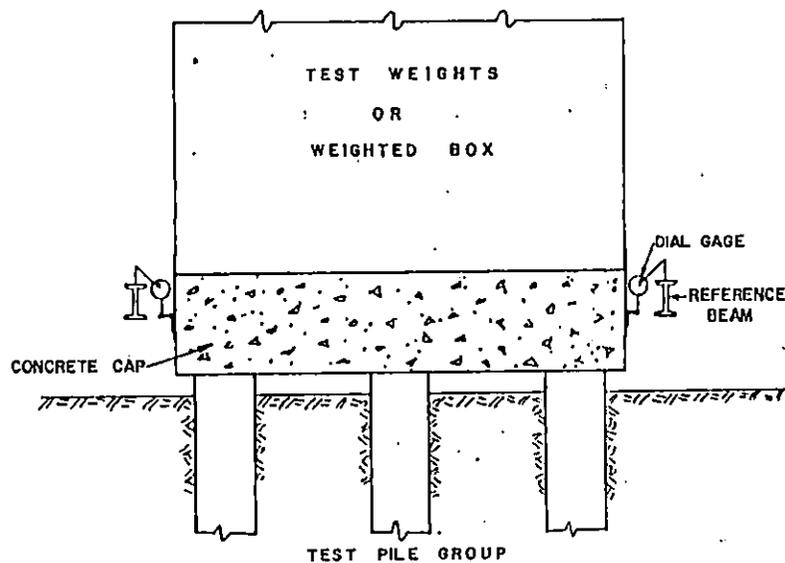


Fig. Nº 6 Arreglo para aplicar cargas de pruebas directamente en cabezal para pruebas de grupo.

Fuente: ASTM. Designation D1143-81. 1993. Pag. 198.

3.6 Otros tipos de aparatos de carga (opcional).

Cualquier otro tipo de aparatos de carga satisfaciendo los requerimientos básicos de 3.3 o 3.4 puede ser usado.

4. APARATOS PARA MEDIDA DEL MOVIMIENTO.

4.1 Generalidades.

4.1.1 Toda las vigas de referencia y alambres deben ser soportados independientemente con soportes firmemente embebidos en el terreno en un claro de distancia de no menos de 8 pies (2.5m) del pilote o grupo de prueba y hasta donde sea práctico de las de anclaje o encubados. Las vigas referencia de

referencia deben ser suficientemente firmes para soportar la instrumentación tal que variaciones excesivas en las lecturas no ocurran y deben ser conectadas cruzadas para proveer rigidización adicional. Si vigas de referencia de acero son usadas, una punta de cada viga debe estar libre para moverse horizontalmente como la longitud de la viga cambia con la variaciones de la temperatura.

4.1.2 Los medidores deben tener al menos una carrera de 2 in (50-mm); vástagos de mayor calibre o suficiente bloque calibrador deben ser previstos con tal de tener en cuenta más grandes recorridos previstos. Excepto como requiere en 4.4.2, los medidores deben tener una presión de al menos 0.01 pulg. (0.25 mm). superficies de apoyo lisas (tal como vidrio) perpendicular a la dirección de vástago del medidor de recorrido debe ser proveído para los vástagos. Escalas usadas para medir los movimientos del pilote deben leerse a 1/64 de una pulgada o a 0.01 pulg. (0.25 mm). La mira de corredilla debe leerse a 0.001 pie (0.3mm).

4.1.3 Todo medidor de carátula, escala y punto de referencia debe ser claramente marcado con un número de referencia o letra para aguardar en la anotación de datos correctamente. Las medidas deben ser hechas para proteger el sistema de medición, sistema de referencia y de la variación adversa de la temperatura y de disturbios. Todo medidor, escala

o punto de referencia unido al pilote o cabezal de prueba debe ser montado para prevenir movimientos relativos del pilote o cabezal durante la prueba.

4.2 *Movimiento Axial de la punta superior del pilote (ver fig. 7).*

4.2.1 Los aparatos para medir el movimiento axial de la punta del pilote o pilotes dentro del grupo debe consistir de un sistema primario en sistema secundario con los siguientes métodos.

4.2.1 Medidores. Dos vigas paralelas de referencia, una cada lado del pilote o cabezal de prueba, deben ser orientadas en una dirección que permita ubicar sus soportes hasta donde sea práctico de los pilotes de anclaje o encubados. Un mínimo de dos medidores deben ser montados en las vigas de referencia aproximadamente equidistantes del centro de y en lados opuestos del pilote o cabezal debajo de la placa de apoyo. Alternativamente, los dos medidores deben montados en lados opuestos del pilote de pruebas o cabezal bajo la placa de apoyo con vástagos paralelos al eje longitudinal de el (los) pilote(s) y apoyados en asientos firmemente unidos a las vigas de referencia. Sin embargo, medidores pueden ser montados soportados en la cima del cabezal o en la placa de apoyo previendo que dos medidores adicionales deben ser montados en lados opuestos de la placa de apoyo para medir movimientos relativos entre la placa de apoyo y el pilote o el cabezal (ver

Fig. 7). Para pruebas en pilotes individuales inclinados, dos medidores deben ser montados a lo largo de una línea perpendicular o la dirección de la inclinación.

4.2.2 Alambre, espejo y escala. Dos alambres paralelos, uno en cada lado del pilote de prueba o cabezal, deben ser orientados en una dirección que permita ubicar los alambres reportados tan lejos como los permitan los pilotes de anclaje o encubados. Cada alambre debe estar cruzado y ubicado al frente de una escala que está montada paralela al eje del pilote de prueba o pilotes dentro del grupo y que está unida a un espejo fijo al pilote de prueba o cabezal tal que consta de lecturas del movimiento axial que pueden ser hechas directamente de la escala por el alineamiento del alambre y su imagen en el espejo. El alambre no debe estar a más de 1 pulg. (25 mm) de la cara de la escala. Un método adecuado debe ser usado para mantener la tensión en el alambre durante toda la prueba tal que cuando se carga o golpee, el alambre retorne a su posición original, alambre de piano o tipo equivalente debe ser usado.

4.2.3 Nivel Topográfico o Rayo Láser. Las lecturas usando un nivel topográfico o rayo láser deben ser tomadas en un muro de tablilla a escala y debe ser referenciada a un banco de marca permanente localizado fuera del área inmediata a la prueba o, alternativamente, el nivel topográfico debe ser montado en un objeto de elevación fijo (por ejemplo una pila hincada) fuera

del área inmediata de prueba. Los puntos de referencia o escalas usadas en la toma de lecturas de asentamiento, deben ser montada en la cara del pilote de prueba o cabezal y localizada en caras opuestas, excepto que los puntos de referencia pueden estar en la cima del cabezal, o las lecturas puede ser tomadas en una punto fijo particular en el centro de la cima del pilote de prueba, placa de apoyo o cabezal, o en escalas montadas en la placa de apoyo y la cima del pilote estén medidas de acuerdo con 4.2.1 (ver fig. 7).

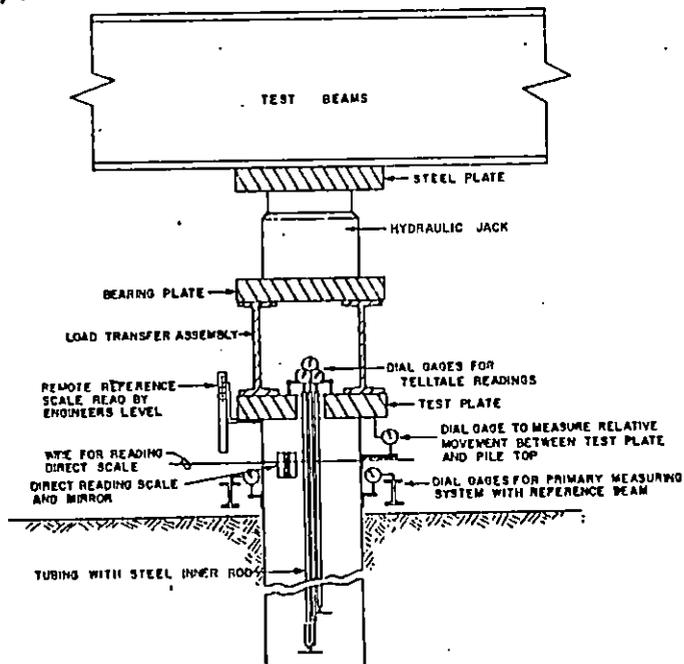


Fig. Nº 7 Arreglo posible de instrumentación para medición de movimientos verticales de pilotes.

Fuente: ASTM. Designation D1143-81. 1993. Pag. 199.

4.2.4 Otros Tipos de Aparatos de Medición (opcional). Cualquier otro sistema de medición tales como eléctricos o medidores ópticos de puntualidad prevista y que producen una precisión de 0.01 pulg. (0.15mm) puede ser usada.

4.3. Movimientos laterales (opcional).

Los movimientos laterales de la cima del pilote de prueba o grupo de pilotes deben ser medidos a una precisión de 0.1 pulg. (2.5 mm) usando cualquiera de los siguientes: (a) dos medidores montados en la viga de referencia a 90° con sus vástagos perpendiculares al eje longitudinal de el (los) pilote(s) de pruebas y cargada contra las caras de el pilote de prueba o cabezal, o (b) con un tránsito para ingeniero tomar medidas de una escala de posición fija montada horizontalmente en las caras del pilote de prueba, 90° apartadas, con lecturas referenciadas a miras de frente fijas o miras de espalda. Para pruebas en pilotes inclinados, uno de los medidores o escalas deben ser orientadas en la dirección de la inclinación.

4.4 Medición de deformación incremental (opcional):

4.4.1 El (los) pilote(s) de prueba deben ser instrumentados tan especificado para determinar la distribución de carga a transferir del pilote de prueba al suelo. Si una varilla para deformaciones o en dispositivo en un tubo (ver fig. 7, 8, 9 y 10) son usados, deberán ser instalados en o sobre la terminación del pilote de prueba hasta la punta inferior y a otras puntas a lo largo del pilote como es requerido y deberán ser forrado o encajados para asegurar movimiento libre de la varilla durante la prueba. La influencia del forro en las propiedades de la sección del pilote deberá ser considerada. Si medidas de deformación son de resistencia, los tipos de medidores y su

instalación debe ser como se especifique y debe incluirse medidores de temperatura compensada.

4.4.2 El movimiento axial de la cabeza del pilote debe ser medido con medidores de esfera (ver 4.2.1). Los movimientos de la punta de cada varilla de deformación relativa a la punta del pilote de prueba debe ser medido con un medidor de esfera de precisión de 0.001 pulg. (0.025mm). Los medidores de esfera deben ser referenciados a puntos del pilote de prueba bajo la placa de apoyo, excepto que pueden ser referenciados a la punta de la placa de apoyo si ésta es soldada al pilote o si los movimientos relativos entre la punta del pilote de prueba y la placa de apoyo son medidos de acuerdo con 4.2.1 (ver fig. 7).

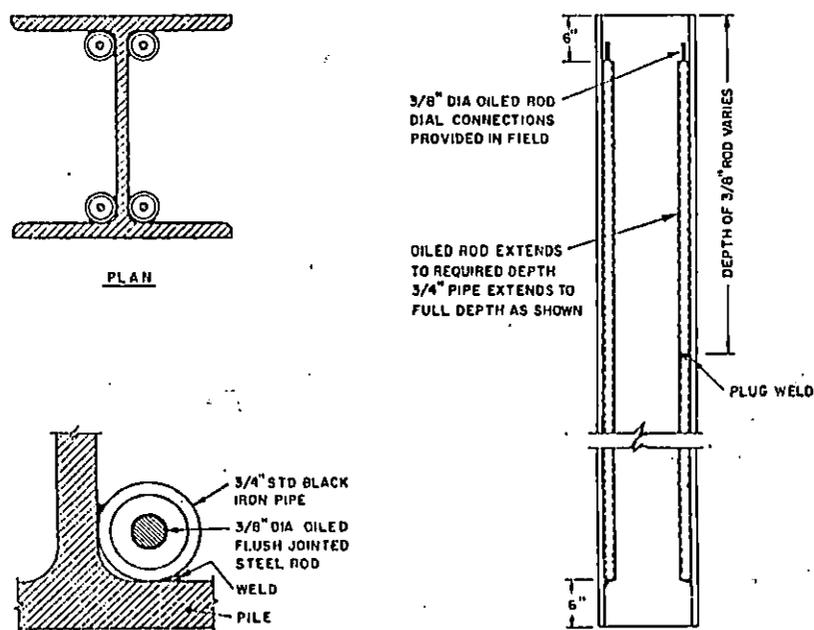


Fig. Nº 8 Instalación posible de dispositivos para pilotes "H" de acero.

Fuente: ASTH. Designation D1143-81. 1993 pag. 200

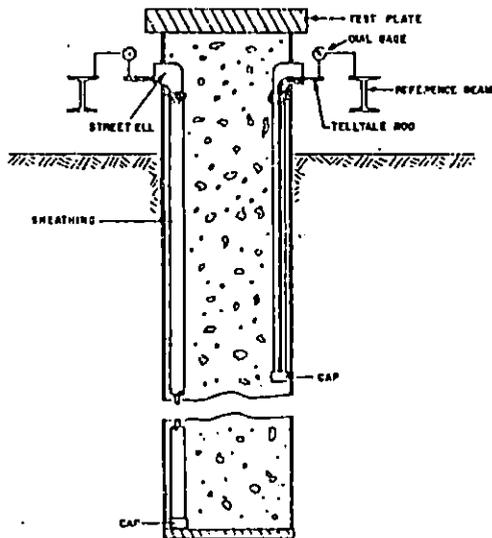


Fig. No 9 Instalación posible de dispositivos para pilotes de tubo

FUENTE: ASTM. Designation D1143 - 81. 1993. pag. 200.

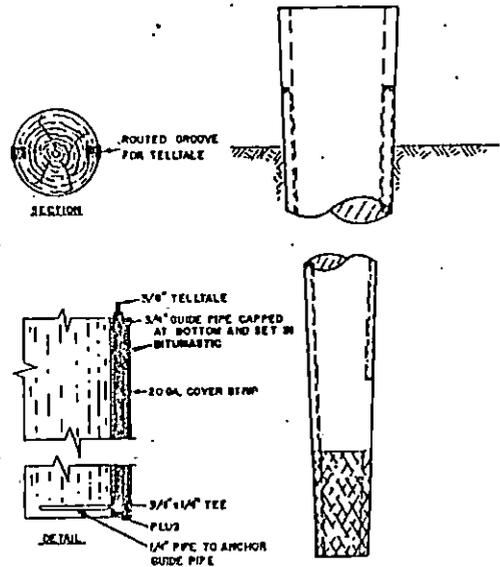


Fig. No 10 Instalación posible de dispositivos para pilotes de madera.

Fuente: ASTM Designation D1143-81. 1993. Pag 200.

5. PROCEDIMIENTOS DE CARGA.

5.1 Procedimiento normal de carga.

A menos que la falla ocurra primero, cargar el pilote a 200% de la anticipada carga de diseño del pilote para pruebas en pilotes individuales o a 150% de la carga de diseño del grupo para prueba de grupos, aplicando al carga en incrementos del 25%

de la carga de diseño del pilote o grupo de prueba. Manteniendo cada incremento de carga hasta que la razón de asentamiento no sea mayor que 0.1 pul (0.25mm)/h pero no mayor de 2 horas. Previendo que el pilote o grupo de prueba no ha fallado, remover la carga total de prueba en cualquier momento después de 12 horas si el asentamiento de la cabeza sobre en período de una hora no es mayor que 0.01 in (0.25m); de otra forma dejar que la carga total permanezca en el pilote o el grupo por 24 h. Después del tiempo requerido de mantenimiento, remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga total de prueba con 1 hora entre decrementos. Si la falla del pilote no ocurre continuar cargando el pilote hasta el asentamiento igual al 15% del diámetro o dimensión diagonal.

5.1.1 Método de carga directa: Cuando se use el método de carga descrito en 3.5 , incluyendo en el primer incremento de carga el peso de la(s) viga(s) de prueba y la plataforma. Antes agregando o removiendo incrementos de carga, apretando las cuñas a lo largo de las terminales de la plataforma para estabilizarla. Colocar o remover los incrementos de cara en una manera que se evite impacto y mantener la carga balanceada todo el tiempo. Después que cada incremento de carga ha sido agregado, aflojar (pero no remover) las cuñas y conservarlas sueltas para permitir que la carga completa actúe en el pilote mientras ocurren el asentamiento.

5.2. Carga cíclica (opcional).

Para el primer aplicación del incremento de carga de prueba, aplicar tal incremento de acuerdo con 5.1. Después la aplicación de cargas iguales a 50,100 y 150% de la carga de diseño para pilotes individuales o 50 y 100% de la carga de diseño del grupo, mantener la carga total en cada caso por 1h y mantener la carga aplicada en decrementos iguales a los incrementos de carga, dejando 20 min entre decrementos. Después de remover cada carga total aplicada, reaplicar la carga a cada nivel de carga precedente en incrementos iguales a 50% de la carga de diseño, dejando 20 min entre incrementos. Aplicando carga adicional de acuerdo con 5.1. Después que la carga de prueba requerida ha sido aplicada, retener y remover la carga de prueba de acuerdo con 5.1.

5.3 Carga en exceso de la carga normal de prueba (opcional).

Después que la carga ha sido aplicada y removida de acuerdo con 5.1, recargar el pilote de prueba o grupo de pilotes a la carga normal de prueba en incrementos de 50% de la carga de diseño del pilote o del grupo, dejando 20 min entre incrementos de carga. Entonces aumenta la carga en incrementos del 10% de la carga de diseño del pilote o grupo hasta que la carga máxima requerida ha sido aplicada o hasta que la falla del pilote o grupo ocurre, dejando 20 min entre incrementos de carga. Si la

falla no ocurre, mantener la carga completa por 2h y entonces remover la carga en cuatro decrementos iguales, dejando 20 min entre ellos.

5.4 Carga en intervalos de tiempo constante (opcional).

Seguir el procedimiento de 5.1 excepto aplicar cargas en incrementos de 20% de la carga de diseño del pilote o grupo con 1h entre incrementos de carga y descargar los pilotes en 1h entre decrementos de carga.

5.5 Método de razón constante de penetración para pilotes individuales (opcional):

5.5.1 Los aparatos para aplicación de carga deben tener una capacidad tan específica y deben estar de acuerdo ya sea con 3.3 ó 3.4. El pistón del gato hidráulico debe tener una carrera mayor que los movimientos totales anticipados del pilote, pero no menor del 25% del diámetro promedio del pilote o de la dimensión diagonal. Una bomba mecánica equipada con una válvula abierta, dispositivo de velocidad variable, u otra manera para establecer un rendimiento de suave variación debe ser usado. Si un sistema de registro de video es usado para registrar los datos de prueba, un reloj de lectura digital en segundos debería ser utilizado y este, tan bien como todo los medidores, debe ser fácilmente legible y localizado con la cámara de filmación.

5.5.2 Variar la carga aplicada como sea necesario para mantener una razón de penetración del pilote de 0.01 a 0.05 pulg (0.25 a 1.25 mm)/min para suelos cohesivos o 0.03 a 0.1 pulg (0.75 a 2.5 mm)/min para suelos granulares, o como de otra forma sea especificado. Continuar cargando el pilote hasta no más del incremento necesario para mantener, la penetración del pilote, constante a la razón especificada a menos que la capacidad especificada de los aparatos de carga sea alcanzada. Si el pilote continua penetrando, mantener la carga requerida para alcanzar la razón de penetración especificada hasta que la penetración total del pilote es al menos el 15% del diámetro promedio del pilote o la dimensión diagonal al tiempo en el cual se suelta la carga. Si el pilote para de penetrar bajo la carga máxima aplicada, suelte la carga.

5.5.3 La razón de penetración puede ser controlada por el chequeamiento del tiempo tomados para pequeños sucesivos incrementos iguales de penetración y por ajustamiento la razón del gato, acordemente. Alternativamente, cualquier sistema mecánico o eléctrico puede ser usado para monitorear y controlar la razón de penetración tal que esta permanezca constante.

5.5.4 Ver 6.3 para procedimientos de medición.

5.6 Métodos de prueba de carga rápida para pilotos individuales (opcional):

Los aparatos para aplicación de la carga debe tener una capacidad como se especifique y debe estar de acuerdo con 3.3 ó 3.4.

5.6.2 Aplicar la carga en incrementos de 10 a 15% de la carga de diseño propuesta con un intervalo de tiempo constante entre incrementos de 2½ minutos o como de otra forma esté especificado. Agregar incrementos de carga hasta que el gato continuo esta siendo demandado para mantener la carga de prueba o hasta que la capacidad especificada de los aparatos de carga sea alcanzada, el que ocurra primero, en tal tiempo parar el gato. Después a intervalos de 5 min o como de otra forma esté especificado, remover la carga completa del pilote.

5.6.3 Ver 6.4 para procedimientos de medición.

5.7 Método de carga de incrementos constantes de asentamiento para pilotos individuales (opcional).

5.7.1 Los aparatos para aplicación de carga deben tener una capacidad tal especificada y debe de estar de acuerdo con 3.3 ó 3.4.

5.7.2 Aplicar cargas de prueba en incrementos requeridos para producir, en la punta, incrementos de asentamientos iguales a aproximadamente 1% del diámetro promedio o dimensión diagonal. Variar la carga aplicada como sea necesario para mantener cada incremento de asentamiento, y no aplicar carga adicional hasta que la razón de variación de carga, para mantener cada incremento de asentamiento constante, sea menor que el 1% de la carga total aplicada por hora. Continuar cargando el pilote en tales incrementos hasta que el asentamiento total de la punta equivalga alrededor del 10% del diámetro promedio del pilote o dimensión diagonal o hasta que la capacidad especificada de los aparatos sea alcanzada.

5.7.3 Remover la carga completa de prueba en cuatro decrementos iguales, después mantener el incremento de asentamiento final hasta que la razón de variación de carga sea menor que el 1% de la carga total aplicada por hora. Después de remover el primer decremento, no remover decrementos adicionales hasta que la relación de rebote del pilote para el decremento de carga precedente es menor que el 0.3% del diámetro promedio del pilote o dimensión diagonal por hora.

5.7.4 Ver 6.5 para procedimientos de medición.

6. PROCEDIMIENTOS PARA MEDICION DE MOVIMIENTOS DEL PILOTE.

6.1 Generalidades: Para movimientos axiales, tomar lecturas en

el pilote de prueba o el cabezal; las lecturas pueden ser tomadas en la placa de apoyo, previendo que los requerimientos de 4.2.1 sean satisfechos. Para movimientos laterales, tomar lecturas en las caras del pilote de prueba o cabezal. Tomar las lecturas requeridas a cada medidor adecuadamente identificado, escala, o puntos de referencia, tan cercanos y simultáneamente como sea práctico. Cuando se use el método de carga descrito en 3.5, tomar la lectura antes de la viga de prueba sin carga. Claramente indicar y explicar cualquier ajustamiento hecho a instrumentos o a registros de datos en el campo.

6.2 Procedimiento normal de medición.

Tomar lecturas de tiempo, carga y movimiento y registrarlos antes y después de la aplicación de cada incremento de carga o de la remoción de cada decremento de carga. Durante la carga, prever que el pilote de prueba o grupo no ha fallado, tomar lecturas adicionales y registrarlas a intervalos que no excedan 10 min durante la primer ½h ni 20 min de ahí en adelante por cada incremento de carga.

Después que la carga total ha sido aplicada, prever que el pilote de prueba o grupo no ha fallado, tomar lecturas y registros a intervalos que no excedan 20 min durante las primeras 2h, no excediendo 1h para las siguientes 10h, y no excediendo 2h para las siguientes 12h. Si la falla del pilote ocurre, tomar lecturas inmediatamente antes de remover el primer

decremento de carga. Durante la descarga, tomar lecturas y registrarlas a intervalos no excediendo 20 min.

Tomar una lectura final de rebote 12h después que toda la carga ha sido removida.

6.3 *Lecturas para carga a razón constante de penetración.*

Tomar lecturas de tiempo, carga y asentamiento, y registrar al menos cada 30 seg o a suficientes intervalos para determinar la razón de penetración que está siendo alcanzada. Si monitores automáticos y sistemas de registros son usados, operarlos continuamente durante cada prueba. Cuando el pilote de prueba ha alcanzado su especificada razón de penetración, continuar tomando y registrar lecturas para la duración de la carga, y determinar la máxima carga aplicada. Inmediatamente después de descargar, tomar y registrar lecturas de tiempo, carga y rebote. Tomar lecturas finales y registrarlas 1h después que toda la carga ha sido removida.

6.4 *Lecturas para el método de pruebas de carga rápida.*

Tomar lecturas de tiempo, carga y asentamiento, y registrarlas inmediatamente antes y después de la aplicación de cada incremento de carga y a intervalos de tiempo intermedios como este especificado. Cuando la carga máxima ha sido aplicada, tomar lecturas y registrarlas cuando el gato está parando. Si un

periodo de mantenimiento mayor que en 5.7.2 es especificado, tomar y registrar lecturas adicionales como se ha especificado. Tomar lecturas de tiempo y rebote, y registrarlas después que toda la carga ha sido removida. Repetir después de 2½ min y además a 5 min de ahí en adelante.

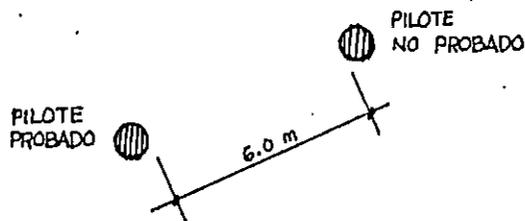
6.5 Lecturas para el método de incremento de asentamiento constante.

Tomar lecturas de tiempo, carga asentamiento, y registradas inmediatamente antes y después de cada incremento de asentamiento con suficiente lecturas intermedias para determinar la razón de variación de carga y la carga actual requerida para mantener cada incremento de asentamiento. Durante la descarga, tomar lecturas de tiempo, carga y rebote, y registrar inmediatamente de carga con suficientes lecturas intermedias para determinar a razón de rebote del pilote. Tomar lecturas finales y registrarlas 12h después que toda la carga ha sido removida.

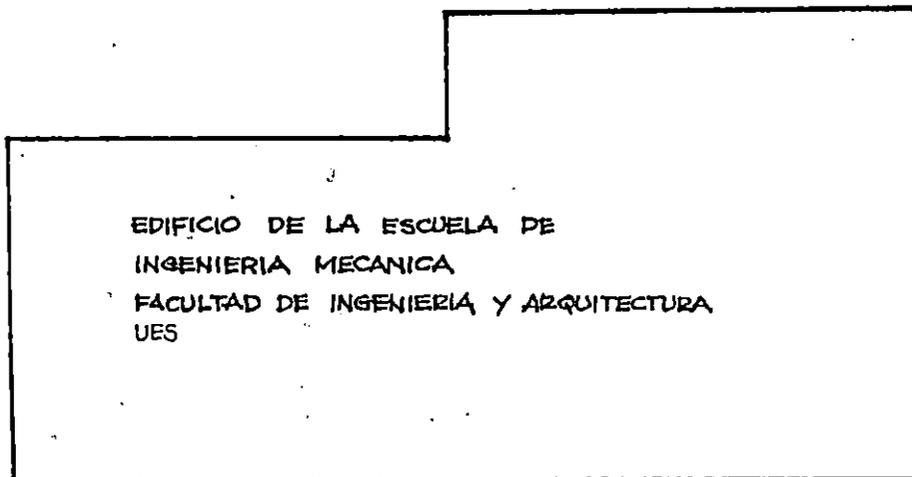
ANEXO B

UBICACION DE LOS PILOTES DE PRUEBA

Ubicación de los pilotes de prueba que fueron construidos para los ensayos, donde solamente el pilote A fue probado quedando el pilote B (sondeo 2) queda para futuras investigaciones. Un tercer pilote de 1.75 m fue construido al costado Sur del edificio de Metrología, que también puede ser investigado.



Distancia aproximada al edificio : 50 m



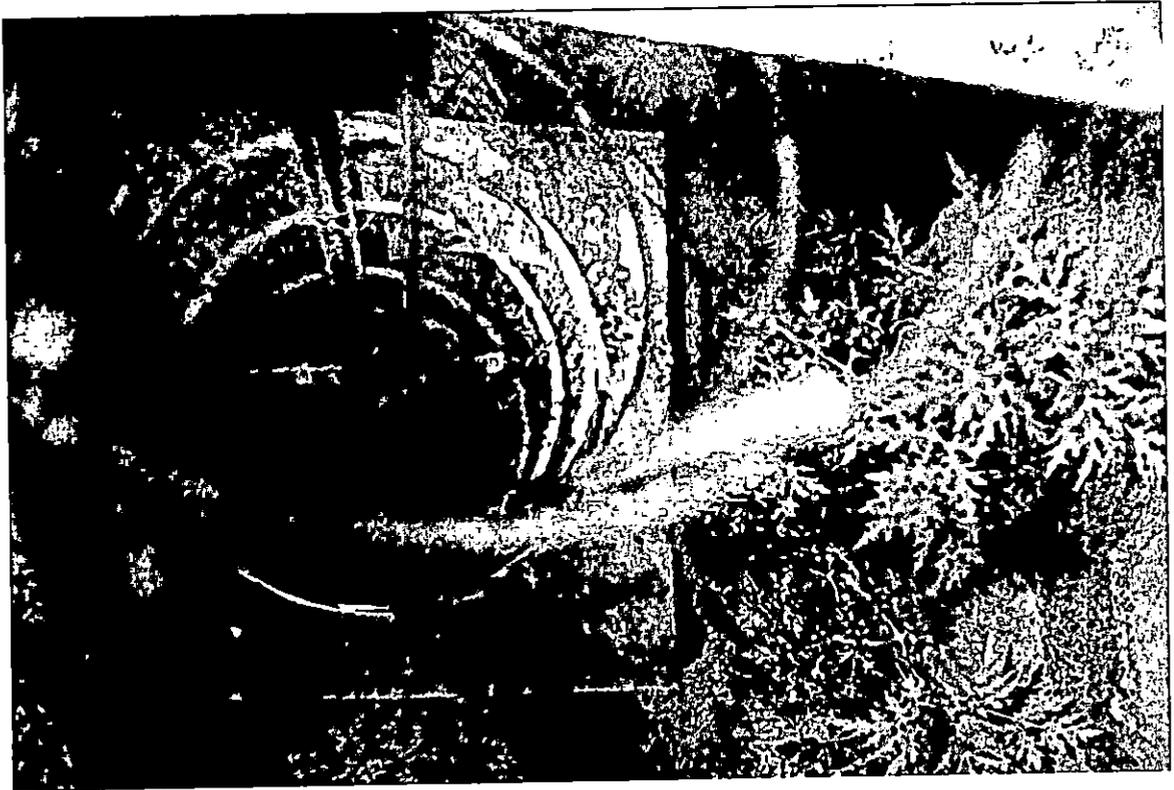
ANEXO C

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

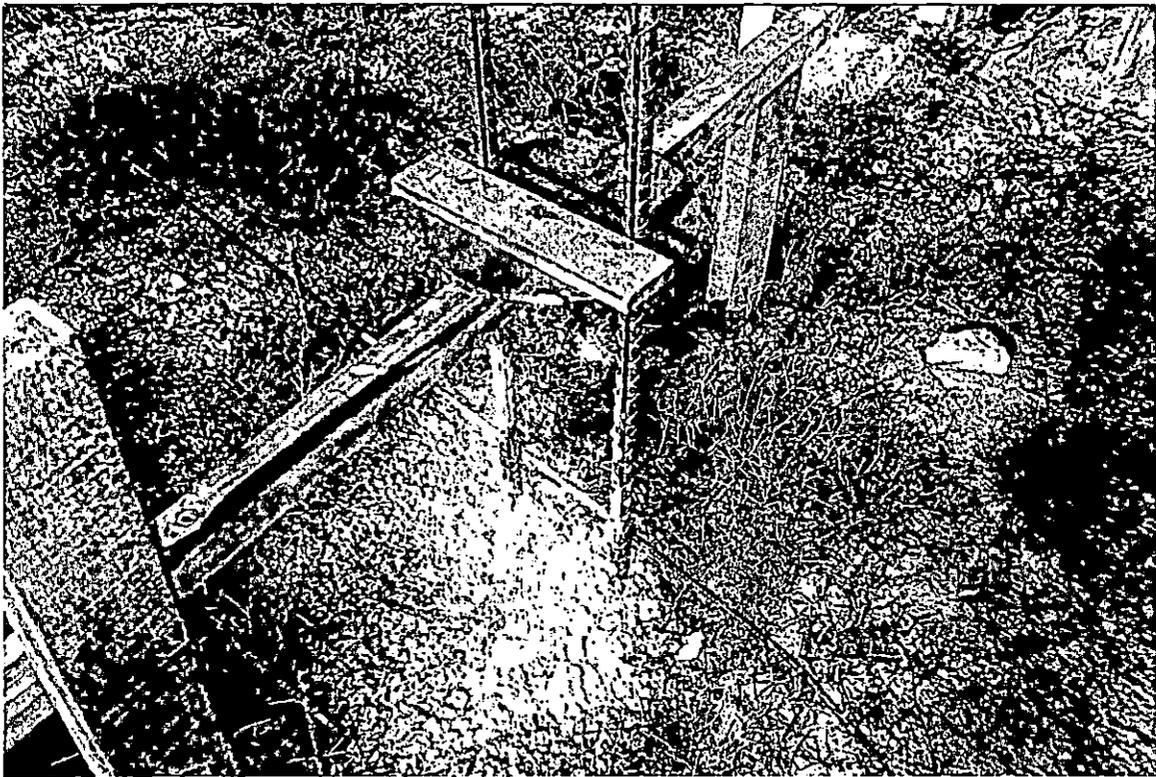
A continuación se pretende dar una idea de algunas partes importantes del procedimiento constructivo de la prueba de carga, presentando algunas fotografías.



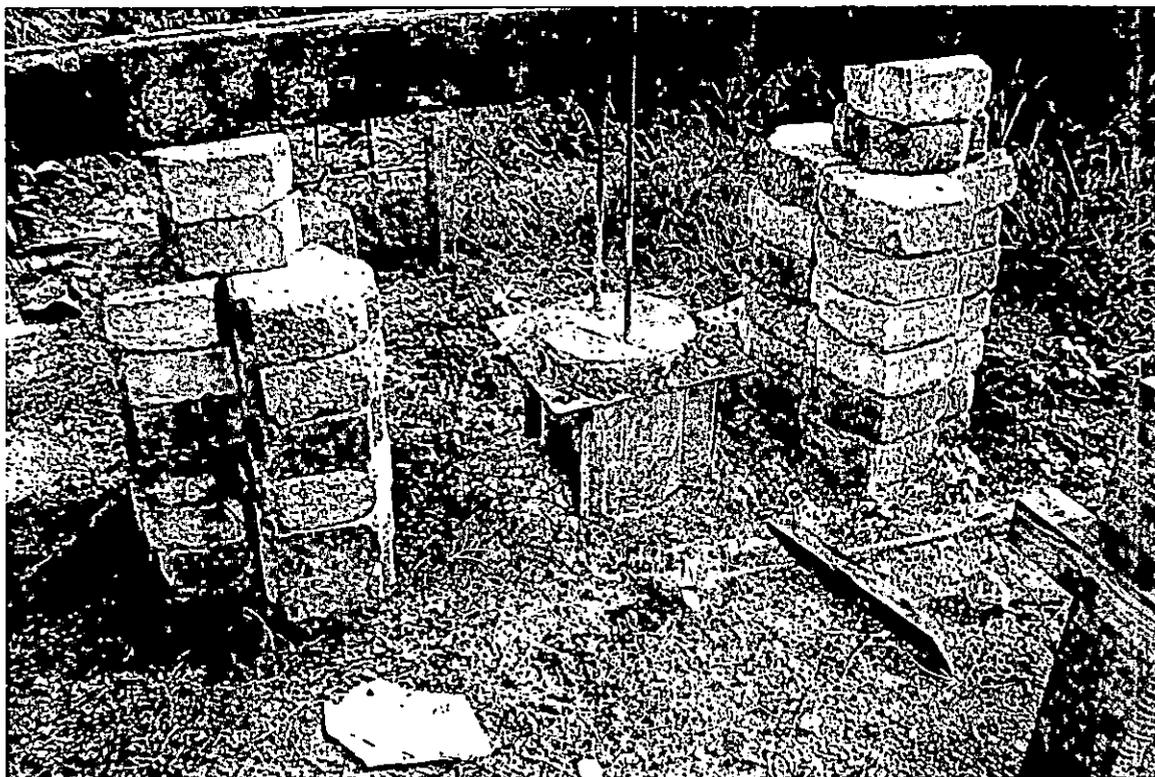
Fot C.1. Excavación para un pilote de anclaje.



Fot. C.2. Armadura del pilote y molde para conformar cabeza del mismo.



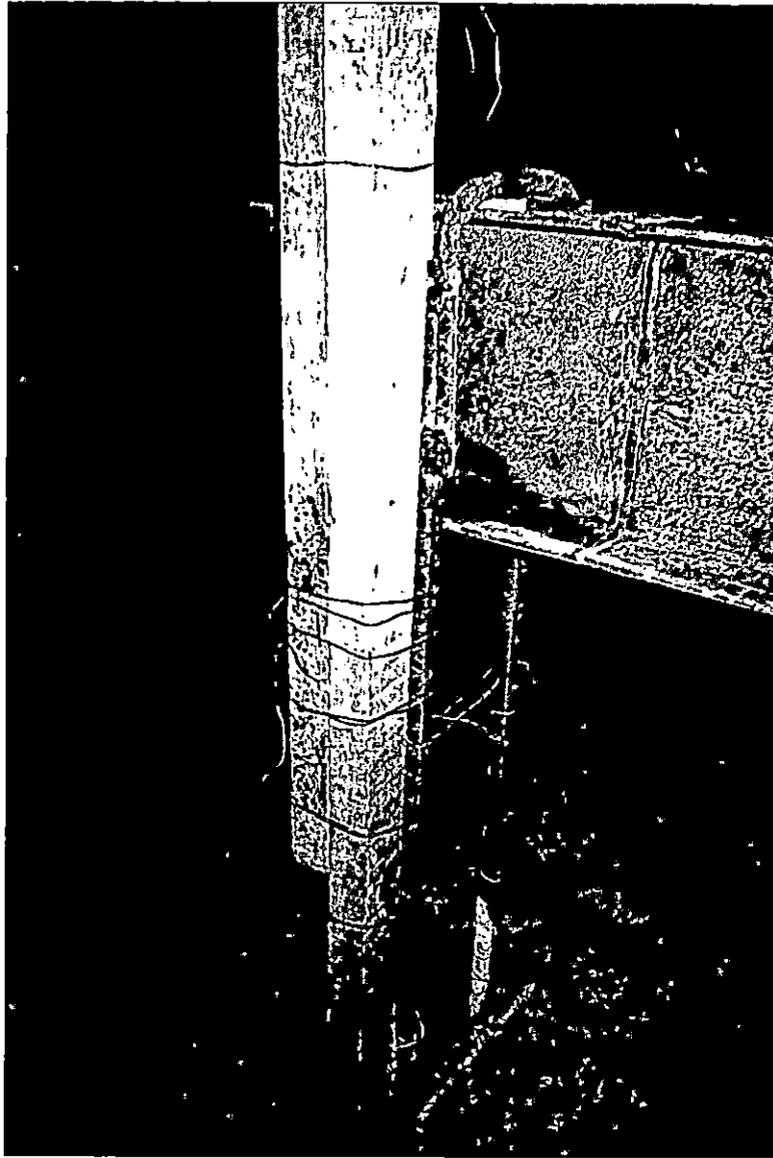
Fot. C.3. Pilote de anclaje ya colado. Pueden observarse las varillas para sujetar viga de carga.



Fot. C.4. Pilote de prueba colado. Puede observarse el polín "C" que se utilizó para detener armadura y garantizar que el pilote no trabajaría por punta.



Fot. C.5. Esquema utilizado para detener armadura del pilote de prueba.



Fot. C.6. Demostración de soldadura de las varillas de anclaje para sujetar viga de carga.

ANEXO D

CARTA DE CALIBRACION DEL GATO HIDRAULICO.

El gato hidráulico fue calibrado con la Máquina Universal, cargando a esta con la mica ha utilizar, registrándose cada lectura de carga para construir la gráfica que permitiría corregir los datos de campo obtenidos.

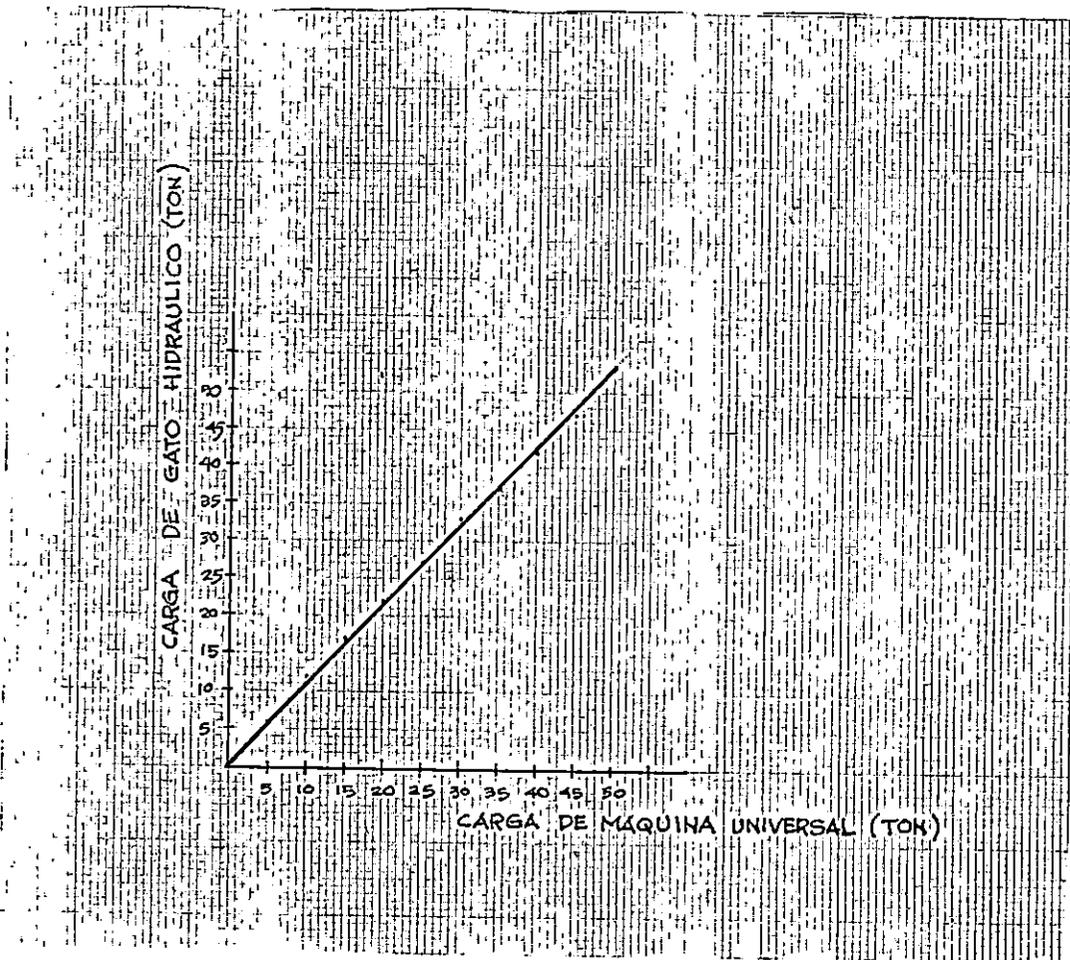


Fig. D-1. Curva de Carga de la Máquina Universal Vrs. Carga de gato hidráulico utilizado.