



UNIVERSIDAD VILLA RICA

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO
DE CIMENTACIONES”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MIXAIL BISSIRITSAS GALVÁN

Director de Tesis:

ING. JORGE ANTONIO MIRANDA MORENO

Revisor de Tesis:

ING. JUAN SISQUELLA MORANTE

BOCA DEL RÍO, VER.

OCTUBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

ÍNDICE	ii
LISTA DE TABLAS.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	vi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. METODOLOGÍA	3
1.1 Planteamiento del Problema	3
1.2 Justificación	4
1.3 Objetivo General	5
1.4 Objetivos Específicos	5
1.5 Alcance	6
CAPÍTULO 2. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES	7
2.1. Objetivos de una Cimentación	7
2.2. Criterios de Clasificación de Cimentaciones	8
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS	10
3.1. Definiciones	10
3.2. Asentamientos Elásticos o Inmediatos	13
3.3. Problemas de Aplicación	14
3.4. Asentamientos por Consolidación	20
3.4.1. Problemas de Aplicación	22

3.5. Resumen de Asentamientos y Deformaciones	25
CAPÍTULO 4. CAPACIDAD DE CARGA	27
4.1. Introducción a Fallas Históricas	27
4.2. Teorías para la Obtención de la Capacidad de Carga	31
4.2.1. Teoría de Terzaghi	31
4.2.1.1. Capacidad de Carga Admisible	36
4.2.2. Teoría de Meyerhof	38
4.3. Requisitos de Seguridad a Satisfacer para una Cimentación	41
CAPÍTULO 5. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	42
5.1. Zapatas Aisladas	43
5.2. Zapatas Corridas	45
5.3. Problemas de Aplicación	47
5.4. Capacidad De Carga Admisible en Suelos Cohesivos	51
5.4.1. Problemas de Aplicación	52
5.5. Losas de Cimentacion	61
5.6. Formas de Falla Reales en los Suelos	65
5.7. Solución de Prandtl	68
5.8. Losas de Cimentación en Suelos Cohesivos	70
CAPÍTULO 6. CIMENTACIONES COMPENSADAS	74
6.1. Tipos de Cimentaciones Compensadas	76
6.2. Problemas de Aplicación	77
CAPÍTULO 7. CIMENTACIONES PROFUNDAS	81
7.1. Pilotes	82
7.1.1. Pilotes en Suelos Friccionantes	84

7.1.2. Capacidad de Carga Según la Teoría de la Plasticidad	85
7.2. Problemas de Aplicación	86
7.3. Cimentaciones Profundas en Suelos Cohesivos	89
7.3.1. Problemas de Aplicación	91
7.4. Procedimiento Constructivo de Cimentaciones Piloteadas	100
7.4.1. Procedimiento de Hincado	100
7.5. Pilas de Cimentación	102
7.5.1. Capacidad de Carga Admisible de una Pila	103
7.5.2. Problemas de Aplicación	106
7.6. Efectos Sísmicos en Cimentaciones Piloteadas	113
7.7. Asentamientos de Pilotes Individuales en Arenas	116
7.7.1. Problemas de Aplicación	117
7.8. Asentamientos de un Grupo de Pilotes en Arenas	118
CAPÍTULO 8. EFECTOS DINÁMICOS EN CIMENTACIONES	120
8.1. Efectos Sísmicos	120
8.2. Problemas de Aplicación	125
CAPÍTULO 9. INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL DEL COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES	129
9.1. Objetivos de la Instrumentación	129
9.2. Instrumentos Empleados	131
9.3. Programación de la Instrumentación Para Conocer el Efecto de los Procesos Constructivos	136
CONCLUSIONES	137
BIBLIOGRAFÍA	138

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Factores de forma de Terzaghi. (Pág. 33)

Tabla 4.2 Factores de capacidad de carga de Terzaghi. (Pág. 35)

Tabla 4.3 Factores de capacidad de carga de Meyerhof. (Pág. 40)

Tabla 5.1 Resultados del problema 2. (Pág. 51)

Tabla 7.1 Relación de número de golpes en arenas. (Pág. 98)

Tabla 7.2 Coeficiente de proporcionalidad según Skempton. (Pág. 118)

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1** Zapata aislada cuadrada. (Pág. 9)
- Figura 2.2** Zapata corrida. (Pág. 9)
- Figura 3.1** Asentamiento de una zapata aislada. (Pág. 11)
- Figura 3.2** Zapata antes y despues de una carga. (Pág. 12)
- Figura 3.3** Grafica esfuerzo-deformación. (Pág. 12)
- Figura 3.4** Partículas de suelo antes y despues de una carga. (Pág. 13)
- Figura 3.5** Representación de un tanque elevado. (Pág. 14)
- Figura 3.6** Representación del asentamiento. (Pág. 17)
- Figura 3.7** Representación de una estructura cimentada con zapatas aisladas.
(Pág. 18)
- Figura 3.8** Curva de compresibilidad (escala logaritimica) para dos procesos de
de carga y descarga consecutivos. (Pág. 20)
- Figura 3.9** Edificio cimentado sobre suelo diverso. (Pág. 22)
- Figura 3.10** Marco de una estructura sometida a esfuerzos por asentamientos
diferenciales. (Pág. 26)
- Figura 4.1** Representación de un edificio con pilotes. (Pág. 27)
- Figura 4.2** Edificio siendo socavado por la lluvia. (Pág. 28)
- Figura 4.3** Falla de la cimentación. (Pág. 28)
- Figura 4.4** Edificio despues de la falla. (Pág. 29)
- Figura 4.5** Edificio volcado debido a la licuación del suelo. (Pág. 29)
- Figura 4.6** Asentamiento del edificio. (Pág. 30)
- Figura 4.7** Mecanismo de falla para una zapata de longitud infinita. (Pág. 32)
- Figura 4.8** Cimentación profunda. (Pág. 36)
- Figura 5.1** Marco de una estructura cimentado con zapatas aisladas. (Pág. 43)

- Figura 5.2** Zapata aislada circular. (Pág. 44)
- Figura 5.3** Zapata corrida sosteniendo un muro. (Pág. 46)
- Figura 5.4** Cimentación con zapata cuadrada. (Pág. 47)
- Figura 5.5** Zapata cuadrada con diferentes N.A.F. (Pág. 48)
- Figura 5.6** Zapata cuadrada en suelo cohesivo. (Pág. 52)
- Figura 5.7** Zapatas aisladas soportando columnas. (Pág. 54)
- Figura 5.8** Zapata en suelo con diferentes pesos volumetricos. (Pág. 56)
- Figura 5.9** Zapata corrida para dos columnas. (Pág. 59)
- Figura 5.10** Losas de cimentación en diferentes estructuras. (Pág. 61)
- Figura 5.11** Superficie de falla en losas de cimentación. (Pág. 63)
- Figura 5.12** Falla por corte general. (Pág. 66)
- Figura 5.13** Falla por corte local. (Pág. 66)
- Figura 5.14** Falla por punzonamiento. (Pág. 67)
- Figura 5.15** Modos de falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic). (Pág. 67)
- Figura 5.16** Solución de Prandtl. (Pág. 68)
- Figura 5.17** Losa de cimentación en suelo cohesivo. (Pág. 70)
- Figura 5.18** Prueba de resistencia a la compresión no confinada
(prueba de compresión simple). (Pág. 71)
- Figura 5.19** Distribución de esfuerzos en losa de cimentación. (Pág. 73)
- Figura 6.1** Edificio con una cimentación compensada. (Pág. 75)
- Figura 6.2** Cimentación compensada en suelo granular. (Pág. 77)
- Figura 7.1** Pilote hincado en arena. (Pág. 86)
- Figura 7.2** Pilote metálico en suelo cohesivo. (Pág. 91)
- Figura 7.3** Pilote de concreto en suelo mixto. (Pág. 93)
- Figura 7.4** Pilote metálico en suelo marino. (Pág. 96)
- Figura 7.5** Hincado de pilotes con maquinaria. (Pág. 101)
- Figura 7.6** Edificio con cimentación a base de pilas. (Pág. 106)
- Figura 7.7** Representación de la solución al problema 1. (Pág. 108)
- Figura 7.8** Edificio con cimentación a base de pilas con esfuerzos en punta.
(Pág. 109)

- Figura 7.9** Distribución de pilas de cimentación. (Pág. 111)
- Figura 7.10** Representación de reacciones. (Pág. 113)
- Figura 7.11** Efectos sísmicos en pilotes. (Pág. 115)
- Figura 7.12** Empuje pasivo del suelo. (Pág. 115)
- Figura 7.13** Representación de un grupo de pilotes. (Pág. 119)
- Figura 8.1** Acción del sismo en una estructura. (Pág. 121)
- Figura 8.2** Representación de fuerzas actuantes. (Pág. 122)
- Figura 8.3** Representación de fuerzas resistentes. (Pág. 123)
- Figura 8.4** Momentos de inercia. (Pág. 124)
- Figura 8.5** Edificio cimentado sobre arena. (Pág. 125)
- Figura 8.6** Representación de esfuerzos en la cimentación. (Pág. 127)
- Figura 9.1** Bancos de nivel. (Pág. 131)
- Figura 9.2** Testigos superficiales. (Pág. 131)
- Figura 9.3** Testigos profundos. (Pág. 132)
- Figura 9.4** Placas testigo superpuestas. (Pág. 132)
- Figura 9.5** Extensiómetros. (Pág. 133)

INTRODUCCIÓN

El problema de cimentaciones de estructuras es uno de los mas importantes y antiguos en la ingeniería civil, ya que es la base o apoyo donde estas se desplantan.

Hasta el primer cuarto del siglo XX (1925), los cálculos y diseño de cimentaciones eran resueltos mediante el ensayo de soluciones que ya habían sido aplicadas con éxito, pero en el momento en que el ritmo de la construcción aumentó hasta niveles similares a los que se conocen hoy, aumentó también el número de constructores, con lo que este método empírico para la resolución de cimentaciones se convirtió en algo peligroso ya que algunos de estos constructores no siempre eran muy bien dotados.

En 1925 cuando Karl Terzagui formula su tratado de mecánica de suelos llamado *ERDBAUMECHANIK*, con el hace la mecánica de suelos una rama autónoma de la ingeniería civil y se amplía el conocimiento de los suelos y sus propiedades, llevando así el tratamiento del problema de cimentaciones hasta un punto de vista científico, nunca dejando atrás la experiencia como complemento y parte fundamental de este estudio.

Los cimientos juegan un papel muy importante dentro de la edificación ya que éstos son los que distribuyen las cargas de la estructura hacia el suelo, de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, las características de ésta cambiarán en cuanto a su tipo, forma, tamaño, costo, etc. De aquí se concluye que, si se quiere una construcción segura y económica, se deben tener conocimientos en mecánica de suelos y diseño de cimentaciones.

CAPÍTULO I

METODOLOGÍA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los antecedentes de nuestras cimentaciones son poco conocidos porque, hasta entrado el siglo XVIII, hay una casi absoluta ausencia de doctrina acerca de las teorías y de los métodos constructivos aplicados al dimensionamiento y la ejecución de los cimientos.

El detenido estudio de los numerosos restos arqueológicos y edificios completos esparcidos por todo el mundo que han llegado hasta nuestros días, demuestra que, a lo largo de la historia, ha existido algún tipo de estudio de cimentaciones, cuyo desarrollo ha culminado en las técnicas de cimentación actualmente vigentes.

Karl Terzaghi (1957): *"Desafortunadamente, los suelos son fabricados por la naturaleza y no por el hombre, y los productos de la naturaleza son siempre complejos ... Tan pronto como se pasa el acero y el concreto al suelo, la omnipotencia de la teoría deja de existir."*

La cimentación es la parte estructural del edificio , encargada de transmitir las cargas al subsuelo, el cual es el único elemento que no podemos elegir , por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo.

Las cimentaciones son de las primeras cosas que hay que tomar en cuenta al momento de realizar un análisis de la estructura a construir, por lo que es

indispensable que se cuente con una cimentación adecuada para el tipo de suelo en el que será desplantada y las cargas que se transmitiran a este.

La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. El constructor podrá tener problemas para realizar lo que figura en los planos y especificaciones pero no es responsable del mal criterio que se haya seguido para concebir y diseñar el proyecto. También los que proyectan la estructura y deben tomar las decisiones vitales han de enfrentarse a problemas complejos.

Hoy en día, existe una gran demanda en el medio de la construcción, por lo que los ingenieros actuales deben de contar con las mejores herramientas y estar capacitados adecuadamente para proponer una solución optima a algún problema dado, de tal manera que satisfaga las necesidades de la persona que lo contrata, tanto en tiempo como en forma.

De no contar con una documentación que concentre puntual y lógicamente los calculos y procesos constructivos para realizar un análisis y diseño de cimentaciones, estas se van a ver afectadas, ocasionando problemas en la estructura, reflejados como pérdidas en tiempo y capital.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Debido al incremento de las concentraciones de los gases de efecto invernadero deribado de la actividad humana, la situación climática ha cambiado, los vientos se han intensificado y las lluvias cada vez son mayores, provocando afectaciones en las estructuras las cuales no fueron diseñadas para tales condiciones.

Las ciudades a lo largo de la historia se han visto embestidas por movimientos telúricos de gran magnitud; en los sismos, estas se ven mayormente afectadas a consecuencia tanto de las condiciones específicas del subsuelo, como también a la falta de análisis estructural; situación que puede verse aminorada si se hubiera realizado un correcto diseño y estudio de las edificaciones a construir.

Es evidente que para que una estructura ofrezca una seguridad y comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero o proyectista la mayor destreza y el mejor criterio del que normalmente necesita para redactar el proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil de todos los que se presentan al realizar una obra.

Por esta razón, el ingeniero debe analizar detenidamente el problema de la transmisión de cargas al subsuelo por medio de una cimentación; para esto se debe de contar con documentación precisa y fiable para realizar el análisis correspondiente y poder evitar los problemas derivados de la mala decisión o procesos constructivos erróneos que llevarán a una pérdida tanto financiera como de tiempo, así como el mal comportamiento de la estructura.

1.3 OBJETIVO GENERAL

Mejorar el proceso de construcción considerando una optimización en tiempo y costo, desarrollando una documentación técnica adecuada para el análisis y diseño de cimentaciones para cualquier tipo de suelo.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir el concepto de cimentación.
- Analizar las diferentes teorías para el diseño de cimentaciones.
- Disminuir la relación tiempo-costo en los procesos constructivos.
- Examinar casos prácticos.
- Formular un documento técnico para analizar y diseñar cimentaciones.

1.5 ALCANCES

Esta investigación pretende analizar desde la clasificación de las cimentaciones hasta la instrumentación y control de comportamiento de las mismas, así como desarrollar los métodos para la revisión de la capacidad de carga del terreno donde se desplantará la cimentación, los métodos para la revisión de las deformaciones de el terreno, abarcando cimentaciones someras, compensadas y profundas.

CAPÍTULO 2

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

2.1 Objetivo De Una Cimentación

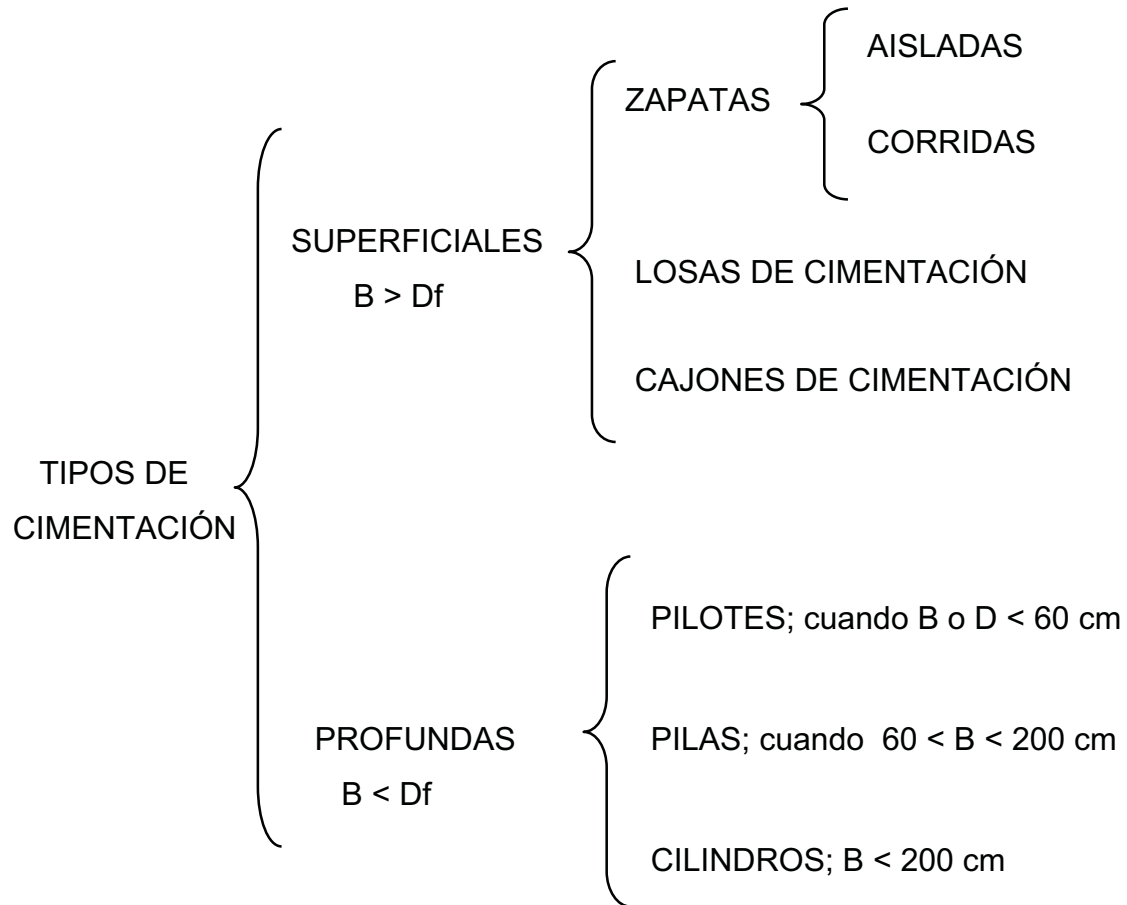
Una cimentación se define como el elemento de una estructura cuyo objetivo es transmitir su peso al subsuelo donde se desplanta.

En términos generales toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- 1.- Que tengan un factor de seguridad confiable contra falla; comúnmente denominados estados límites contra falla, de acuerdo a algún reglamento.

- 2.- Que las deformaciones verticales del suelo debidas a las cargas impuestas por la superestructura no rebasen límites que puedan generar deformaciones excesivas que causen daño a las estructuras. Estas se denominan estados límites de servicio, también de acuerdo a algún reglamento.

2.2 Criterios De Clasificación De Cimentaciones



Clasificación de las Cimentaciones

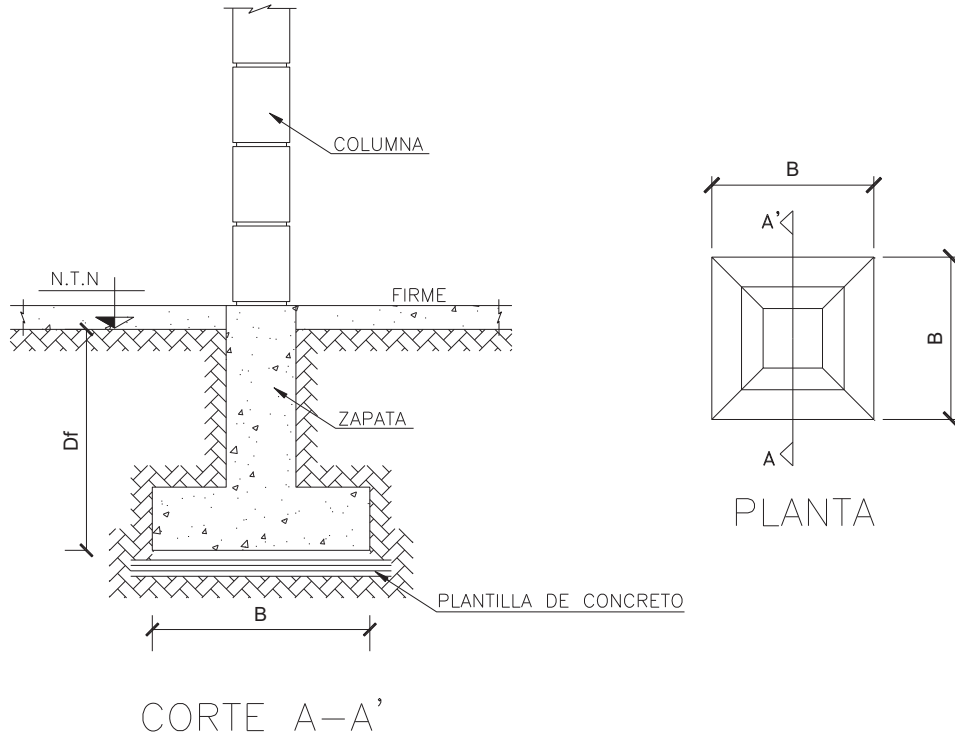


Figura 2.1 Zapata Aislada Cuadrada

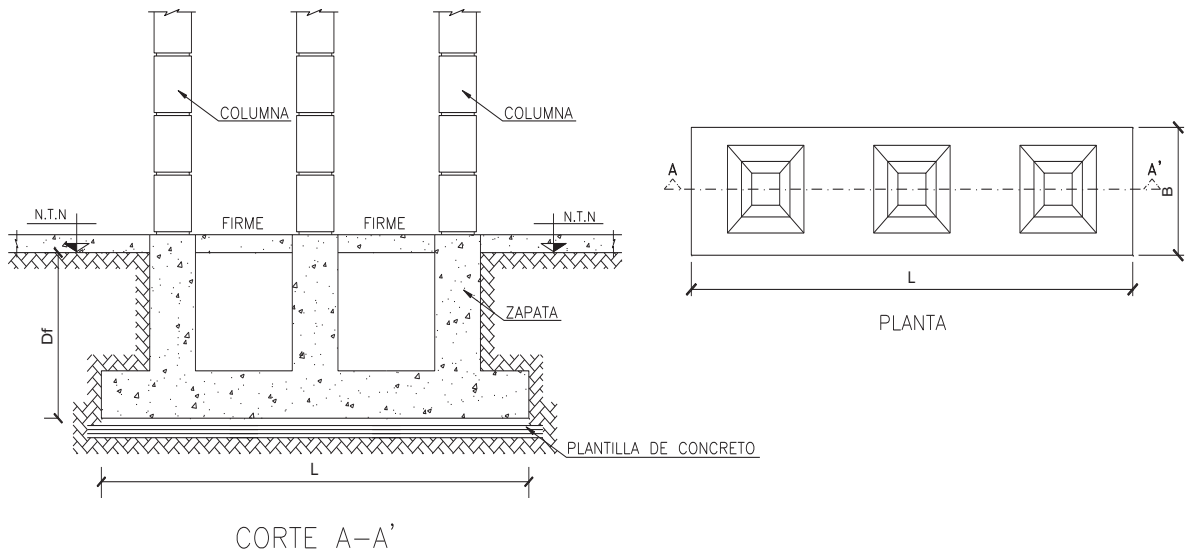


Figura 2.2 Zapata Corrida

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

3.1 Definiciones

Asentamientos:

Deformaciones verticales que sufre el suelo debido a la aplicación de una carga unitaria o esfuerzo.

Los tipos de asentamientos se dividen en dos grandes grupos; los elásticos, que son prácticamente en un periodo de tiempo corto (inmediatos), y los asentamientos por consolidación, que ocurren a largo plazo.

Asent. Total = asentamiento elástico + asentamiento por consolidación

$$\Delta H \text{ total} = \Delta H_e + \Delta H_c$$

Dos de los factores importantes que hay que considerar en el estudio de los asentamientos son:

- Tipo de suelo
- Magnitud de la carga

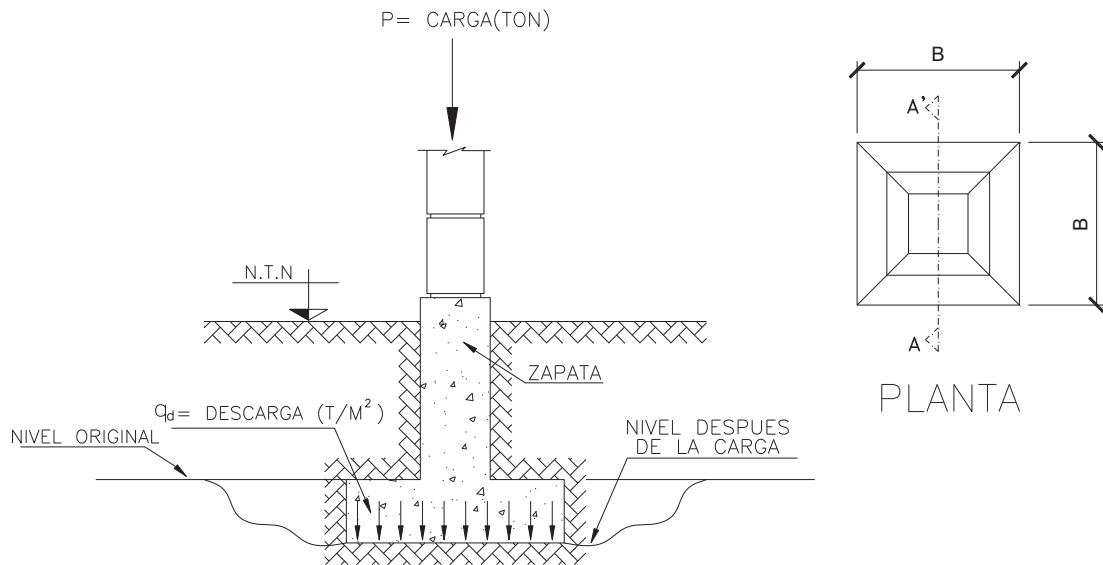


Figura 3.1 Asentamiento en una Zapata Aislada

Dónde:

$q = P/A_c =$ Presión de contacto o descarga; T/m^2 , kg/cm^2

$P =$ Carga; Ton. , Kg.

$A_c =$ Área de la cimentación

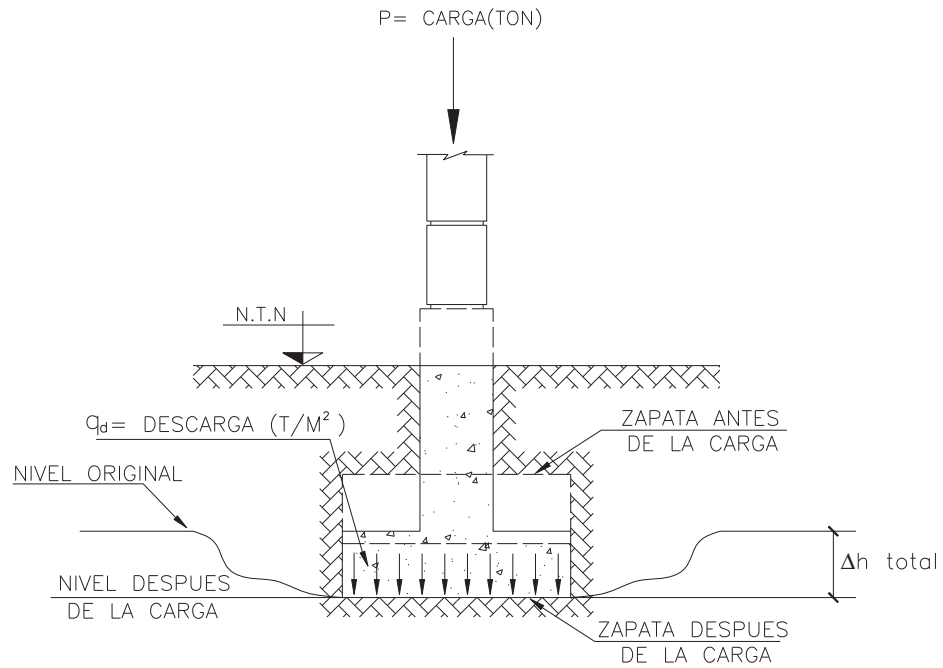


Figura 3.2 Zapata Antes y Después de una Carga

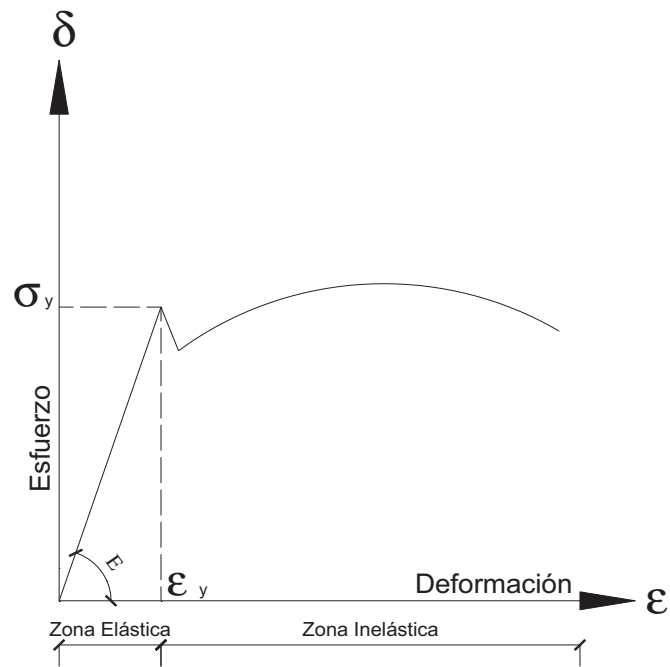


Figura 3.3 Grafica Esfuerzo-Deformación

3.2 Asentamientos Elásticos o Inmediatos

Los asentamientos elásticos o inmediatos se verifican en la fase sólida del suelo, es decir, se deben a las deformaciones de las partículas sólidas que forman la estructura del suelo.

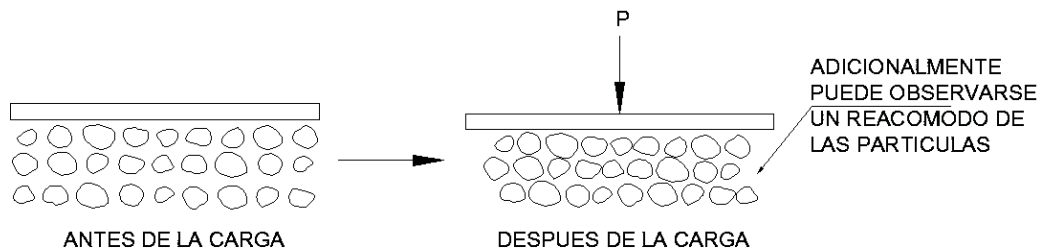


Figura 3.4 Partículas De Suelo Antes y Después de una Carga

De acuerdo con lo anterior, en realidad estamos hablando de deformaciones elasto-plásticas debido a que la deformación tiene dos orígenes:

1. La deformación de las partículas (elástica).
2. El reacomodo de las partículas (plástica).

En donde la primera es reversible y la segunda irreversible.

Actualmente no existe una teoría que nos permita evaluar esta segunda componente de las deformaciones llamadas elásticas, pero si pueden ser medidas.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, la ecuación para determinar los asentamientos elásticos de un suelo es:

$$\Delta H = \frac{qB(1-\mu)^2}{E_s} I_w$$

Dónde:

ΔH = Asentamiento; cm, m, plg, etc.

q = Presión de contacto entre la cimentación y el suelo; T/m², kg/cm², lb/plg²

B = Ancho o dimensión menor de la cimentación; m, cm, plg.

μ = Modulo de Poisson; adimensional.

I_w = Factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación, así como la profundidad de desplante de esta; adimensional.

E_s = Módulo de elasticidad estático del suelo; T/m^2 , kg/cm^2 , lb/plg^2

3.3 Problemas de Aplicación

Problema 1.

Determine los asentamientos elásticos que ocurrirán producidos por un tanque de almacenamiento de agua de base circular, en un médano de la ciudad de Veracruz, de acuerdo con la siguiente figura:

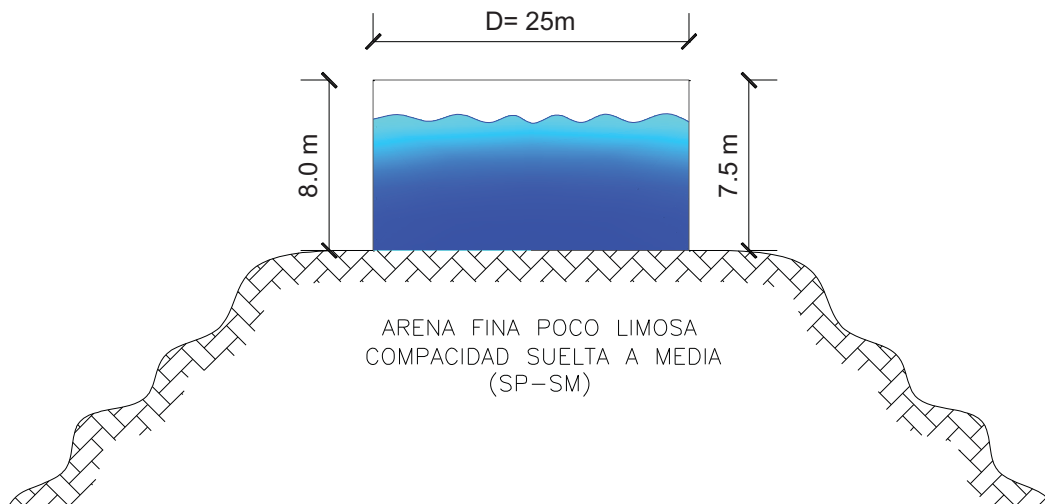


Figura 3.5 Representación de un Tanque Elevado

Propiedades del suelo:

$$E_s = 2,500 \text{ T/m}^2$$

$$I_{wc} = 1.0$$

$$I_{wb} = 0.64$$

Si:

$$\Delta H = \frac{qB(1-\mu)^2}{E_s} I_w$$

$$B = D = 25\text{m.}$$

Tabla (a criterio):

$$E_s = \frac{5000+2,500}{2} = 3,750 \text{ T/m}^2$$

$$\mu = 0.25$$

Entonces:

$$W_w = \gamma_w \cdot V_w$$

$$W_w = (1) \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) h$$

$$W_w = (1) \left(\frac{\pi 25^2}{4} \right) 7.5$$

$$W_w = 3,681.55 \text{ T. m}$$

$$W_E + W_c \approx 20\% \quad W_w = 736.31 \text{ T. m}$$

$$W_D = 3,681.55 + 736.31 = 4,417.86 \text{ T. m}$$

$$q = \frac{W_D}{A_c} = \frac{4,417.86}{\frac{\pi(25)^2}{4}} = 8.99 \text{ T/m}^2 \approx 9 \text{ T/m}^2$$

Con lo anterior:

$$\Delta H = \frac{qB(1-\mu)^2}{E_s} I_w$$

Para $E_s = 2,500 \text{ T/m}^2$

$$q = 9 \text{ T/m}^2$$

$$\mu = 0.25$$

$$B = D = 25\text{m}$$

$$I_w = 1 \quad (\text{Para el centro})$$

$$I_w = 0.64 \quad (\text{Para el borde})$$

$$\Delta H_C = \frac{(9)(25)(1 - 0.25^2)(1)}{2500} = 0.084\text{m} = 8.4\text{cm}^*$$

$$\Delta H_B = \frac{(9)(25)(1 - 0.25^2)(0.64)}{2500} = 0.054\text{m} = 5.4\text{cm}^*$$

*Condición menos favorable

Para $E_s = 3,750 \text{ T/m}^2$

$$\Delta H_C = \frac{(9)(25)(1 - 0.25^2)(1)}{3750} = 0.056\text{m} = 5.6\text{cm}^{**}$$

$$\Delta H_B = \frac{(9)(25)(1 - 0.25^2)(0.64)}{3750} = 0.036\text{m} = 3.6\text{cm}^{**}$$

**Condición mas favorable

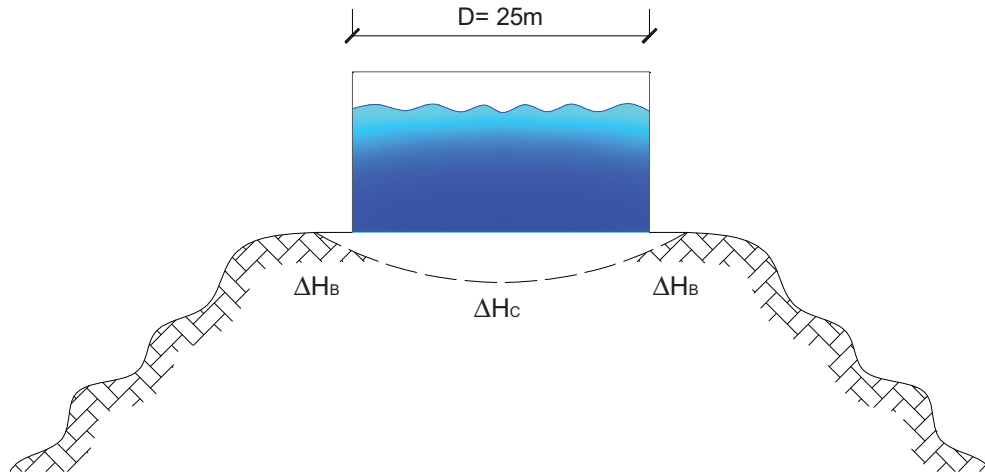


Figura 3.6 Representación del Asentamiento

Forma rápida

$$q = 7.5 \times 1.2 = 9 \text{ T/m}^2$$

$$q = \frac{(W_E + W_C) + (W_w)}{\Delta_c} = 9 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta H_C = \frac{(9)(25)(1 - 0.25^2)(1)}{2500} = 0.084 \text{ m} = 8.4 \text{ cm}$$

$$\delta H_{C-B} = \Delta H_C - \Delta H_B = 5.6 - 3.6 = 2 \text{ cm} \quad (\text{mas favorable})$$

$$\delta H_{C-B} = \Delta H_C - \Delta H_B = 8.4 - 5.4 = 3 \text{ cm} \quad (\text{menos favorable})$$

$$\theta = \frac{3}{1,250} = 0.0024 \text{ rad} \quad (\text{mas critico})$$

$$\theta = \frac{2}{1,250} = 0.0016 \text{ rad} \quad (\text{menos critico})$$

Problema 2.

Determine los asentamientos diferenciales y la distorsión angular de la cimentación de un edificio en un suelo arcilloso de acuerdo con la siguiente figura:

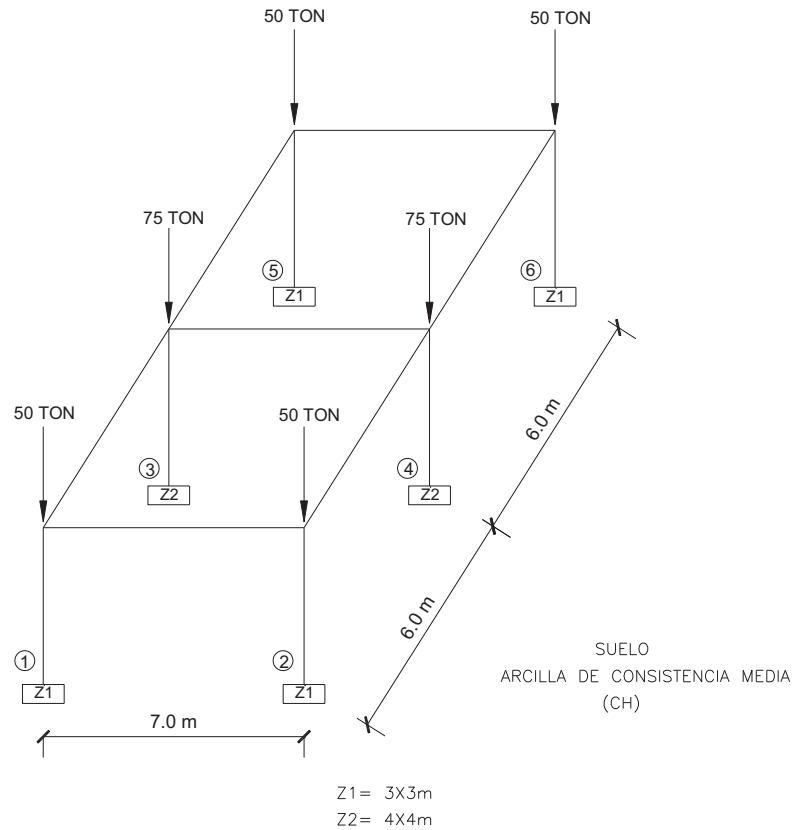


Figura 3.7 Representación de una Estructura Cimentada con Zapatas Asiladas

Siendo el suelo una arcilla de consistencia media (CH)

$Z_1 = 3 \times 3 \text{ m}$

$Z_2 = 4 \times 4 \text{ m}$

Soluciones:

$$\Delta H_{(1)} = \Delta H_{(2)} = \Delta H_{(5)} = \Delta H_{(6)}$$

$$\Delta H_{(3)} = \Delta H_{(4)}$$

$$\delta H_{1-5} = \delta H_{3-5} = \delta H_{2-4} = \delta H_{4-6}$$

$$\theta_{1-3} = \theta_{3-5} = \theta_{2-4} = \theta_{4-6}$$

Parámetros:

$$q_{(z-1)} = \frac{P}{A_C} = \frac{50}{3 \times 3} = 5.55 \text{ T/m}^2$$

$$q_{(z-2)} = \frac{P}{A_C} = \frac{75}{4 \times 4} = 4.68 \text{ T/m}^2$$

$$I_{w(z-1)} = 1.12$$

$$I_{w(z-2)} = 1.12$$

$\mu = 0.2$ (arcilla no saturada) Media

$$E_s = 3,250 \text{ T/m}^2 \text{ (Tabla)}$$

$$\Delta H_{(1)} = \frac{(5.55)(3)(1 - 0.2^2)(1.12)}{3250} = 0.005\text{m} = 0.5\text{cm}$$

$$\Delta H_{(2)} = \frac{(54.68)(3)(1 - 0.2^2)(1.12)}{3250} = 0.006\text{m} = 0.6\text{cm}$$

$$\delta H_{1-3} = 0.6 - 0.5 = 0.1\text{cm}$$

$$\theta = \frac{0.1}{600} = 0.00016 \text{ rad}$$

3.4 Asentamientos por Consolidación

Mientras que los asentamientos o deformaciones verticales “elásticas” se verifican en la fase sólida del suelo, los asentamientos por consolidación tienen lugar en la fase de vacíos del suelo.

En resumen, los asentamientos por consolidación se deben a la reducción de los vacíos del suelo por la expulsión de agua debido a la aplicación de una carga unitaria.

La determinación de los asentamientos por consolidación, se hacen mediante una prueba de consolidación unidimensional, a partir de la cual se determinan los parámetros de consolidación del suelo, o bien mediante relaciones empíricas.

A continuación se muestra en la figura 1.10 la curva de compresibilidad en escala logarítmica; donde, el tramo “A” suele llamarse *tramo de recompresión*, donde hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones aplicadas aquí ya las ha tenido este suelo en otra época; mientras que el tramo “B”, llamado *tramo virgen*, recibe presiones de magnitud mayor que las soportadas anteriormente. Y finalmente, el tramo “C”, denominado *tramo de descarga*,

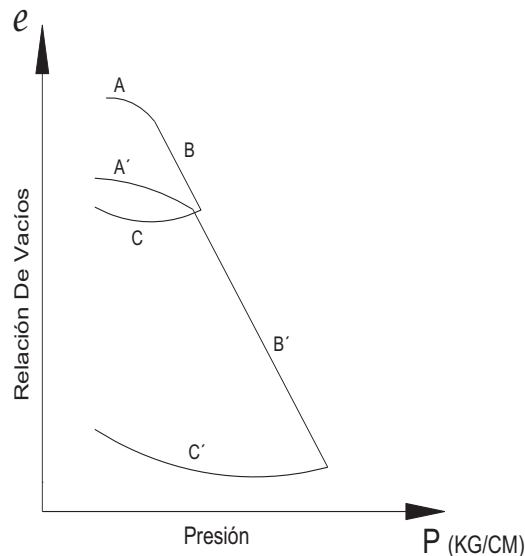


Figura 3.8 Curva de Compresibilidad (escala logarítmica) para Dos Procesos de Carga y Descarga Consecutivos

$$I_c = \frac{e_o - e}{\log P - \log P_o} = \frac{e_o - e}{\log \frac{P}{P_o}} = \frac{e_o - e}{\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}} \quad \text{--- --- --- --- --- Indice de compresibilidad}$$

Método empírico: (Aplicable a suelos normalmente consolidados)

$$i_c = 0.009(LL - 10) \quad \text{--- --- --- --- --- Criterio empírico de Skempton}$$

Un suelo normalmente consolidado se identifica rápidamente cuando $W \sim LL$

Suelos normalmente consolidados:

$$P_v = P_o$$

Suelo preconsolidado:

$$P_v < P_o$$

3.4.1 Problemas de aplicación

Problema 1.

Determine el asentamiento de un silo de granos debido a la presencia de un estrato arcilloso de acuerdo con la información siguiente:

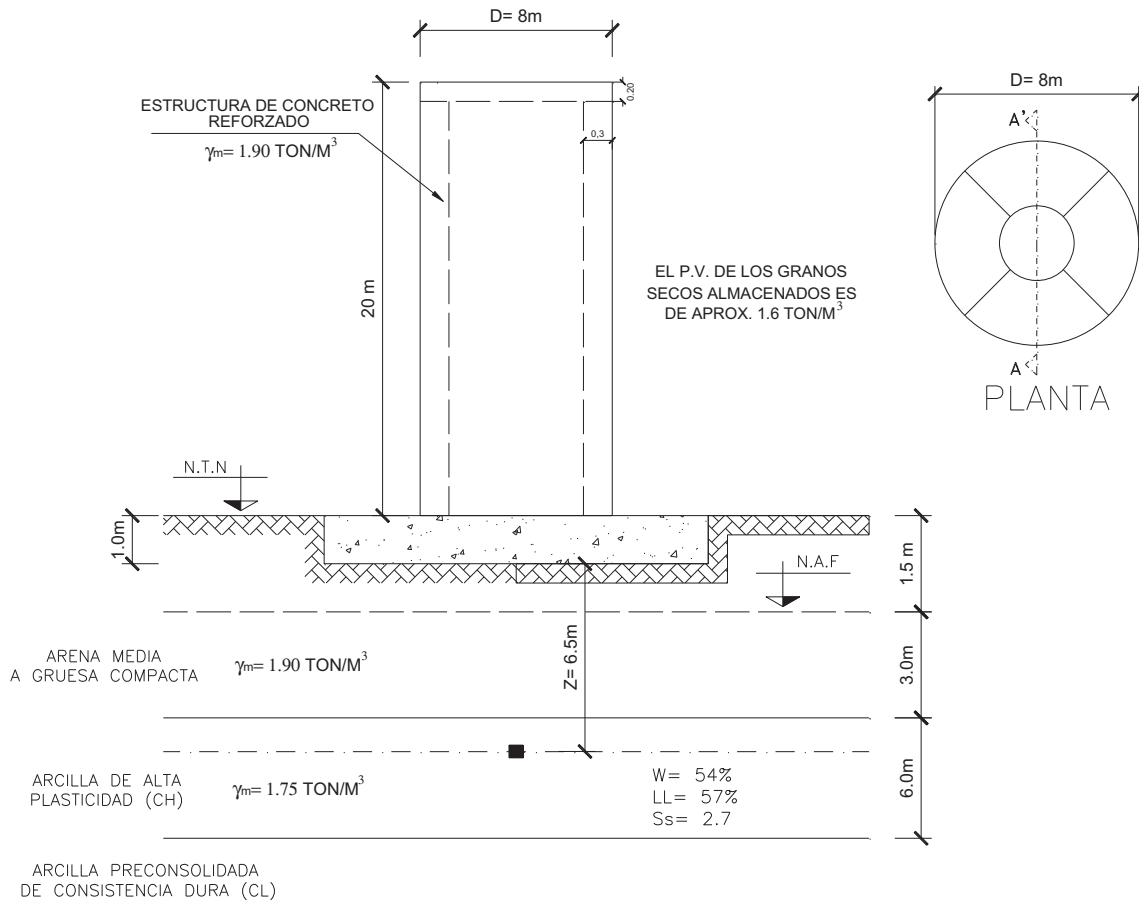


Figura 3.9 Edificio Cimentado Sobre Suelo Diverso

1) Identificar las características del estrato arcilloso

Si $W \approx LL$ \therefore el suelo es normalmente consolidada y se puede usar la ley empírica de Skempton para determinar el índice de compresibilidad (i_c):

$$i_c = 0.009(LL - 10)$$

2) Calcular la presión de contacto o descarga de la cimentación:

$$a) W_{\text{Techo}} = V_{\text{tapa}} \gamma_c = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) (t) (\gamma_c) = (\pi \times 8^2) (0.20) (2.4) = 24.12 \text{ Ton}$$

$$b) W_{\text{cil}} = (\Delta_{\text{ext}} - \Delta_{\text{int}}) (h) (\gamma_c) = \left(\frac{\pi 8^2}{4}\right) - \left(\frac{\pi 7.4^2}{4}\right) (20) (2.4) = \\ = \frac{\pi}{4} (8^2 - 7.4^2) (20) (2.4) = 336.18 \text{ Ton}$$

$$c) W_{\text{cim}} = \Delta_c (t) (\gamma_c) = (12)^2 (1) (2.4) = 345.6 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{Est+Cim}} = 705.9 \text{ Ton}$$

d) Peso del contenido del silo (Peso del grano almacenado):

$$W_{\text{grano}} = \frac{\pi (7.4)^2}{4} \times 20 \times 1.6 = 1,376.16$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{E+C}} + W_{\text{grano}} = 705.9 + 1,376.16 = 2,082.1 \text{ Ton}$$

Presión de contacto:

$$q = \frac{W_{\text{tot}}}{A_c} = \frac{2,081.1}{(12)^2} = 14.45 \text{ T/m}^2$$

3) Calcular el incremento de los esfuerzos en el centro del estrato compresible.

$$\Delta q_z = \frac{W_{\text{Tot}}}{(B + Z)^2} = \frac{2,082.1}{(12 + 6.50)^2} = 6.08 \text{ T/m}^2 = \Delta p$$

4) Esfuerzo efectivo geoestático en el centro del estrato.

$$\bar{P}_o = 1.50(1.9) + 3(1.9 - 1) + 3(1.75 - 1) = 7.8 \text{ T/m}^2$$

5) Determinación del asentamiento promedio de la cimentación del silo.

$$i_c = 0.009(57 - 10) = 0.42$$

$$e_o = WS_s = (0.54)(2.7) = 1.46$$

$$H = 6\text{m}$$

$$\Delta H = \frac{i_c}{1 + e_o} H \log\left(\frac{\bar{P}_o + \Delta \bar{P}}{P_o}\right)$$

$$\Delta H = \frac{(0.42)}{1 + (1.46)} (6) \log\left(\frac{7.8 + 6.08}{7.8}\right)$$

$$\Delta H = 0.25\text{m} = 25\text{cm}$$

3.5 Resumen de Asentamientos y Deformaciones

- Los asentamientos son deformaciones del suelo debido a una aplicación de una carga unitaria, generalmente por una cimentación o bien el cuerpo de una obra de tierra (un terraplén por ejemplo.).
- Las deformaciones verticales o asentamientos son de tipo elástico, (que se presentan en los sólidos del suelo y son reversibles) y los plásticos, debido al reacomodo de las partículas por reducción del volumen de vacíos con o sin expulsión de agua (consolidación) y son irreversibles.
- Los asentamientos elásticos son particularmente importantes en los suelos gruesos o granulares (gravas, arenas), mientras que los asentamientos por consolidación son de mayor importancia en suelos finos (limos y particularmente arcillas).
- La presencia de asentamientos en las estructuras puede ser un factor determinante en su comportamiento; los asentamientos totales y particularmente los asentamientos diferenciales pueden producir momentos y cortantes que podrían dañar los elementos que integran la estructura, tales como, trabes, columnas, muros y losas.
- La rigidez de las estructuras y sus cimentaciones son factores que favorecen el buen comportamiento de las mismas debido a una mejor distribución de la descarga o presiones de contacto en el suelo, lo que minimiza la presencia de los asentamientos diferenciales.
- Toda cimentación deberá ser revisada por estados límites de servicio para garantizar el buen comportamiento de la estructura.

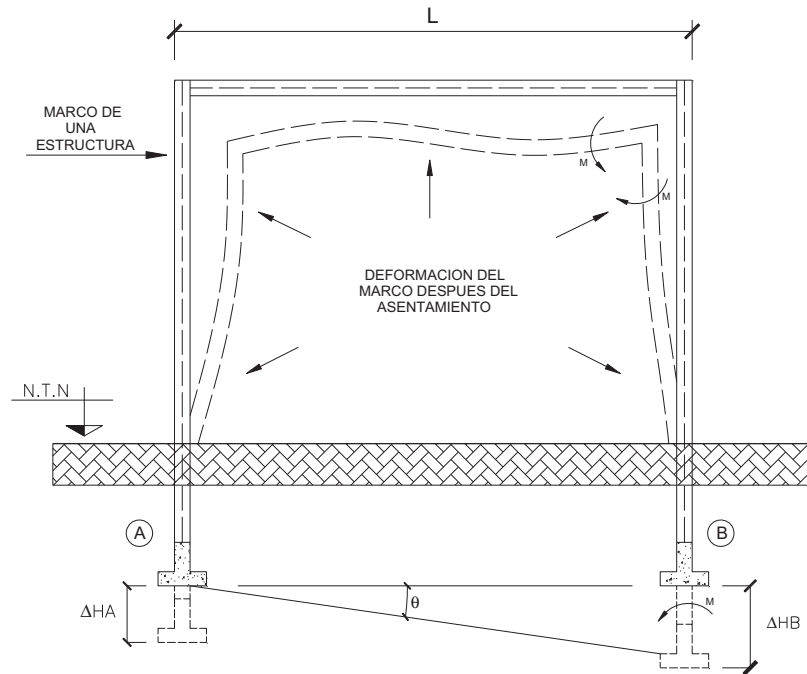


Figura 3.10 Marco de una Estructura Sometido a Esfuerzos por Asentamientos Diferenciales

$$\delta H_{A-B} = \Delta H_{B\text{TOTAL}} - \Delta H_{A\text{TOTAL}}$$

$$\theta_{A-B} = \frac{\delta_{A-B}}{L} = \text{Distorsión}$$

CAPÍTULO 4

CAPACIDAD DE CARGA

4.1 Introducción a Fallas Históricas

A continuación se presentan algunos ejemplos de fallas que han ocurrido en donde intervienen el suelo y la estructura.

Shangai, China

Un garage subterráneo estaba siendo excavado en el lado sur a una profundidad de 4.6 m y el desmonte generado por la excavación se estuvo acumulando en el lado norte del edificio, en una pila que llegó a tener 10 m de alto.

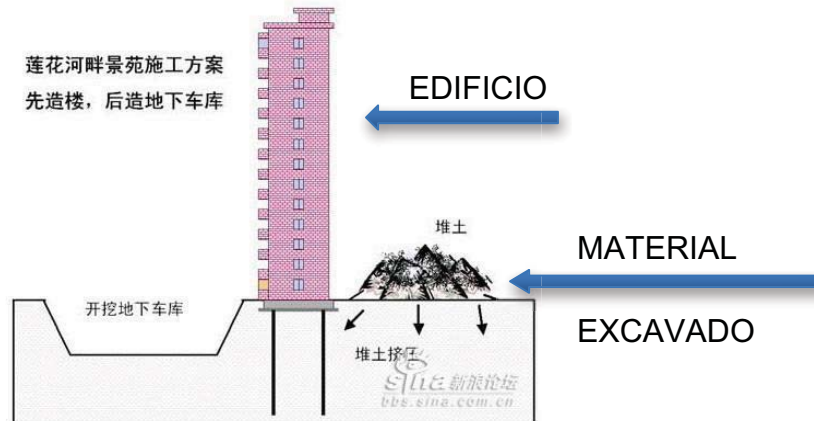


Figura 4.1 Representación de Edificio con Pilotes

El suelo experimentó un desbalance de presión en la base, en la dirección sur-norte, que superó grandemente los parámetros de carga admisibles de los pilotes. Las fuertes lluvias que se estuvieron produciendo durante la semana previa a la falla de la cimentación fueron un agravante y contribuyeron, aunque no de forma determinante, con el ya conocido desenlace.

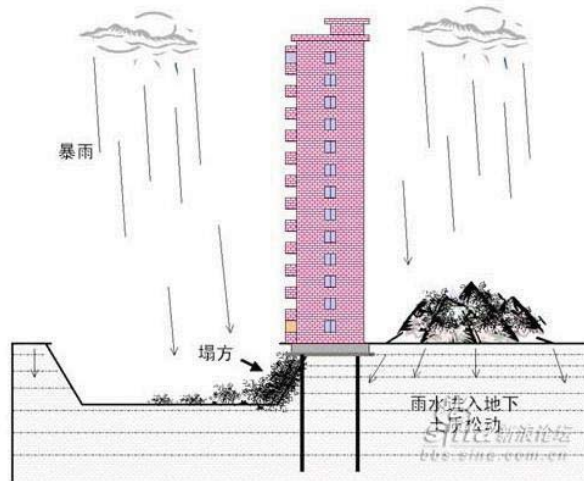


Figura 4.2 Edificio Siendo Socavado por las Lluvias

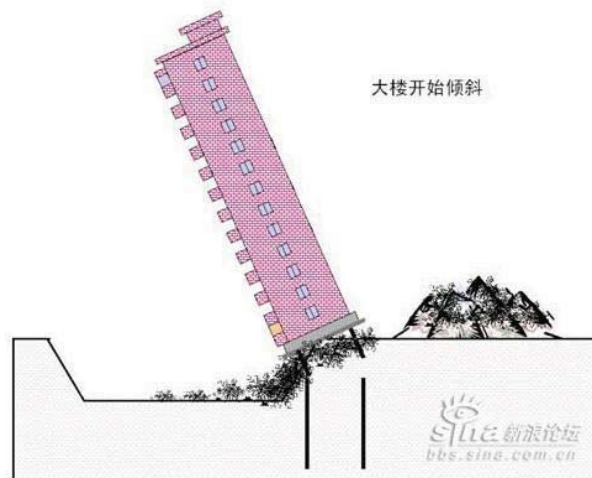


Figura 4.3 Falla de la Cimentación



Figura 4.4 Edificio Después de la Falla

Terremoto de Turquía

Adapazari Turquía, Fecha 17/08/99



Figura 4.5 Edificio Volcado Debido a la Licuación del Suelo

Edificio de uso residencial de cuatro alturas.

Fallo en la cimentación debido a la licuefacción del terreno, dando lugar al vuelco del edificio. Pese a la aparatosidad del fallo no colapsó el edificio.

Ciudad de México, México; Septiembre de 1985



Figura 4.6 Asentamiento del Edificio

Edificio de estructura de concreto armado con cerramientos y particiones de fábrica dañado durante el terremoto de Ciudad de México, México; Septiembre de 1985; magnitud Richter 8,1; máxima intensidad M.S.K. IX. El edificio se ha hundido en el terreno aproximadamente media planta, mientras que el resto de la estructura no ha sufrido daños.

*Investigar:

- Torre de Pisa (Italia)
- Palacio de las bellas artes (México D.F.)
- Edificio N. León (Tlatelolco, México. D.F.)

4.2 Teorías Para la Obtención de Capacidad de Carga

En este subtema se analizarán teorías para la obtención de la capacidad de carga tales como:

- Terzaghi
- Meyerhof
- Skempton
- Vésic

4.2.1 Teoría de Terzaghi

La teoría desarrollada por Karl Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del medio continuo. La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y su impacto en la mecánica de suelos ha sido de tal trascendencia que aún hoy, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profunda.

Con base a los estudios de Prandtl para el caso de un medio puramente cohesivo, extendidos para un medio cohesivo y friccionante, Terzaghi propuso el mecanismo de falla; a este mecanismo de falla Terzaghi lo desarrolló para suelos reales, tomando en cuenta el peso del suelo y la fricción entre el suelo y la zapata. La máxima presión media q_u aplicada en la base de la zapata produce la falla del mecanismo, el cual se forma por las zonas I, II, y III.

La zona I es una cuña de suelo que desciende junto con la zapata, donde el suelo se encuentra en equilibrio elástico y su deformación volumétrica es pequeña y su inclinación está dada por ' α ' que es igual a $45^\circ + (\phi/2)$, siendo ϕ , el ángulo de fricción interna del suelo.

La zona II es una zona de equilibrio plástico radial, donde las superficies de falla curvas son espirales logarítmicas y las planas son radios de la espiral que pasan por el punto 'b'.

En la zona III es donde las superficies de falla plástica son planas y forman un ángulo $\gamma = 45^\circ - (\phi/2)$ con la horizontal.

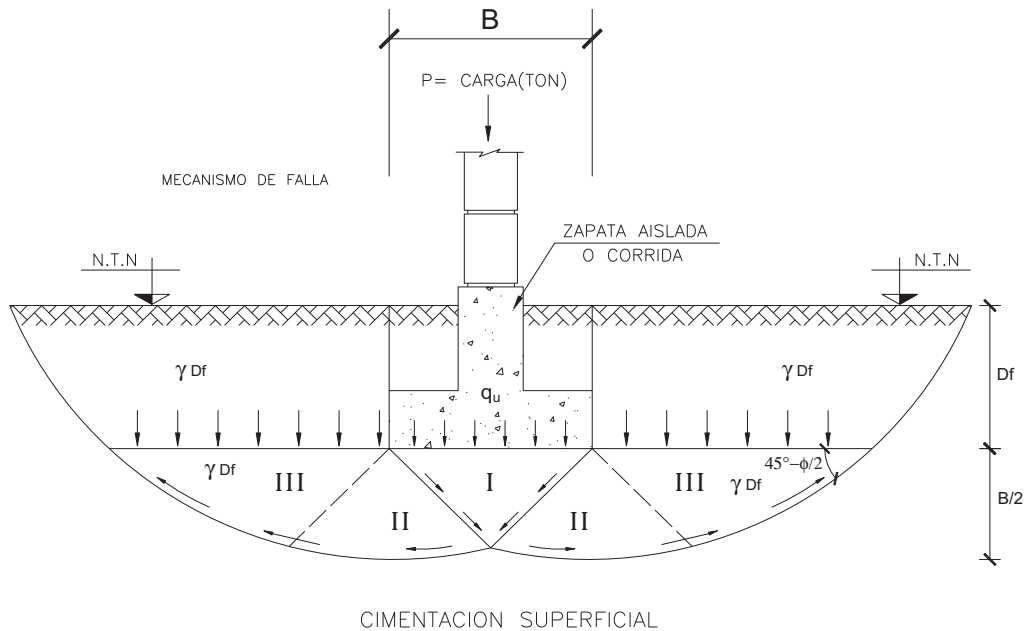


Figura 4.7 Mecanismo de Falla para una Zapata de Longitud Infinita

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última de una cimentación en la forma:

$$q_u = c' N_c s_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Dónde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c , N_q y N_γ : son factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo de fricción interna del suelo y se encuentran en la tabla 2.2

S_c y S_γ son factores que dependen de la forma de la cimentación, dados por la siguiente tabla 4.1:

	Corrida	Circular	cuadrada
S_c	1.0	1.3	1.3
S_γ	1.0	0.6	0.8

Tabla 4.1 Factores de Forma de Terzaghi

Por lo que para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones corridas, cuadradas o circulares se pueden hacer las siguientes simplificaciones a la expresión de Terzaghi:

$$q_u = c' N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \text{ (Cimentaciones corridas)}$$

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \text{ (Cimentaciones cuadradas)}$$

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.3 \gamma D N_\gamma \text{ (Cimentaciones circulares)}$$

Siendo 'D' el diámetro de la cimentación.

También se puede hacer una modificación a la fórmula general de Terzaghi cuando se aplica a suelos puramente cohesivos, debido a que los valores de N_c , N_q y N_γ se vuelven:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Por lo tanto la ecuación quedaría:

$$q_u = 5.7c + \gamma D_f$$

\emptyset	N_c	N_q	N_γ	\emptyset	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tabla 4.2 Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi

4.2.1.1 Capacidad de Carga Admisible

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S}$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga última.

C = Cohesión

γ = Peso volumétrico del suelo

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga dependientes de ϕ

B = Ancho de la cimentación.

$F.S = 3$ = Factor de seguridad mínimo recomendado.

q_{adm} = Capacidad de carga admisible

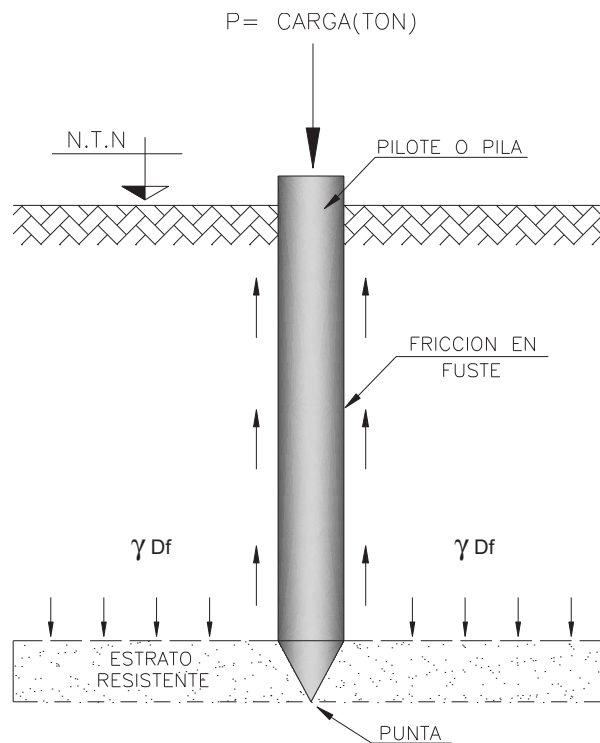


Figura 4.8 Cimentación Profunda

Capacidad de carga de una cimentación profunda

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{Q_u}{3}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

$$Q_p = \bar{P}_o N'_q A_p = (\gamma D f N'_q) \Delta p$$

$$Q_f = K_s \bar{P}_s \tan \alpha A_s$$

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga ultima total.

Q_p = Capacidad de carga ultima por punta

Q_f = Capacidad de carga ultima por fricción.

A_p = Area de la punta

A_s = Area del fuste

$$\delta = 2\theta/3$$

K_s = Coeficiente pasivo de presión de tierras.

\bar{P}_s = Esfuerzo promedio efectivo en el fuste.

\bar{P}_o = Esfuerzo efectivo en la planta del pilote

N'_q = Factor de carga dependiente de ϕ

Q_{adm} = Capacidad de carga admisible

4.2.2 La Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi expuesta anteriormente no se toman en cuenta los esfuerzos desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante de la cimentación; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis se aleja más de la realidad cuanto más profundo se vuelva el cimiento considerado.

Meyerhoff trató de cubrir esta deficiencia en una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes, pero desde luego tampoco resuelve el problema con completo rigor científico y está sujeta a hipótesis de importancia. En esta teoría, obtuvo los valores de los factores N haciendo pruebas en la zona abd' junto con el arco ad' de la Figura 2.5 y que se muestran en la Tabla 2.3.

Meyerhof propuso una ecuación para la capacidad de carga similar a la de Terzaghi, incluyendo factores de forma que no varían mucho a los propuestos por el mismo Terzaghi, pero agregando S_q con el término que lleva N_q , así como también anexó factores de profundidad d_i y factores de inclinación i_i para los casos en los que la carga esta inclinada de la vertical; quedando al final la ecuación:

- Para carga vertical:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_d + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

- Para carga inclinada:

$$q_u = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0.5\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Dónde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

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

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

S_c , S_q y S_γ son factores de forma y valen lo siguiente:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} \text{ para cualquier } \phi$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0$$

d_c , d_q y d_γ son factores de profundidad con valor:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \text{ para cualquier } \phi$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0$$

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

i_c , i_q e i_γ son factores de inclinación dados por:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2 \text{ para cualquier } \phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2 \text{ para } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \text{ para } \theta > 0 \text{ y } \phi = 0$$

y siendo todas las $i_i = 1$ cuando $\theta = 0$

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.1
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	8.0
28	25.79	14.7	11.2
30	30.13	18.4	15.7
32	35.47	23.2	22.0
34	42.14	29.4	31.1
36	50.55	37.7	44.4
38	61.31	48.9	64.0
40	75.25	64.1	93.6
45	133.73	134.7	262.3
50	266.50	318.5	871.7

Tabla 4.3 Factores de Capacidad de Carga de Meyerhof

Hasta una profundidad de $D \approx B$ la capacidad de carga última de Meyerhof no difiere mucho con los valores dados por el método de Terzaghi. La diferencia se vuelve más pronunciada cuando se incrementa el cociente D/B .

4.3 Requisitos de Seguridad a Satisfacer para Una Cimentación.

- 1) Tener un factor de seguridad suficiente contra falla. El factor de seguridad mínimo contra falla es 3, recomendado por Terzaghi y adoptado por la mayoría de los códigos de construcción, nacionales y extranjeros. Los códigos de construcción lo definen como estado límite de falla.

- 2) No tener deformaciones excesivas que puedan causar daño a la estructura o bien que afecten su funcionamiento. Se conoce como asentamientos permisibles, tanto diferenciales como totales. En los códigos o reglamentos se conoce como estado límite de servicio.

CAPÍTULO 5

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Estas expresiones se refieren a cimentaciones donde la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento tomándose también como referencia que la base de la cimentación sea mayor que la profundidad de desplante de la misma.

En otras palabras las cimentaciones superficiales son aquellas que descansan en las capas superficiales del suelo, las cuales son capaces de soportar la carga que recibe de la construcción por medio de una ampliación de base.

El material más empleado en la construcción de cimientos superficiales es la piedra, cuando se trata de construcciones ligeras, siempre y cuando ésta sea resistente, maciza y sin poros; sin embargo el concreto armado es un extraordinario material de construcción y siempre resulta más recomendable.

Los tipos de cimentaciones poco profundas más frecuentes son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

5.1 Zapatas Aisladas

Son elementos estructurales, generalmente de concreto reforzado, cuadrados o rectangulares (rara vez circulares), que se construyen debajo de las columnas para transmitir su carga al terreno en una mayor área y lograr una presión apropiada. Las zapatas aisladas, en general, se recomiendan construir cuando la carga de la columna es aproximadamente 75% menor que la capacidad de carga admisible del suelo. Por experiencia se recomienda que la zapata aislada deberá emplearse cuando el suelo tenga una capacidad de carga admisible no menor de $10\,000\text{ kg/m}^2$, esto con el fin de que sus lados no resulten exageradamente grandes.

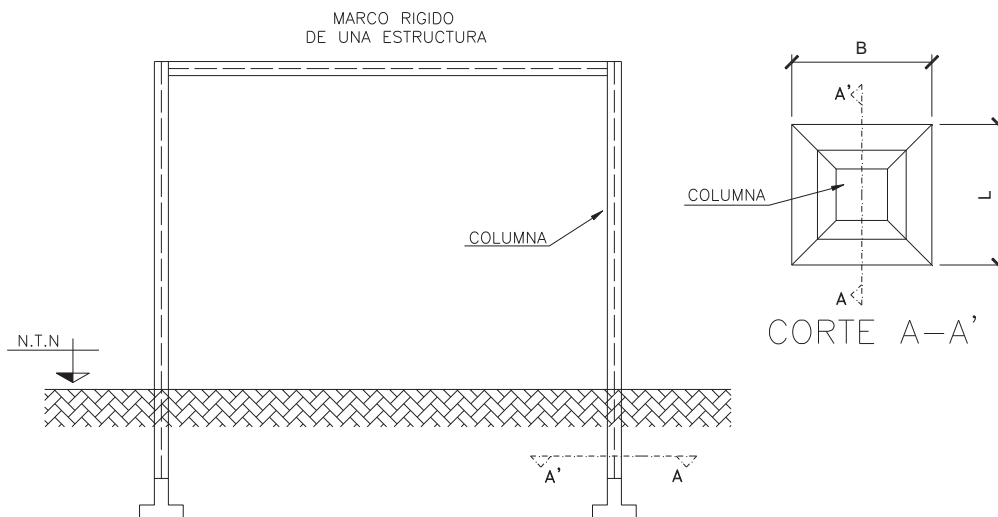


Figura 5.1 Marco de Una Estructura Cimentado Con Zapatas Aisladas

También se pueden usar zapatas de forma circular, aunque son poco usuales.

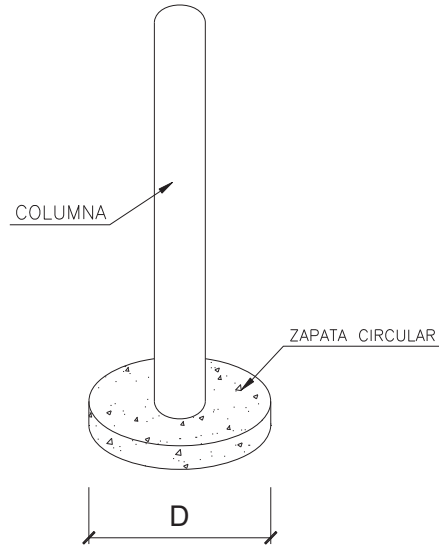


Figura 5.2 Zapata Aislada Circular

Las zapatas pueden estar desplantadas en:

1. Suelos Mixtos (Mezclas de gravas, arenas y suelos finos; Limos y arcillas)

La ecuación que aplica en estos casos para determinar su capacidad de carga última es la siguiente:

$$q_u = CN_c + \gamma D_f N_q + A\gamma B N_\gamma$$

2. Suelos Friccionantes o Granulares (Grava, arena o mezcla de ambos suelos)

La ecuación que aplica en estos casos para determinar su capacidad de carga última es la siguiente:

$$q_u = \gamma D_f N_q + A\gamma B N_\gamma$$

3. Suelos Finos o Cohesivos (Limos y arcillas)

La ecuación que aplica en estos casos para determinar su capacidad de carga última es la siguiente:

$$q_u = CN_c + \gamma D_f$$

* $N_c = 5.7$ para $\theta = 0$

**Una cimentación se considera somera o superficial cuando $B \geq D_f$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga ultima del suelo; Kg/cm², Ton/m², lbs/ft², etc ...

C = Cohesion del suelo; Kg/cm², Ton/m², etc ...

γ = Peso volumétrico del suelo; Kg/cm³, Ton/m³, etc ...

D_f = Profundidad de desplante de la cimentacion; m, cm, ft, etc ...

$A = 0.3$ (Zapatas circulares), 0.4 (Zapatas cuadradas), 0.5 (Zapatas rectangulares).

B = Ancho o dimensión menor de la cimentación; m, cm, ft, etc ...

N_c, N_q, N_γ = Factor de carga dependiendo de θ ; Adimensionales.

θ = Angulo de fricción interna del suelo; En grados.

5.2 Zapatas Corridas

Tienen la misma función que las anteriores, pero su longitud supera a su ancho. Soportan varias columnas o incluso un muro, lo cual ayuda a repartir uniformemente las cargas a la zapata.

Este cimiento se puede construir más fácilmente calculando la zapata como aislada, con su área correspondiente para cada apoyo, uniendo varias zapatas con una contratrabe, las contratrabes le dan rigidez a la zapata y soportan los esfuerzos de reacción del suelo, evitando que se produzca una falla por flexión o por cortante.

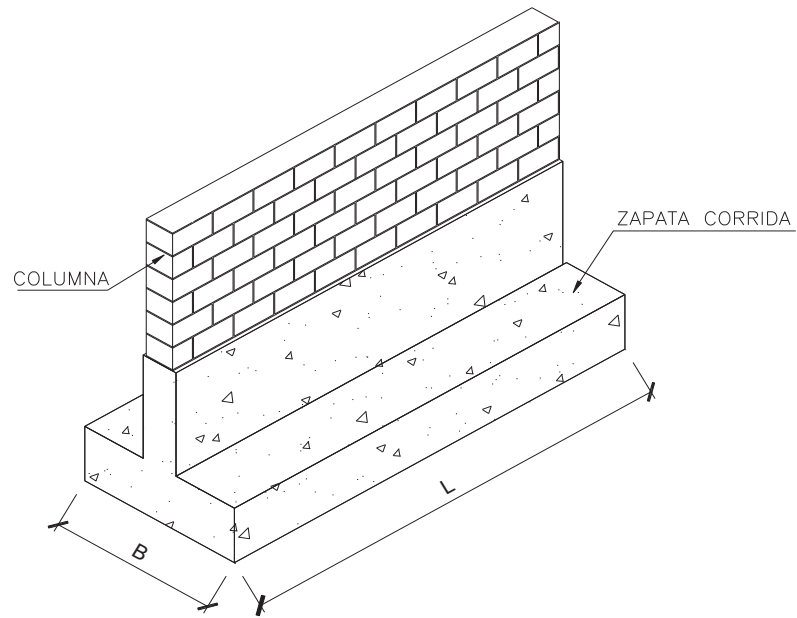


Figura 5.3 Zapata Corrida Sosteniendo Un Muro

En este caso aplican las mismas ecuaciones como en las zapatas aisladas, solo que $A = 0.5$ siempre.

*Regla practica

$\sum A_c \leq 0.25A_{total}$ = Zapata corrida

$\sum A_c \geq 0.5A_{total}$ = Losa de cimentación

5.3 Problemas de Aplicación

Problema 1.

Determine la capacidad de carga admisible de la siguiente cimentación y su asentamiento inmediato:

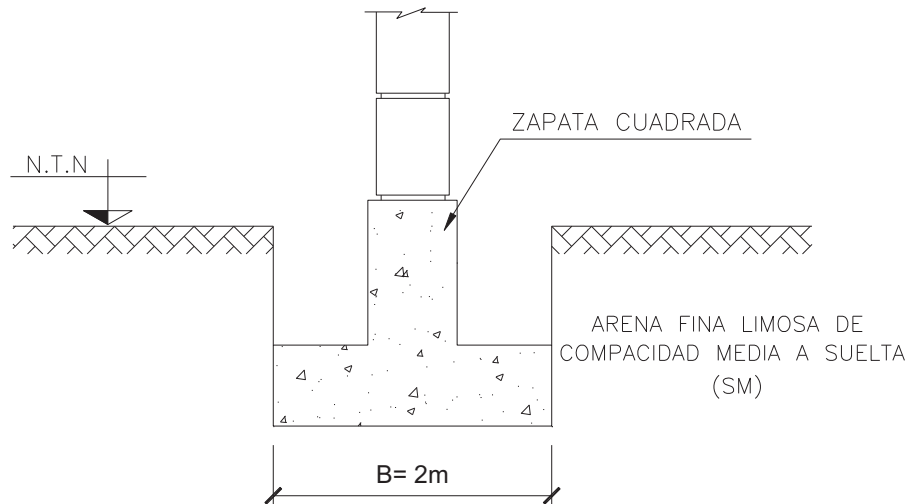


Figura 5.4 Cimentación Con Zapata Cuadrada

Datos:

$$\theta = 30^\circ$$

$$E_s = 2,500 \text{ Ton/m}^2$$

$$N_q = \frac{22.5+9}{2} = 15.75$$

$$N_\gamma = \frac{21+5}{2} = 13$$

Solución:

1) Capacidad de carga admisible:

$$q_u = CN_\epsilon + \gamma D_f N_q + A\gamma B N_\gamma$$

Como $C = 0$

Como la zapata es cuadrada $A = 0.4$

$$q_u = (1.6)(1)(15.75) + (0.4)(1.6)(2)(13) = 41.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{41.84}{3} = 13.95 \text{ Ton/m}^2 \approx 14 \text{ Ton/m}^2$$

2) Asentamiento:

$$\Delta H = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_w$$

$$\Delta H = \frac{(14)(2)(1 - 0.25^2)}{2,500} (1.12) = 0.012\text{m} = 1.2\text{cm}$$

Resumen:

$$q_{adm} = 14 \text{ Ton/m}^2$$

$$\Delta H = 1.2 \text{ cm}$$

Problema 2:

Determine la capacidad de carga para cada condición de suelo señalada en la siguiente figura:

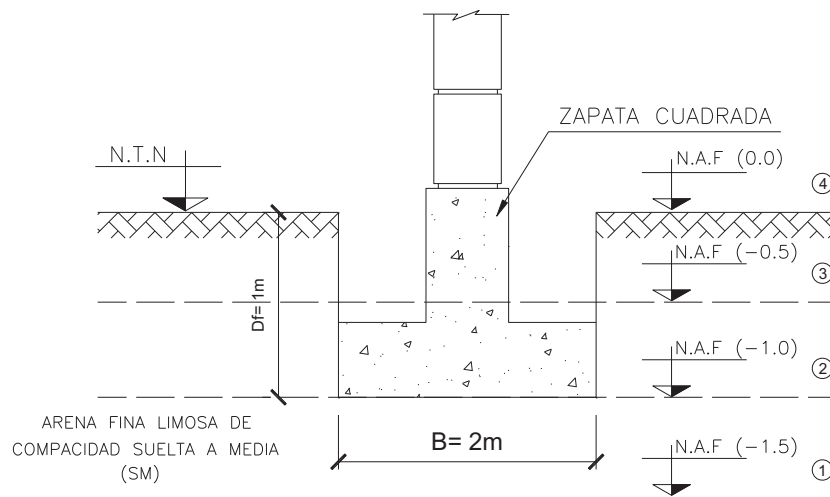


Figura 5.5 Zapata Cuadrada Con Diferentes N.A.F

Datos:

$$N_q = 15.75$$

$$N_\gamma = 13$$

$$\theta = 30^\circ$$

Solución:

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (1.4)(1)(15.75) + 0.5(1.6)(2)(13)$$

$$q_u = 41.89 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{41.84}{3} = 13.92 \text{ T/m}^2 \approx 14 \text{ T/m}^2$$

Capacidad de carga para la condición (N.A.F = 1.50m)

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (1.6)(1.0)(15.75) + 0.5 \left[\frac{(1.6) + (1.6 - 1)}{2} \right] (2)(13)$$

$$q_u = 25.2 + 14.3 = 39.5 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{39.5}{3} = 13 \text{ T/m}^2$$

Capacidad de carga para la condición N.A.F a 1 metro.

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (1.6)(1)(15.75) + 0.5(1.6 - 1)(2)(13)$$

$$q_u = 25.2 + 7.8 = 33 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{33}{3} = 11 \text{ T/m}^2$$

Capacidad de carga para la condición 4

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (1.6 - 1)(1)(15.75) + 0.5(1.6 - 1)(2)(13)$$

$$q_u = 9.45 + 7.8 = 17.23 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{17.23}{3} = 5.826 \text{ T/m}^2$$

Calculo de C_w

C_w = Factor de corrección por posición de NAF de capacidad de carga.

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right)$$

Caso 1

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{1.5}{1 + 2} \right) = 0.75$$

Caso 2

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{1}{1 + 2} \right) = 0.66$$

Caso 4

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{0}{1 + 2} \right) = 0.5$$

q_u T/m^2	D_f (m)	B (m)	$NAF (D_w)$ (m)	$Carga$ %	$F.S.$	q_{adm} T/m^2	* q_{adm} T/m^2
41.34	1.0	2.0	>2	100	3	14	14
39.50	1.0	2.0	1.5	94.4	3	13	10.5
33.0	1.0	2.0	1.00	78.9	3	11	9.1
17.25	1.0	2.0	0.00	41.2	3	5.826	7.0

$$* q_{adm} = q_{adm} \times D_w$$

Tabla 5.1 Resultados del Problema 2

5.3 Capacidad de Carga Admisible en Suelos Cohesivos

De la ecuación general de Terzaghi:

$$q_u = CN_c + \gamma D_f N_q + AB\gamma N_\gamma$$

Un suelo puramente cohesivo implica que $\theta = 0$ y $c \neq 0$:

De acuerdo con lo anterior:

$$\text{Para } \theta = 0$$

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0.0$$

Aplicando los valores anteriores a la ecuación general de Terzaghi tenemos:

$$q_u = C(5.7) + \gamma D_f(1.0) + AB\gamma(0.0) \therefore$$

$$q_u = 5.7C + \gamma D_f$$

Que es la ecuación de Terzaghi para suelos puramente cohesivos.

5.4.1 Problemas de Aplicación

Problema 1.

Determine la capacidad de carga admisible de la cimentación siguiente:

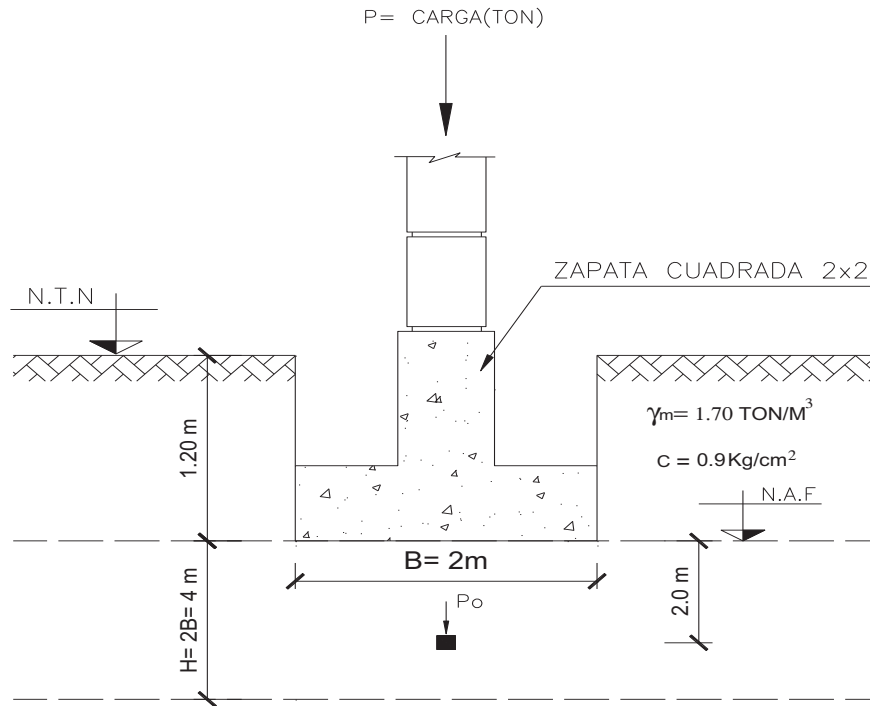


Figura 5.6 Zapata Cuadrada en Suelo Cohesivo

Datos:

$$\gamma_m = 1.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$W = 35\% *$$

$$LL = 38\% *$$

$$S_s = 2.72$$

$$c = 0.75 \text{ Kg/cm}^2 = 7.5 \text{ T/m}^2$$

*Solo se puede usar la ecuación de Skempton cuando el contenido de W es cercano al LL.

a) Capacidad de carga admisible:

$$q_u = 5.7C + \gamma D_f$$

$$q_u = 5.7(7.5) + 1.7(1.20) = 44.8 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{44.8}{3} = 14.9 \text{ T/m}^2 \approx 15 \text{ T/m}^2$$

b) Asentamiento por consolidación:

Como $W \cong LL$

Entonces:

$$C_c = i_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(38 - 10) = 0.252$$

$$e_0 = WS_s = (0.35)(2.72) = 0.952$$

$$H = 2B = 4$$

$$P_0 = (1.70)(1.20) + (1.78 - 1)(2) = 3.6 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta p = \frac{P}{(B+Z)^2} = \frac{60}{(2+2)^2} = 3.75 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta H = \frac{i_c}{1 + e_0} H \log\left(\frac{\bar{P}_0 + \bar{\Delta P}}{P_0}\right) = \frac{0.252}{1 + 0.952} (4) \log\left(\frac{3.6 + 3.15}{3.6}\right)$$

$$\Delta H = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

Problema 2

Diseñe una cimentación para 2 columnas de acuerdo con los siguientes datos:

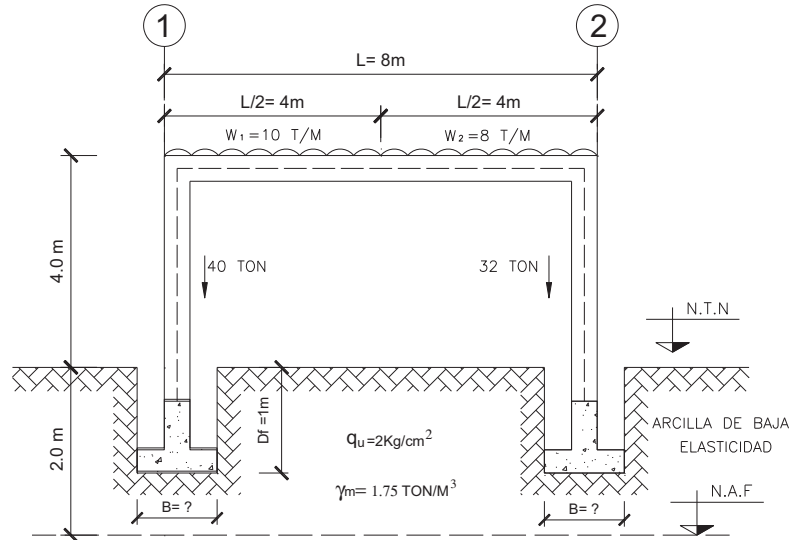


Figura 5.7 Zapatas Aisladas Soportando Columnas

Datos:

$$\gamma_m = 1.75 \text{ Ton/m}^2$$

$$W = 45\%$$

$$LL = 48\%$$

$$S_s = 2.72$$

a) Determinación de la carga de cada columna (P), Gravitacional.

$$P_1 = W_1 \frac{L}{2} = 40 \text{ Ton} \quad P_2 = W_2 \frac{L}{2} = 32 \text{ Ton}$$

b) Determinación de q_{adm} :

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3} = \frac{5.7C + \gamma Df}{3} = \frac{5.7(10) + 1.75(1)}{3} = 19.6 \text{ T/m}^2$$

c) Determinación de las dimensiones de la zapata. (Considerando una zapata cuadrada)

Si:

$$q_u = q_{adm}$$

$$q_{adm} = \frac{P}{A_c} \quad \rightarrow \quad A_c = \frac{P}{q_{adm}}$$

Como el área de la cimentación es cuadrada:

$$A_c = B^2$$

∴

$$B^2 = \frac{P}{q_{adm}} \quad \rightarrow \quad B = \sqrt{\frac{P}{q_{adm}}}$$

$$B_1 = 1.43\text{m} \approx 1.5\text{m}$$

$$B_2 = 1.28\text{m} \approx 1.3\text{m}$$

Problema 3

Dimensione una zapata aislada para una columna que tiene una carga $P = 120T$ de acuerdo con las siguientes características del suelo:

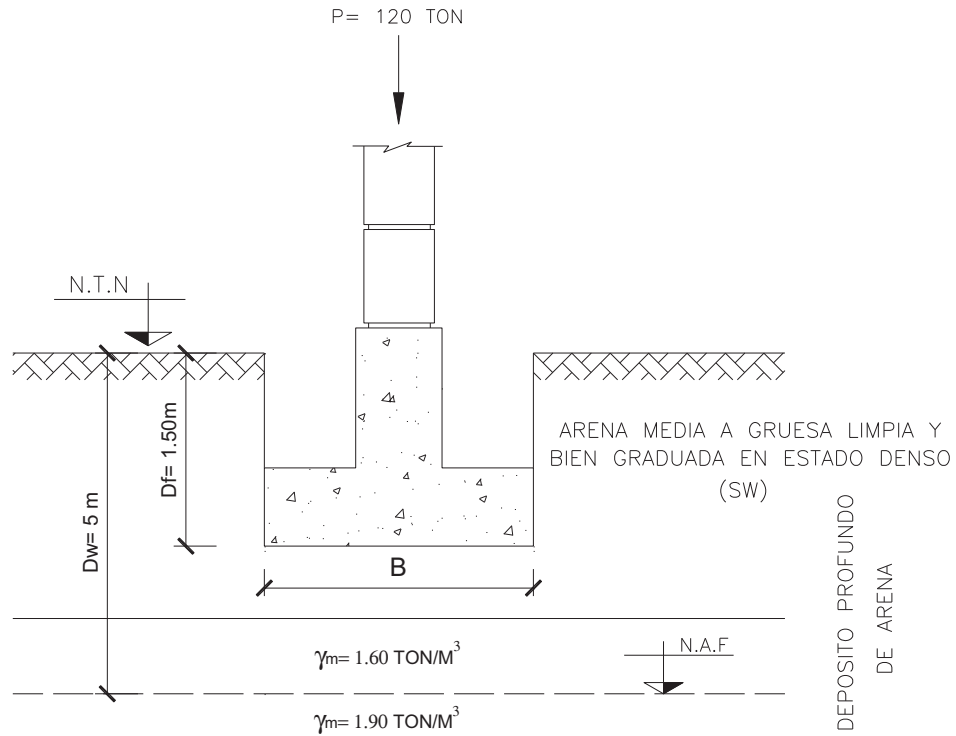


Figura 5.8 Zapata en Suelo Con Diferentes Pesos Volumétricos

Solución:

$$\theta = 36^\circ$$

Tipo de falla general: $N_q = 45$; $N_\gamma = 45$

$$q_{\text{desc}} = \frac{P}{A_c} = \frac{120}{B \times B} = \frac{120}{B^2}$$

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

$$q_u = (1.6)(1.5)(45) + 0.5(1.6)(B)(45)$$

$$q_u = 108 + 36B$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{(108 + 36B)}{3} = 36 + 12B$$

$$\text{Profundidad de la Superficie de Falla} = D_f + \frac{B}{2}$$

$$= 1.50 + \frac{1.50}{2}$$

$$= 2.25\text{m} < D_w = 5\text{m}$$

∴ no existe disminución de capacidad de carga por presencia del N.A.F.

Para determinar la dimensión de la zapata, debemos igualar la descarga de la cimentación con la capacidad de carga admisible:

$$q_{desc} = q_{adm}$$

$$q_{desc} = q_{adm} = \frac{P}{B^2}$$

$$\frac{P}{B^2} = 36 + 12B$$

$$120 = 36B^2 + 12B^3$$

Primer tanteo:

$$B = 2$$

$$36B^2 + 12B^3 = 120$$

$$36(2)^2 + 12(2)^3 = 120$$

$$144 + 96 = 240 > 120$$

Segundo tanteo:

$$B = 1.5$$

$$36B^2 + 12B^3 = 120$$

$$36(1.5)^2 + 12(1.5)^3 = 121.5$$

$$121.5 \cong 120$$

$$q_{desc} = q_{adm} = \frac{120}{(1.5)^2} = 53.35 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = 36 + 12(1.5) = 54 \text{ T/m}^2$$

$$q_{desc} = q_{adm} \therefore \text{Ok}$$

La zapata puede ser de 1.50m x 1.50m.

Asentamiento elástico

$$\Delta H = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_w$$

$$\text{Si } \theta = 36^\circ \Rightarrow N = 30 \text{ golpes}$$

$$E_s = 700\sqrt{N} = 700\sqrt{30} = 3,834 \text{ T/m}^2$$

$$\mu = 0.20$$

$$B = 1.50\text{m}$$

$$I_w = 1.12$$

$$q = 53.33 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta H = \frac{(53.33)(1.50)(1 - 0.20^2)}{3,834} (1.12) = 0.02\text{m} = 2\text{cm}$$

Problema 4

Dimensione la cimentación (zapata) para dos columnas; la primera tiene una carga de 100 Ton, y la segunda de 110 Ton. (El suelo es el mismo que el problema anterior).

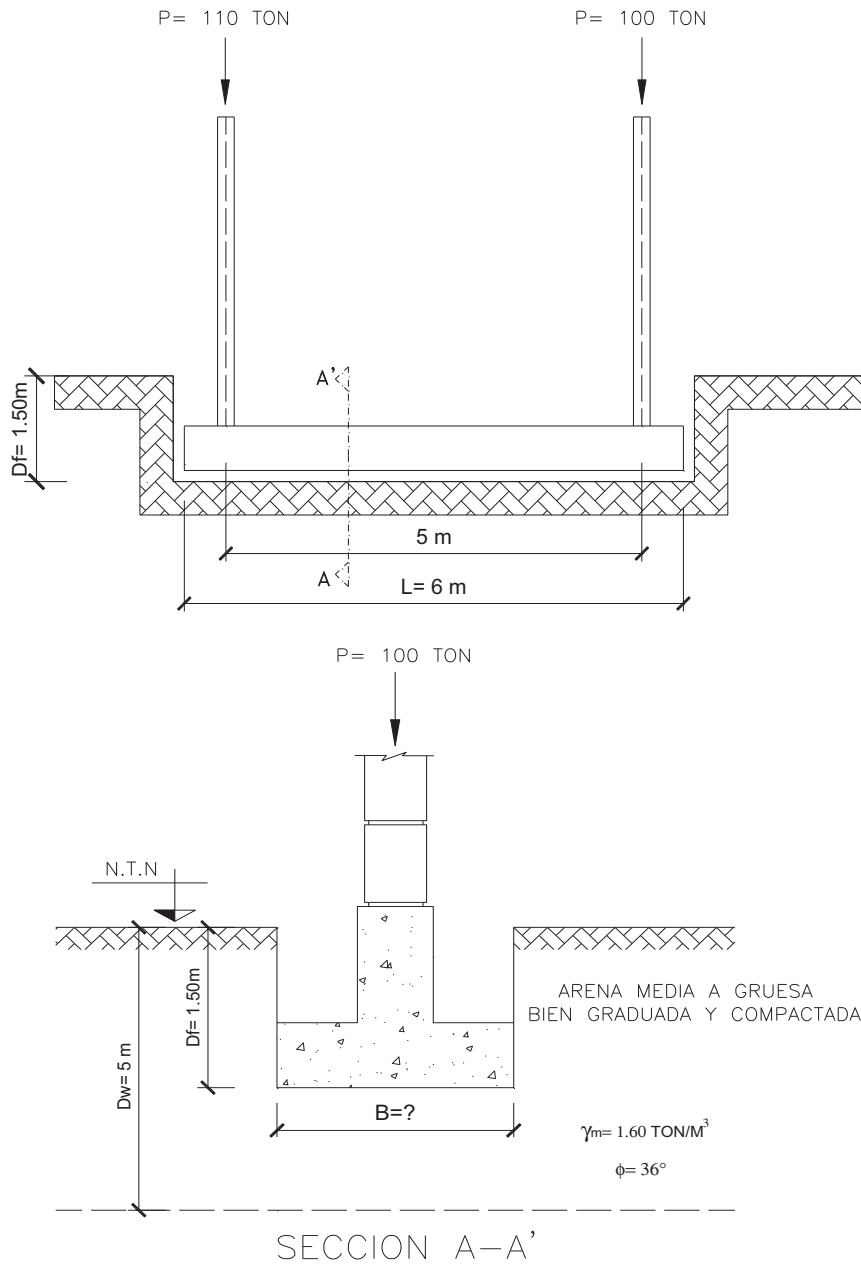


Figura 5.9 Zapata Corrida Para Dos Columnas

Solución:

$$q_{\text{adm}} = \frac{P_1 + P_2}{A_c} = \frac{P_1 + P_2}{BL} = \frac{100 + 110}{6B} = \frac{210}{6B} = \frac{35}{B}$$

$$q_{\text{adm}} = 36 + 12B \quad \leftarrow \quad \text{Del problema anterior}$$

$$q_{\text{desc}} = q_{\text{adm}}$$

$$\frac{35}{B} = 36 + 12B^2$$

$$12B^2 + \frac{36B}{a} - \frac{35}{c} = 0$$

$$B = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-36 \pm \sqrt{36^2 - 4(12)(-35)}}{2(12)}$$

$$B = 0.77\text{m} \approx 0.80\text{m}$$

$$q_{\text{desc}} = \frac{P_1 + P_2}{BL} = \frac{100 + 110}{(0.8)(6)} = 43.75 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 54 \text{ T/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{\text{adm}} = 36 + 12(0.77) = 45.24 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{desc}} < q_{\text{adm}} \quad \therefore \text{OK}$$

5.4 Losas de Cimentación

Cuando la cimentación tiene dimensiones superiores a 5m por lado se desplanta superficialmente o a poca profundidad respecto a sus dimensiones se define como losa de cimentación.

Una losa de cimentación es una plataforma grande de concreto usada como interface entre una columna o grupo de columnas y el suelo.

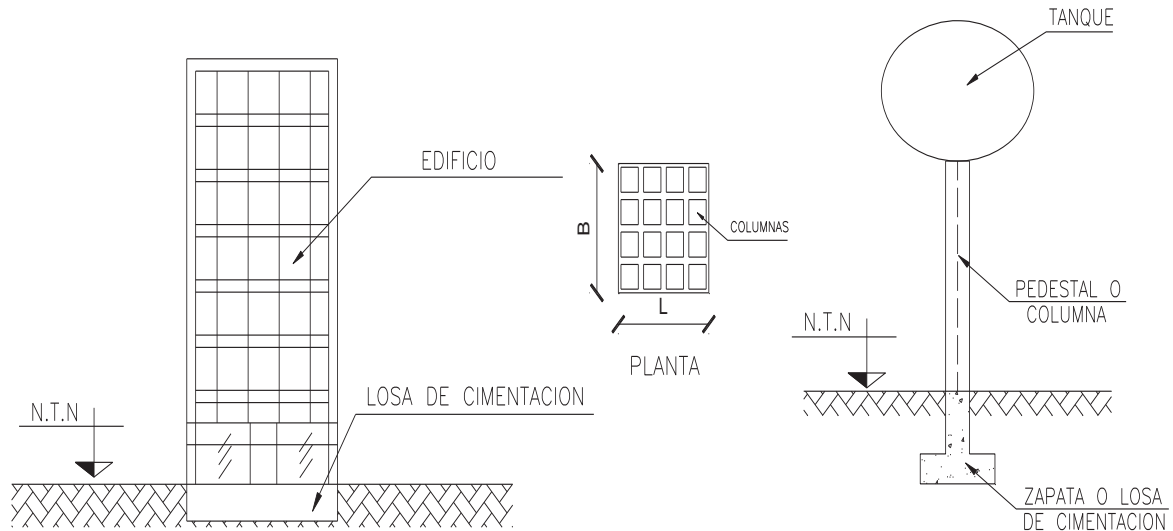


Figura 5.10 Losas de Cimentación en Diferentes Estructuras

Cuando el área de cimentación este ocupada en más del 25% por cimentaciones aisladas se usaran zapatas corridas.

Cuando el 50% o más del área de construcción este ocupada por cimentaciones del tipo zapata corrida, se usara losa de cimentación.

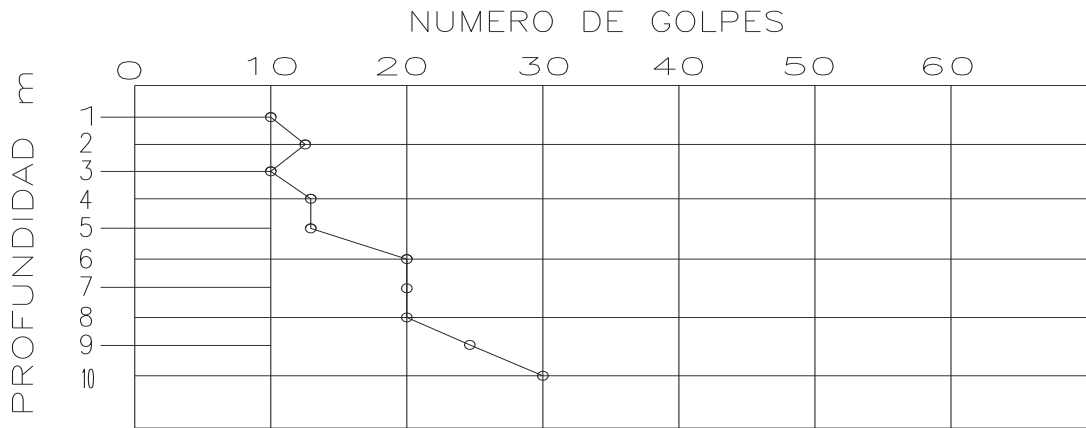
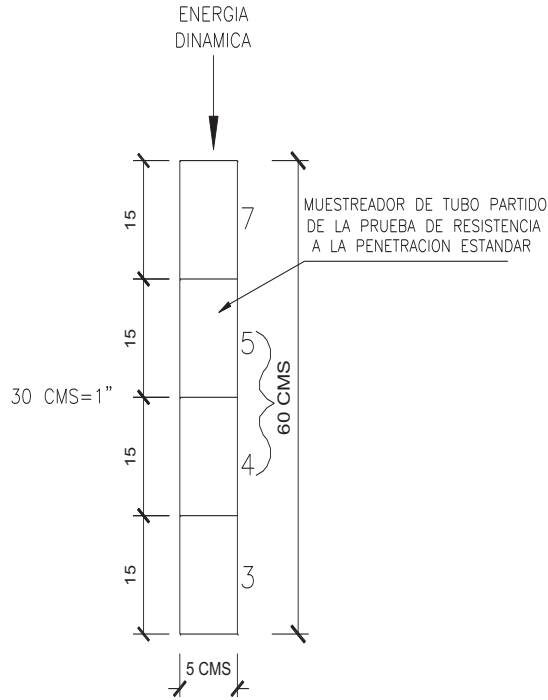
Si $B \geq 5m$ las ecuaciones de Terzaghi dan valores muy altos para suelos friccionantes o granulares.

Para remediar esta situación Pech propuso la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = 2.15N$$

Dónde:

N = El número de golpes de la prueba de resistencia a la penetración estándar (SPT)



PERFIL DEL NUMERO DE GOLPES DE LA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR EN ARENAS

$$\bar{N} = \frac{10 + 15 + 10 + 15 + 20 + 20 + 20 + 25 + 30}{10}$$

$$\bar{N} = 18 \text{ Golpes}$$

∴

$$q_{\text{adm}} = 2.15N = 2.15(18) = 38.7 \text{ T/m}^2$$

$$D_w = 5\text{m}$$

$$D_f = 0$$

$$B = 20\text{m}$$

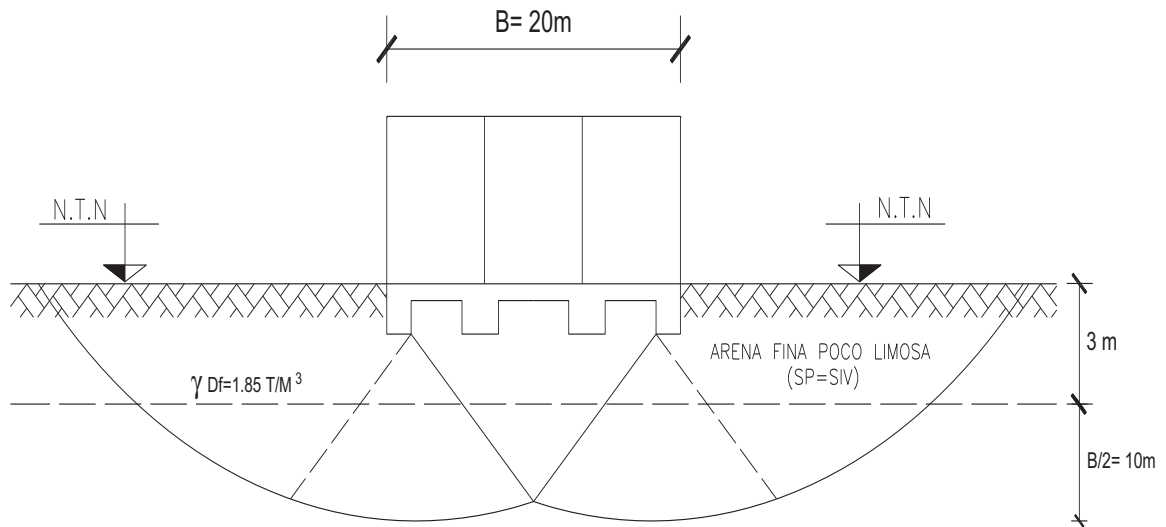


Figura 5.11 Superficie de Falla en Losa de Cimentación

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right) = 0.5 + 0.5 \left(\frac{5}{0 + 20} \right) = 0.625 \therefore$$

$$q'_{\text{adm}} = C_w q_{\text{adm}} = (0.625)(38.7) = 24.19 \text{ T/m}^2$$

Solución por Terzaghi:

$$q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma$$

$$N = 18 \Rightarrow \theta = 31^\circ$$

\therefore

$$N_\gamma = 24 \leftarrow \text{Falla general o frágil}$$

$$N'_\gamma = 5 \leftarrow \text{Falla local o Plástica}$$

$$\bar{N}_\gamma = 14.5$$

$$q_u = 0.5 B \gamma N_\gamma = 0.5(20)(1.85)(14.5) = 268.25 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{268.25}{3} = 89.42 \text{ T/m}^2$$

$$q'_{\text{adm}} = 0.625(89.42) = 55.89 \text{ T/m}^2$$

5.5 Formas de Fallas Reales en los Suelos

Hasta este momento no hay un método para obtener la capacidad última de una cimentación más que puras estimaciones. Aleksandar S. Vésic ha sugerido algunos hechos significativos en torno al problema de la capacidad de carga de los suelos, tanto en lo referente a los mecanismos de falla, como en lo que atañe a su cuantificación propiamente dicha.

Vésic presenta sus ideas en relación a una cimentación superficial sobre un suelo homogéneo, sujeta a una carga vertical centrada. En cuanto a los modos de falla, describe tres tipos: falla por corte general, falla por corte local y falla por punzonamiento.

Considere una cimentación que descansa sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, si la carga se aplica gradualmente, el asentamiento se incrementará. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área se iguale a q_u , habrá una falla repentina en el suelo y la zona de falla se extenderá hasta la superficie del terreno como se muestra en la Figura 1.1. Este tipo de falla se denomina *falla por corte general* y se caracteriza por tener un patrón bien definido, con una superficie de deslizamiento continua desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno en el lado opuesto.

La falla por corte local tiene la característica de poseer un mecanismo que sólo se define con claridad bajo la cimentación y que consiste en una cuña y superficies de deslizamiento, que empiezan en los bordes de la cimentación, como en el caso de la falla por corte general, pero que se pierden en algún punto más próximo al cimiento, sin llegar a desarrollarse nítidamente hasta la superficie del terreno. También en este tipo de falla se define claramente un asentamiento de la cimentación, aunque menor que en la falla por punzonamiento.

En el caso en que la cimentación se desplante sobre un suelo bastante suelto, la superficie de falla en este no se extenderá hasta la superficie. Al aumentar la carga, el movimiento vertical de la cimentación se debe a una compresión volumétrica del suelo bajo ella y cuando la penetración aumenta ocurre una ruptura vertical por corte, alrededor del cimientto. La superficie del suelo en torno a la cimentación casi no se altera, por lo que no se observan movimientos previos a la ruptura.

A este tipo de falla se le conoce como *falla por punzonamiento*.

Vésic afirma, en términos generales, que el tipo de falla depende de la compresibilidad del suelo, de las condiciones geométricas, y de las condiciones de carga y atribuye a la compresibilidad la responsabilidad principal, tanto en arenas, como en arcillas saturadas, normalmente consolidadas.

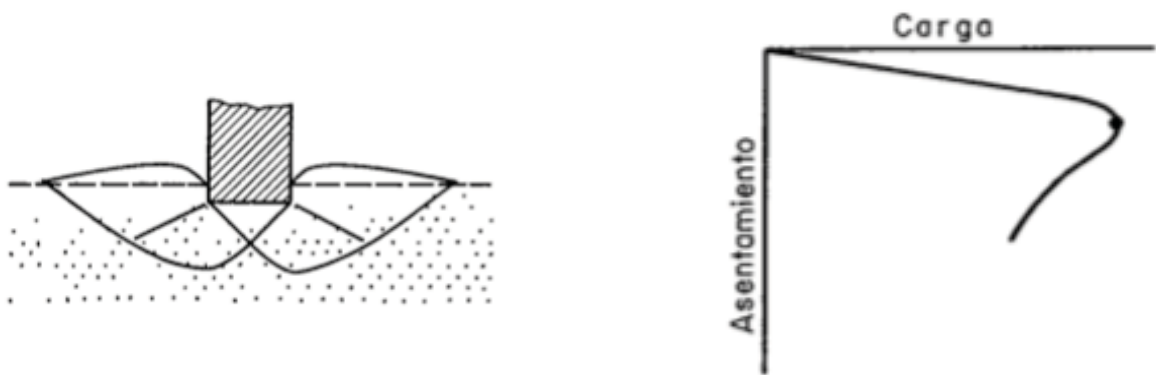


Figura 5.12 Falla por Corte General

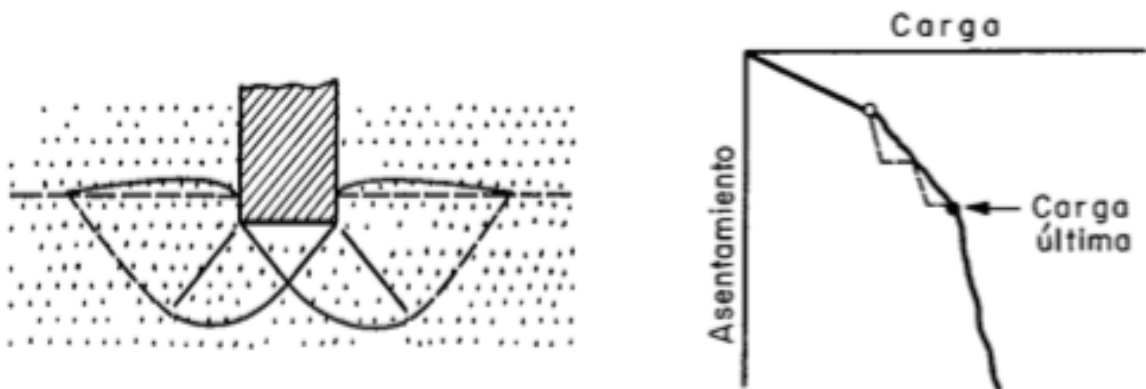


Figura 5.13 Falla por Corte Local

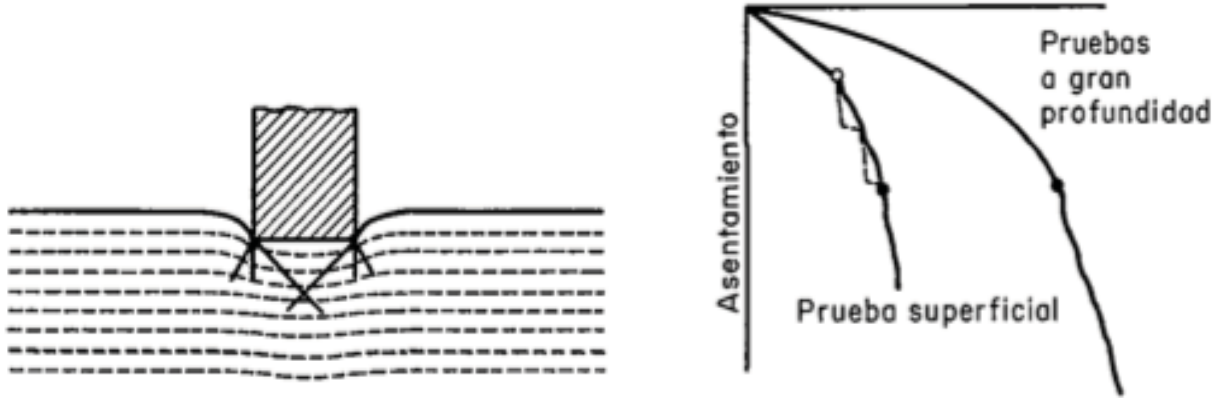


Figura 5.14 Falla por Punzonamiento

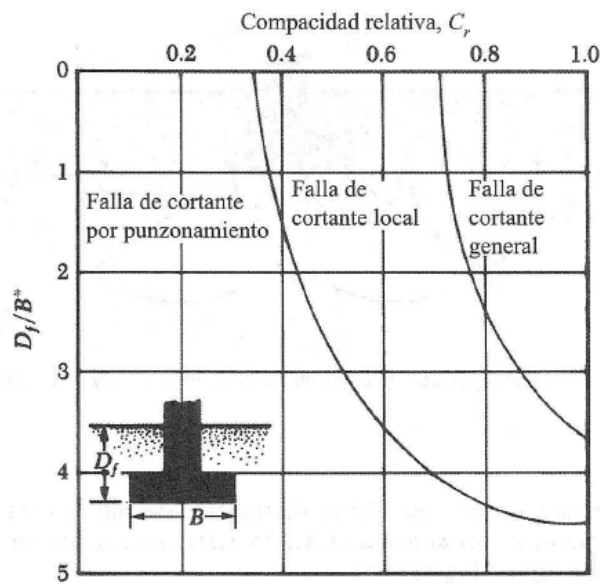


Figura 5.15 Modos de Falla en Cimentaciones Sobre Arena (Según Vesic, 1973).

5.6 La Solución de Prandtl

Una buena parte de las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis que simplifican el comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis; en algunas otras teorías, especialmente en las más recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante.

Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl, esta solución, desarrollada en el marco de la Teoría de la Plasticidad, supone al medio rígido-plástico perfecto.

Prandtl en 1920, estudió el problema de la identificación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra en la Fig. 5.16

Aquí se trata, naturalmente, de calcular la máxima presión que se puede dar al elemento rígido sin que penetre en el medio semi-infinito; a este valor particular de la presión que se encuentra, se le denomina *carga límite*.

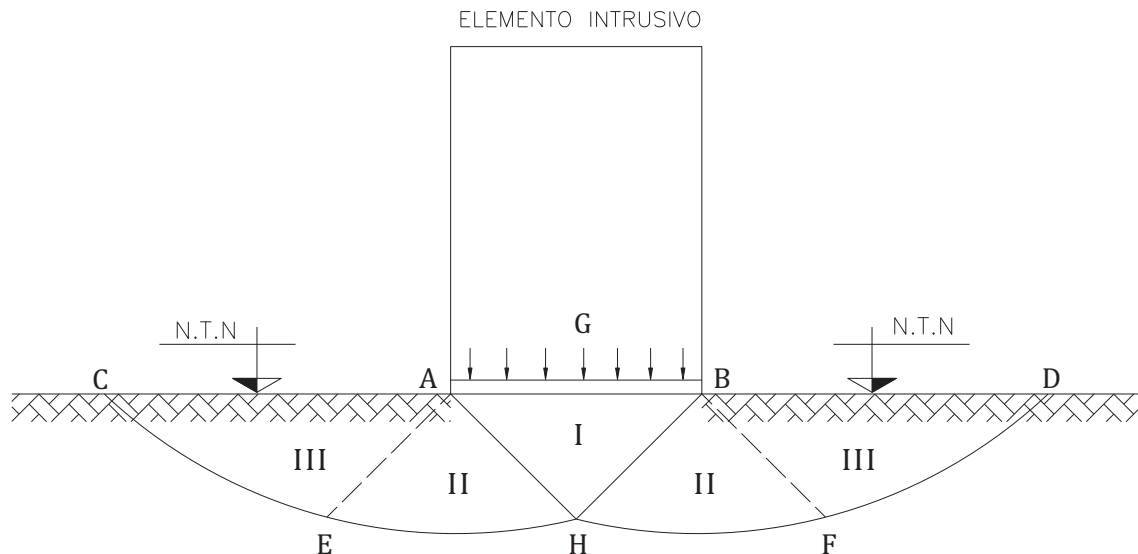


Figura 5.16 Solución de Prandtl

La superficie AB es un plano principal, por no existir en ella esfuerzos rasantes (plano liso). Las superficies AC y BD son superficies libres, exentas de todo esfuerzo y, por lo tanto, también son planos principales. Con base a lo anterior, más la intuición de que los esfuerzos normales horizontales a lo largo de AC y BD, inducidos por la presión del elemento, son de compresión, se deduce que para tener un estado de falla incipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado deba tener valor de $2c$.

Haciendo uso de la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que la región ACE es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal arriba mencionada; igualmente la región AGH es también de esfuerzos constantes. La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (AEH). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie AB está dada por el valor:

$$q_c = (\pi + 2)c$$

Lo anterior, parece indicar que en el momento del flujo plástico incipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a $(\pi+2)c$ sobre el sólido plástico semi-infinito.

La solución anterior carecería de verosimilitud física si no se le pudiese asociar un mecanismo cinemático de falla posible, con un campo de velocidades cinemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región ABH se incrusta como cuerpo rígido, moviéndose verticalmente como si formara parte del elemento rígido.

La anterior solución estudiada por Prandtl, es la base de todas las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicaciones específicas a suelos.

5.7 Losas de Cimentación en Suelos Cohesivos.

Para este caso aplica la ecuación de Terzaghi de la siguiente manera:

$$q_u = CN_C + \gamma D_f \text{ --- Terzaghi}$$

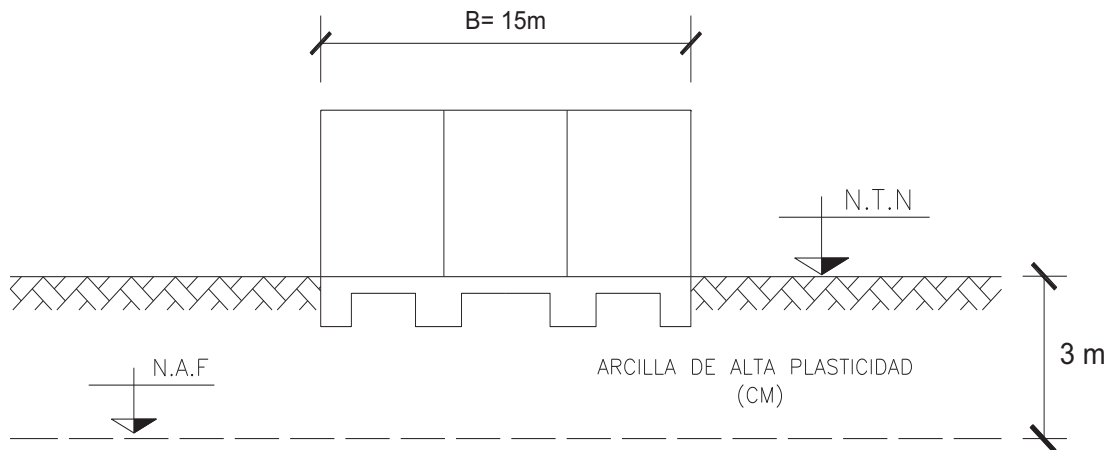


Figura 5.17 Losa de Cimentación en Suelo Cohesivo

Problema 1

$$\gamma_m = 1.75 \text{ T/m}^3$$

$$q_u = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W = 54\%$$

$$LL = 58\%$$

$$S_s = 2.72$$

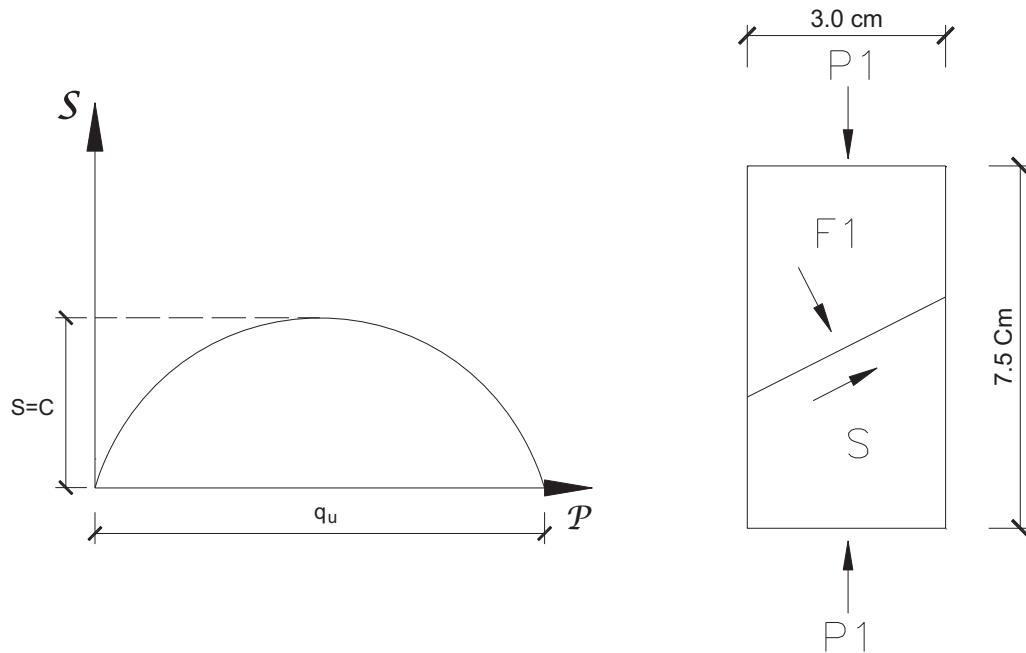


Figura 5.18 Prueba de Resistencia a la Compresión No Confinada
(Prueba de Compresión Simple)

a) Capacidad de carga admisible

Datos:

$$\text{Si } q_u = 1.25 \text{ Kg/cm}^2 = 12.5 \text{ T/m}^2$$

$$N_c = 5.7 \quad \text{Para } \theta = 0^\circ$$

$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{12.5}{2} = 6.25 \text{ T/m}^2$$

$D_f = 0\text{m}$ → porque la losa se apoya en la superficie del terreno

Por tanto:

$$q_u = CN_c + \gamma D_f = (6.25)(5.7) + (1.75)(0) = 35.625 \text{ T/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{35.625}{3} = 11.875 \text{ T/m}^2 \approx 11.9 \text{ T/m}^2$$

b) Asentamiento por consolidación

Como el estrato es de una gran potencia, seleccionaremos el espesor del estrato "H", donde el incremento de los esfuerzos producidos por la cimentación es significativo.

De acuerdo con la teoría elástica (solución de Boussinesq), aproximadamente, el 10% del incremento de los esfuerzos se presenta a una profundidad de 2B y por tanto:

$$H = 2B \Rightarrow H = 2(15) = 30\text{m}$$

El asentamiento promedio por consolidación será:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log\left(\frac{\bar{P}_o + \Delta\bar{P}}{\bar{P}_o}\right)$$

Como el suelo es preconsolidado porque $W \approx LL$:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \text{ --- --> Skempton}$$

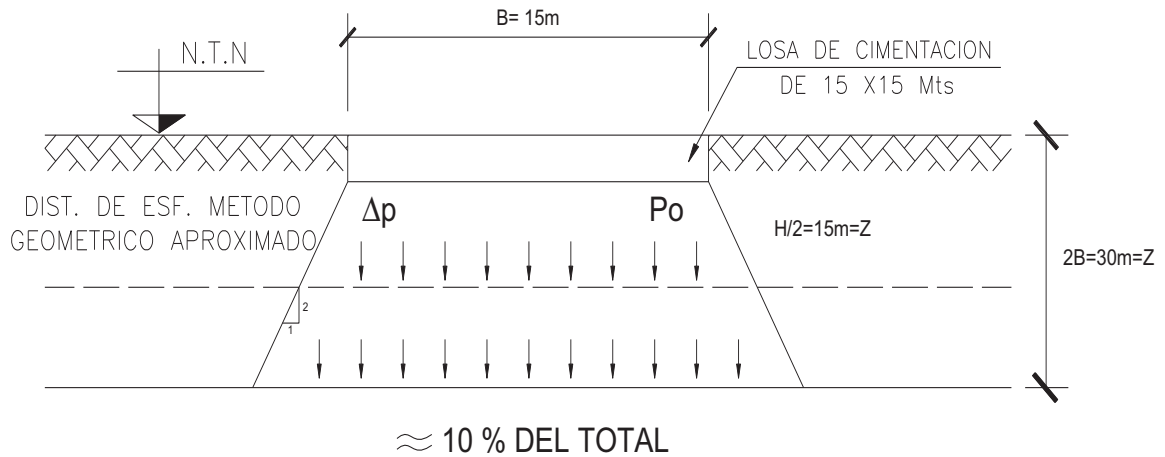


Figura 5.19 Distribución de Esfuerzos de Losa de Cimentación

El esfuerzo promedio \bar{P}_0 se encuentra a la mitad del estrato es decir a una profundidad: $\frac{H}{2} = B = 15m$

$$\bar{P}_0 = 1.75(3) + (1.75 - 1)12 = 14.25 \text{ T/m}^2$$

$$e_o = WS_s = (0.54)(2.72) = 1.468$$

$$H = 30 \text{ m.}$$

$$C_c = 0.009(58 - 10) = 0.432$$

$$\bar{\Delta P} = \frac{P}{(B + Z)^2} = \frac{q_{adm}Ac}{(B + Z)^2} = \frac{(11.9)(15)^2}{(15 + 15)^2} = 2.98 \text{ T/m}^2$$

\therefore

$$\Delta H = \frac{0.432}{1 + 1.468} (30) \log \left(\frac{14.25 + 2.98}{14.25} \right) = 0.43 \text{ m}$$

=43 cm , asentamiento promedio por consolidación

CAPÍTULO 6

CIMENTACIONES COMPENSADAS

Se entiende por cimentaciones compensadas, aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad.

Este tipo de cimentaciones han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles. Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tiene lugar una serie de expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando dicho fondo regrese a su posición original por efecto de la carga de la estructura.

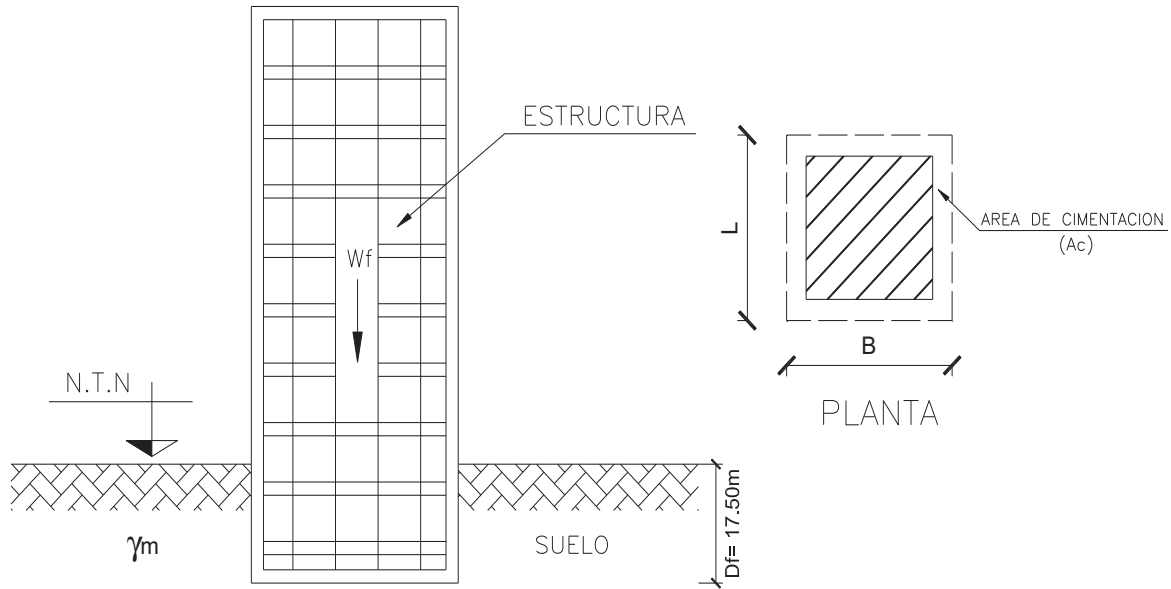


Figura 6.1 Edificio Con Una Cimentación Compensada

$$q_d = \frac{W_E}{A_c}$$

Dónde:

q_d = Presión de contacto o descarga; T/m², Kg/m², etc ...

W_E = Peso de la estructura; Ton, Kg, etc ...

A_c = Area de la cimentación; m², ft², etc ...

Esfuerzos Efectivos:

$$\bar{\sigma} = \bar{p} = \gamma_m D_f$$

Dónde:

$\bar{\sigma} = \bar{p}$ = Esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante de la cimentación.

γ_m = Peso volumetrico del suelo; T/m³, Kg/m³, etc ...

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación; m, ft, etc ...

6.1 Tipos de Cimentaciones Compensadas

- 1) Parcialmente compensadas, donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso total de la estructura: $\sigma < q_d$
- 2) Totalmente compensada, el peso de la estructura es igual al peso del material excavado: $\sigma = q_d$
- 3) Sobre-compensada, donde el peso de la tierra excavada es mucho mayor al peso total de la estructura: $\sigma > q_d$

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

6.2 Problemas de Aplicación

Problema 1:

Se proyecta la construcción de un edificio de 20 niveles por arriba del terreno natural. Debido a que el NAF se encuentra a 20m de profundidad, se ha decidido meter 5 niveles de estacionamiento por debajo del nivel del terreno.

Determine la capacidad de carga del suelo y compare los resultados de capacidad de carga admisible contra la presión de contacto de la cimentación y presente las conclusiones más importantes derivadas del análisis realizado.

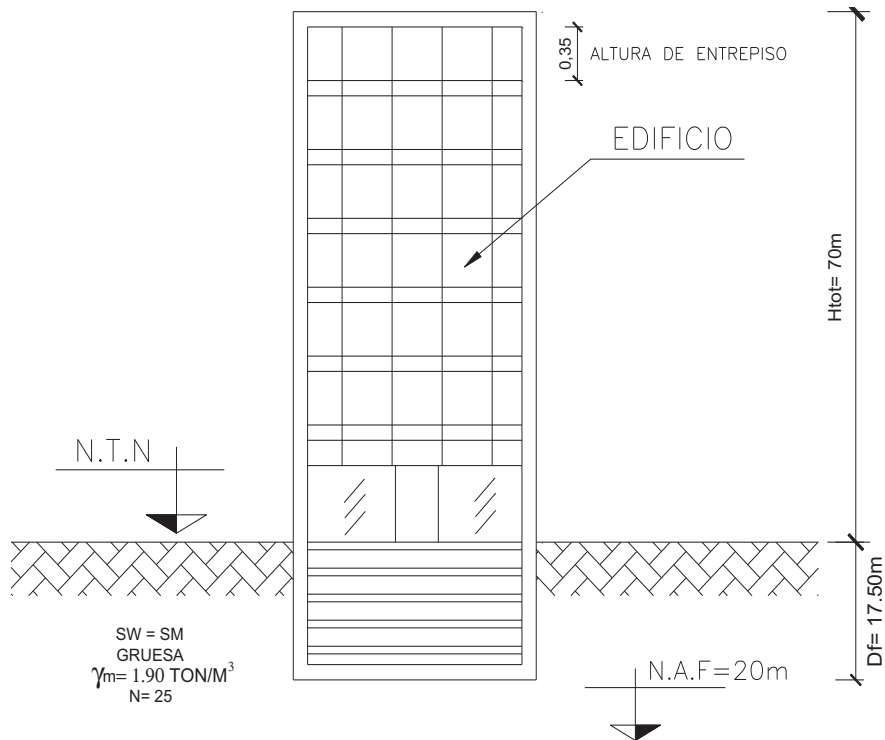


Figura 6.2 Cimentación Compensada en Suelo Granular

Carga gravitacional:

Del edificio: 1 T/m^2 por piso = W

1) Determinación de la presión de contacto o descarga q_d .

$F_1 \rightarrow$

$$\text{No. Pisos} = N_{\text{Niveles}} + 1 = 25 + 1 = 26$$

$$A = B \times L = 30 \times 40 = 1,200 \text{ m}^2$$

$$W_E = (26)(1200)(1) = 31,200 \text{ Ton}$$

$$q_d = \frac{W_E}{A_c} = \frac{31,200}{1,200} = 26 \text{ T/m}^2$$

$F_2 \rightarrow$

$$q_d = \text{No. Pisos} \times W = (26)(1) = 26 \text{ T/m}^2$$

$$q_d = 26 \text{ T/m}^2$$

2) Capacidad de carga admisible, q_{adm}

$$q_{adm} = 2.15 \text{ N} \text{ --- } \rightarrow \text{Considerando losa superficial.}$$

$$q_{adm} = 2.15(25) = 53.75 \text{ T/m}^2$$

Por presencia cercana del NAF:

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right)$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left(\frac{20}{17.50 + 30} \right)$$

$$C_w = 0.71$$

$$q_{adm} = C_w q_{adm} = (0.71)(53.75) = 38.16 \text{ T/m}^2$$

3) Compensación:

$$\bar{\sigma} = \gamma_m D_f = (1.9)(17.50) = 33.25 \text{ T/m}^2$$

4) Comparación entre q_d y γD_f

$$q_d = 26 \text{ T/m}^2$$

$$\bar{\sigma} = \gamma_m D_f = 33.25 \text{ T/m}^2$$

$\sigma > q_d \quad \therefore$ Cimentación sobre compensada

5) Capacidad de carga total:

$$q_{\text{adm.total}} = 38.16 + 33.25 = 71.41 \text{ T/m}^2$$

Conclusiones del problema:

1. La cimentación es sobre-compensada.
2. La capacidad de carga admisible del sub-suelo, considerando una compensación a 17.5 mts., 71.4 Ton/m² sería suficiente para soportar un edificio de 70 niveles incluyendo su sótano bajo cargas gravitacionales.

Problema 2

A partir del problema anterior, determinar la profundidad de desplante del edificio, para que la cimentación sea totalmente compensada.

20 niveles superiores $\rightarrow q_d = 20 T/m^2$

Solución:

Primera aproximación:

$$q_d = \gamma D_f$$

$$D_f = \frac{q_d}{\gamma} = \frac{20}{1.9} = 10.53\text{m}$$

Como queremos que los niveles de estacionamiento queden ocultos o por debajo del NTN:

Cada entrepiso es de 3.50 m \therefore 3 niveles de estacionamiento serán:

$$3 \times 3.50 = 10.50 \text{ m} < 10.53 \therefore OK$$

Para la cimentación sea totalmente compensada, será necesario desplantarla a 10.5 m con respecto del Nivel de terreno Natural.

CAPÍTULO 7

CIMENTACIONES PROFUNDAS

La profundidad de desplante de una cimentación profunda suele ser mucho mayor que el ancho de esta. Los elementos que forman cimentaciones profundas se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección rectangular o circular que son las dos más comunes.

Los elementos que tienen sus dimensiones transversales en el orden comprendido entre los 30 y 60 centímetros se denominan pilotes; los que cuentan con una dimensión mayor a los 60 centímetros pero que no exceden de 2 metros los llamamos pilas; sin embargo hay varios criterios para la denominación de estos tipos de cimentación dependiendo de los autores; algunos denominan pilotes a los que comprenden sus dimensiones entre los 30 centímetros hasta 1 metro y las pilas mayores a 1 metros pero menor que 2 metros. Hay otros especialistas que simplemente toman como pila cuando el elemento tiene una profundidad a ancho de 4 o más y trabajan como una zapata solo que a una mayor profundidad. Estos criterios son también válidos pues hoy en día no se ha establecido una distinción definida entre pilas y pilotes.

En general se recomienda el uso de una cimentación profunda para apoyar una estructura cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las solicitaciones a que quedaran sometidas exceden la capacidad de carga de los estratos superficiales o cuando las restricciones de funcionamiento u operación, obliguen a dicha solución.

7.1 Pilotes

Los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a diferentes causas:

a) Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

1. De madera.
2. De acero.
3. De concreto simple.
4. De concreto reforzado.
5. De concreto pre-esforzado.
6. Mixtos.

a) Respecto al lugar de su construcción:

1. Prefabricados: cuando el pilote se fabrica en un lugar distinto donde se va a hincar.
2. Fabricados en el lugar donde se hinca.

b) Respecto a la sección transversal:

1. Hueca.
2. Maciza.

c) Respecto a su apoyo:

1. Pilotes de fricción: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.
2. Pilotes de punta: cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
3. Pilotes de apoyo mixto: cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

d) Respecto a su dirección:

1. Pilotes verticales.
2. Pilotes inclinados.

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

En otras palabras, se considera o define pilote a una cimentación esbelta que cumple con lo siguiente:

- 1) $B < D_f$
- 2) $B \leq 60 \text{ cms}$

Dónde:

B = Lado menor o diámetro del pilote

D_f = Profundidad de desplante del pilote

7.1.1 Pilotes en Suelos Friccionantes

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

Capacidad de carga según prueba de la resistencia a la penetración estándar:

$$Q_p = 40NA_p \quad ; \quad Q_f = 0.2\bar{N}A_s$$

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga última total; Ton, lbs, etc ...

Q_p = Capacidad de carga última por punta; Ton, lbs, etc ...

Q_f = Capacidad de carga última por fricción; Ton, lbs, etc ...

N = Número de golpes de la prueba de resistencia a la penetración estándar

A_p = Area de la punta del pilote; m^2 , ft^2 , etc ...

A_s = Area del fuste del pilote; m^2 , ft^2 , etc ...

\bar{N} = Número de golpes promedio de la prueba de resistencia
a la penetración estándar a lo largo del fuste del pilote

$$Q_{adm} = \frac{Q_v}{F.S} \quad F.S = 4$$

7.1.2 Capacidad de Carga Según la Teoría de la Plasticidad.

$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$ Capacidad de carga ultima del pilote; Ton, lb, etc...

$Q_{pu} = \bar{P}_o N_q^* A_p$ Capacidad de carga ultima por punta; Ton, lb, etc...

$Q_{fu} = K_s P_s \tan \delta A_s$ Capacidad de carga ultima por fricción; Ton, lbs, etc...

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{F.S}$$

F. S = 3 (mínimo)

Dónde:

\bar{P}_o = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la punta del pilote.

$$\bar{P}_o = \gamma D_f$$

N_q^* = Factor de capacidad de carga de Méyerhof; Adimensional.

A_p = Area de la punta del pilote; m², cm², etc ...

K_s = Coeficiente lateral de empuje sobre el fuste

P_s = Esfuerzo promedio en el fuste del pilote; T/m², etc ...

$\tan \delta$ = Coeficiente de fricción entre el fuste del pilote y la arena

A_s = Area del fuste del pilote

7.2 Problemas de Aplicación:

Problema 1

Determine la capacidad de carga admisible de un pilote hincado en arena, de concreto reforzado, de sección cuadrada con $B = 45$ cms, de acuerdo con la estratigrafía y geometría siguiente. Use la ecuación empírica y la basada en la teoría de la plasticidad y compare los resultados:

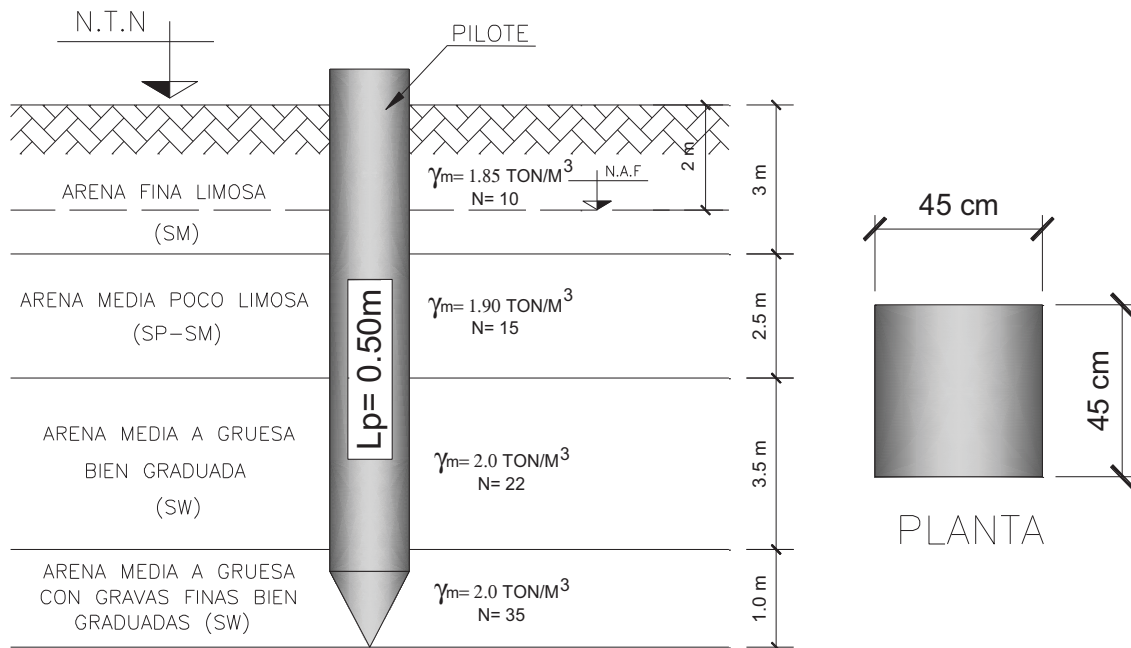


Figura 7.1 Pilote Hincado en Arena

1) Consideraciones

- La teoría aplicada en este problema, particularmente la basada en la teoría de plasticidad es aplicable cuando $D_f \leq 20B$
- Cuando se desea que el pilote desarrolle toda su capacidad por punta, el empotramiento del pilote en el estrato resistente deberá ser cuando menos B ó $2B$.

2) Solución aplicando la ecuación empírica

$$Q_u = 40NA_p + 0.2\bar{N}A_s$$

$$Q_{pu} = 40(35)(0.45)^2 = 283.5 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu} = [(0.2)(10)(4 \times 0.45 \times 3)] + [(0.2)(15)(4 \times 0.45 \times 2.5)] \\ + [(0.2)(22)(4 \times 0.45 \times 3.50)] + [(0.2)(35)(4 \times 0.45 \times 1)]$$

$$Q_{fu} = 64.62 \text{ Ton}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

$$Q_u = 283.5 + 64.2 = 347.7 \text{ Ton}$$

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{347.7}{4} = 86.92 \text{ Ton}$$

3) Solución por teoría plástica

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

$$Q_{pu} = \bar{P}_o N_q^* A_p = (11.3)(70)(0.2) = 158.2 \text{ Ton}$$

$$\bar{P}_o = (20)(1.85) + (1)(1.85 - 1) + (2.50)(1.50 - 1) + (3.50)(2.0 - 1) + (1)(2 - 1)$$

$$\bar{P}_o = 11.3 \text{ T/m}^2$$

$$N_q^* = 70$$

$$N = 35; \theta = 37^\circ \rightarrow A_p = (0.45)^2 = 0.20$$

$$\delta = \frac{3}{4} \theta$$

$$\delta = \frac{3}{4} (30^\circ) = 22.5^\circ$$

$$\theta = 32^\circ$$

$$\delta = \frac{3}{4} (32^\circ) = 24^\circ$$

$$\theta = 33^\circ$$

$$\delta = \frac{3}{4} (33) = 24.75$$

$$Q_{fu} = K_s P_s \tan \delta A_s$$

$$Q_{fu1} = (1)(1.85 \times 1)(0.41)(4 \times 0.45 \times 2) = 2.66 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu2} = (1)[(1.85 \times 2) + (1.85 - 1)(0.5)](0.41)(4 \times 0.45 \times 1.0) = 3.04 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu3} = (1.5)[(1.85 \times 2) + (0.85 \times 1) + (0.9 \times 1.25)](0.44)(4 \times 0.45 \times 1.0) = 16.35 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu4} = (1.5)[(2 \times 1.85) + (1 \times 0.85) + (0.9 \times 2.5) + (1.75 \times 1)](0.46)(4 \times 0.45 \times 2.10) = 37.2 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu5} = (2)[(2 \times 1.85) + (1 \times 0.85) + (0.9 \times 2.5) + (3.5 \times 1) + (0.5 \times 1)](0.52)(4 \times 0.45 \times 1.0) = 71.6 \text{ Ton}$$

$$\sum Q_{fu} = 131.45 \text{ Ton}$$

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{289.65}{3} = 96.55 \text{ Ton}$$

7.3 Cimentaciones Profundas en Suelos Finos o Cohesivos.

Ecuación:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

$$Q_u = C_u N_c A_p + \delta C_u A_f$$

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga última total.

Q_{pu} = Capacidad de carga última por punta.

Q_{fu} = Capacidad de carga última por adherencia.

N_c = Factores de capacidad de carga.

A_p = Area de la punta del pilote.

$\delta = \frac{C_w}{C_u}$ = Factor de adherencia entre suelos y fuste del pilote.

C_u = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

C_w = Adherencia entre el Fuste del pilote y el suelo.

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

D = Longitud de empotramiento del pilote en el estrato resistente.

B = Dimensión menor de la sección del pilote.

L = Longitud del pilote.

El valor máximo de $D/B = 2.5$

$$Q_{\text{Adm}} = \frac{Q_u}{F.S}$$

Dónde:

Q_{Adm} = Capacidad de carga admisible.

F. S = 3 (Mínimo) Factor de seguridad.

Condiciones y criterios de diseño complementarios:

Para:

$C_u \leq 10 \text{ T/m}^2$, Se considerará que los pilotes solo trabajan por adherencia.

$C_u > 10 \text{ T/m}^2$, Se considera que los pilotes trabajan por adherencia y por punta.

7.3.1 Problemas de Aplicación.

Problema 1:

Determine la capacidad de carga de un pilote metálico con punta cónica en una secuencia de suelos arcillosos de acuerdo con la siguiente figura:

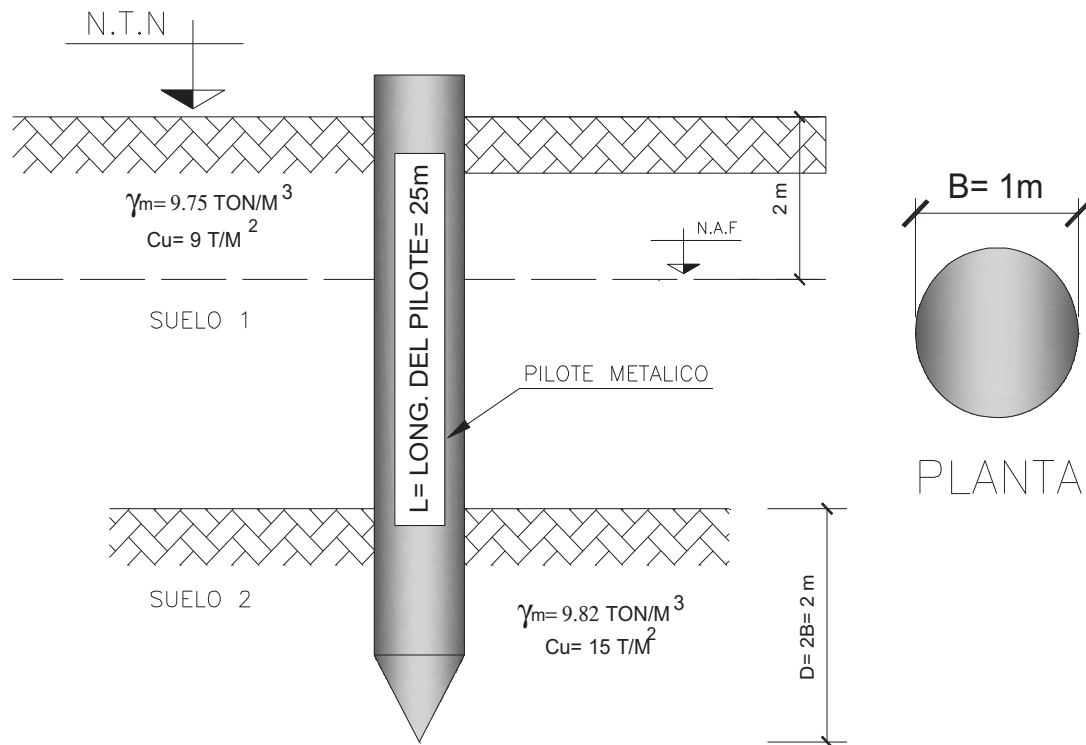


Figura 7.2 Pilote Metálico en Suelo Cohesivo

$$C_u = 15 \text{ T/m}^2$$

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \left(\frac{2}{1} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{25} \right) \right] = 7.05$$

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (1)^2}{4} = 0.25\pi = 0.785 \approx 0.8$$

$$Q_{pu} = C_u N_c A_p = (15)(7.05)(0.8) = 84.6 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu} = \delta C_u A_f$$

$$\delta = 0.43$$

$$C_u = 9 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = \pi B(L - D) = \pi(1)(25 - 2) = 72.25\text{m}^2$$

$$Q_{fu1} = (0.43)(9)(72.25) = 279.6 \text{ Ton}$$

$$\delta = 0.27$$

$$C_u = 15 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = \pi(1)(2) = 6.28\text{m}^2$$

$$Q_{fu2} = (0.27)(15)(6.28) = 25.4 \text{ Ton}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu1} + Q_{fu2}$$

$$Q_u = 84.6 + 279.6 + 25.4 = 389.6 \text{ Ton}$$

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{389.6}{3} = 129.86 \approx 130 \text{ Ton}$$

Problema 2:

Determine la capacidad de carga admisible de un pilote de concreto reforzado con $B = 40 \text{ cm}$ de acuerdo con la estratigrafía siguiente:

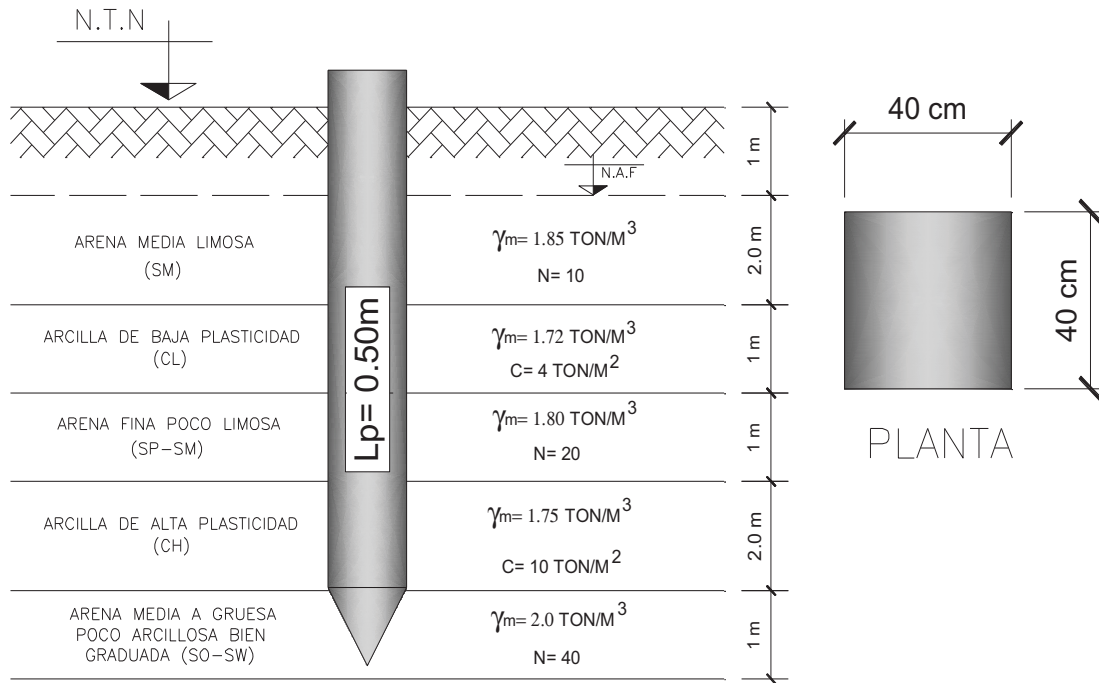


Figura 7.3 Pilote de Concreto en Suelo Mixto

Teoría Plástica: $D_f \leq 20B = 5 \leq 8 \therefore Ok$

Fórmulas:

$$Q_u = 40N A_p + 0.2\bar{N} A_s \rightarrow \text{Ecuación empírica (suelo friccionante)}$$

$$Q_u = C_u N_c A_p + \delta C_u A_f \rightarrow \text{Suelo fino o cohesivo}$$

Suelo friccionante:

$$Q_{pu} = 40(40)(0.40)^2 = 256 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu} = [(0.2)(10)(4 \times 0.40 \times 3)] + [(0.2)(20)(4 \times 0.40 \times 1)] + [(0.2)(40)(4 \times 0.40 \times 1)]$$

$$Q_{fu} = 9.6 + 6.4 + 12.8 = 28.8 \text{ Ton}$$

Suelo Fino o Cohesivo:

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{0.40} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{0.40}{8} \right) \right]$$

$$N_c = 5 \times (1.5) \times (1.01) = 7.58$$

$$C_u = 0$$

$$A_p = (0.40)^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu} = \delta C_u A_f$$

$$\delta = 0.83$$

$$C_u = 4 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = 4(0.40)(1.0) = 1.6 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu1} = (0.83)(4)(1.6) = 5.31 \text{ Ton}$$

$$\delta = 0.48$$

$$C_u = 10 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = 4(0.40)(2) = 3.2 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu2} = (0.48)(10)(3.2) = 3.2 \text{ Ton}$$

$$Q_{u1} = 256 + 28.8 = 284.8$$

$$Q_{u2} = 0 + 5.31 + 15.36 = 20.67$$

$$Q_{Adm1} = \frac{284.8}{4} = 71.2 \text{ Ton}$$

$$Q_{Amd2} = \frac{20.67}{3} = 6.89 \text{ Ton}$$

$$Q_{Adm-tot} = 78.09 \approx 78 \text{ Ton}$$

Problema 3:

Determine la capacidad de carga admisible de un pilote metálico en un suelo marino, de acuerdo con la siguiente estratigrafía:

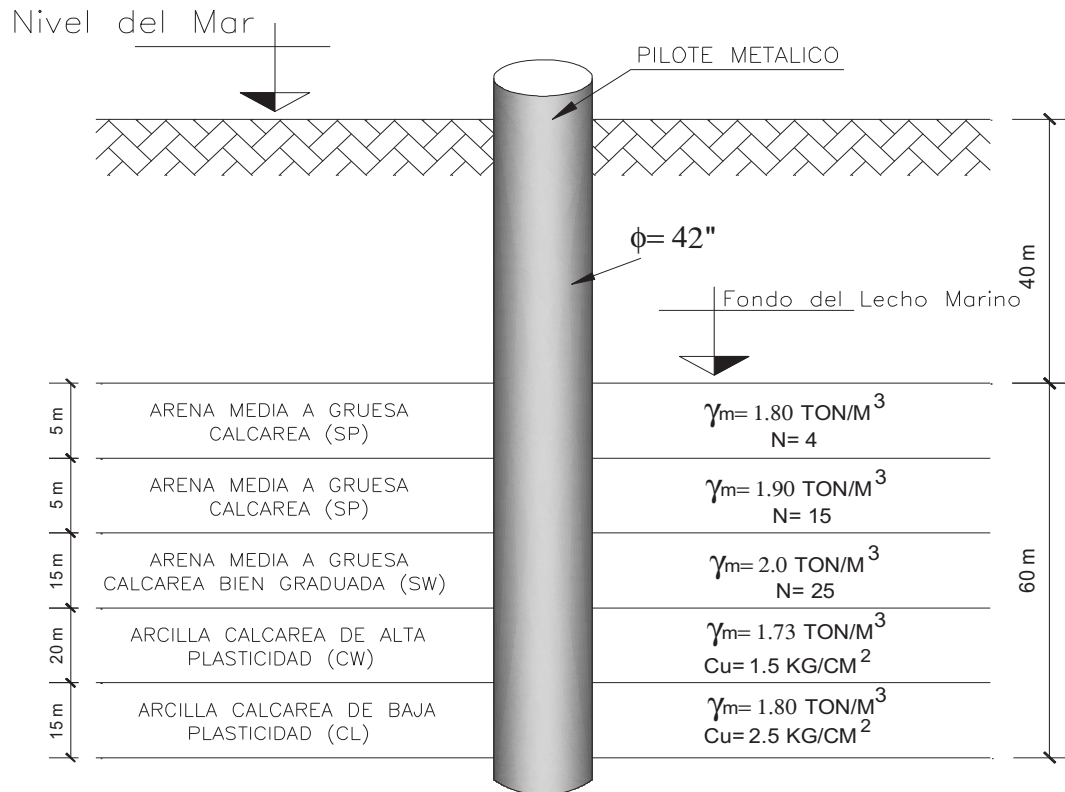


Figura 7.4 Pilote Metálico en Suelo Marino

Teoría Plástica: $D_f \leq 20B = 100 \leq 21.4 \therefore$ No cumple

$$Q_u = 40NA_p + 0.2\bar{N}A_s$$

$$Q_{fu} = [(0.2)(4)(\pi \times 1.07 \times 5)] + [(0.2)(15)(\pi \times 1.07 \times 5)] + [(0.2)(25)(\pi \times 1.07 \times 15)]$$

$$Q_{fu} = 13.45 + 50.42 + 252.11 = 315.98 \text{ Ton}$$

$$Q_u = C_u N_c A_p + \delta C_u A_f$$

$$C_u = 25 \text{ T/m}^2$$

$$N_c = 5 \left[1 + 0.2 \left(\frac{15}{1.07} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{1.07}{100} \right) \right]$$

$$N_c = 5(3.80)(1.002) = 19.04$$

$$A_p = \frac{\pi(1.07)^2}{4} = 0.9 \text{ m}^2$$

$$Q_{pu} = 25(19.04)(0.9) = 428.4 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu} = \delta C_u A_f$$

$$\delta = 0.27$$

$$C_u = 15 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = \pi(1.07)(20) = 67.23 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu1} = (0.27)(15)(67.23) = 272.28 \text{ Ton}$$

$$\delta = 0.187$$

$$C_u = 25 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = \pi(1.07)(15) = 235.71 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu2} = (0.187)(25)(235.71) = 235.71 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 315.98 \text{ Ton} \quad \rightarrow \quad Q_{Adm} = \frac{315.98}{4} = 78.99 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 428.4 + 272.28 + 235.71 = \frac{936.39}{3} = 312.13 \text{ Ton}$$

$$Q_{\text{Adm-Tot}} = 391.12 \text{ Ton}$$

Solución por teoría plástica:

$$Q_u = \bar{P}_o N_q^* A_p + K_s P_s \tan \delta A_s$$

$$\bar{P}_o = 1.85(1) + 2(1.85 - 1) + (1.72 - 1) + (1.8 - 1) + 2(1.75 - 1) + (2 - 1)$$

$$\bar{P}_o = 1.85 + 1.7 + 0.72 + 0.8 + 1.5 + 1 = 7.57$$

$$N_q^* = 95$$

$$N = 40 \quad \theta = 38.5^\circ \approx 39^\circ$$

$$A_p = 0.40^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{pu}} = (7.57)(95)(0.16) = 115.06 \text{ Ton}$$

$N = 10$	$Arena_1$	$K_s = 1$	$\delta = \frac{3}{4}(30^\circ) = 22.5^\circ$	$\tan 22.5 = 0.41$
$N = 60$	$Arena_2$	$K_s = 1.5$	$\delta = \frac{3}{4}(32^\circ) = 24^\circ$	$\tan 24 = 0.45$
$N = 40$	$Arena_3$	$K_s = 2$	$\delta = \frac{3}{4}(39^\circ) = 29.3^\circ$	$\tan 29.3 = 0.56$

Tabla 7.1 Relación de Número de Golpes en Arenas

$$Q_{\text{fu1}} = Q_{\text{fu1}^*} + Q_{\text{fu2}^*}$$

$$Q_{\text{fu1}^*} = (1)(1.85 \times 0.5)(0.41)(0.40 \times 4 \times 4) = 0.607 \text{ Ton}$$

$$Q_{\text{fu2}^*} = (1.5)[(1.85 \times 1) + (1.85 - 1)(1)](0.41)(0.40 \times 4 \times 2) = 5.314 \text{ Ton}$$

$$Q_{\text{fu1}} = 0.607 + 5.314 = 5.921 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu2} = (1.5)[(1.85 \times 1) + (1.85 - 1)(2) + (1.72 - 1) + (1.8 - 1)(0.5)](0.45)(0.40 \times 4 \times 1) = 5.044 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu3} = (2)[(1.85 \times 1) + (0.85 \times 2) + (0.72 \times 1) + (0.8 \times 1) + (0.75 \times 2) + (1 \times 0.5)](0.56)(0.40 \times 4 \times 1) = 12.669 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Q_{fu} = 23.6 \text{ Ton}$$

$$Q_u = C_u N_c A_p + \delta C_u A_f$$

$$Q_{fu} = \delta C_u A_f$$

$$\delta = 0.83$$

$$C_u = 4 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = 4(0.40)(1.0) = 1.6 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu1} = (0.83)(4)(1.6) = 5.31 \text{ Ton}$$

$$\delta = 0.48$$

$$C_u = 10 \text{ T/m}^2$$

$$A_f = 4(0.40)(2) = 3.2 \text{ m}^2$$

$$Q_{fu2} = (0.48)(10)(3.2) = 15.36 \text{ Ton}$$

$$Q_{fu-Tot} = 5.31 + 15.36 = 20.67 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 115.06 + 23.6 + 20.67 = 159.3 \text{ Ton}$$

$$Q_{Adm} = \frac{159.3}{3} = 53.11 \text{ Ton}$$

7.4 Procedimiento Constructivo de Cimentaciones Piloteadas.

Los pilotes son elementos estructurales prefabricados y su colocación se realiza mediante hincado:

Como se mencionó los materiales con los que se construyen los pilotes son:

- Concreto reforzado
- Acero (Tubulares o secciones I)
- Madera
- Mixto (Concreto y acero o acero y madera)

7.4.1 Procedimientos de Hincado.

Los procedimientos son los siguientes:

- Hincado a Percusión → Martillos de caída libre y martillos a diesel.
- Hincado mediante vibración → Vibrohincado.
- Hincado con Presión → Prensas hidráulicas.

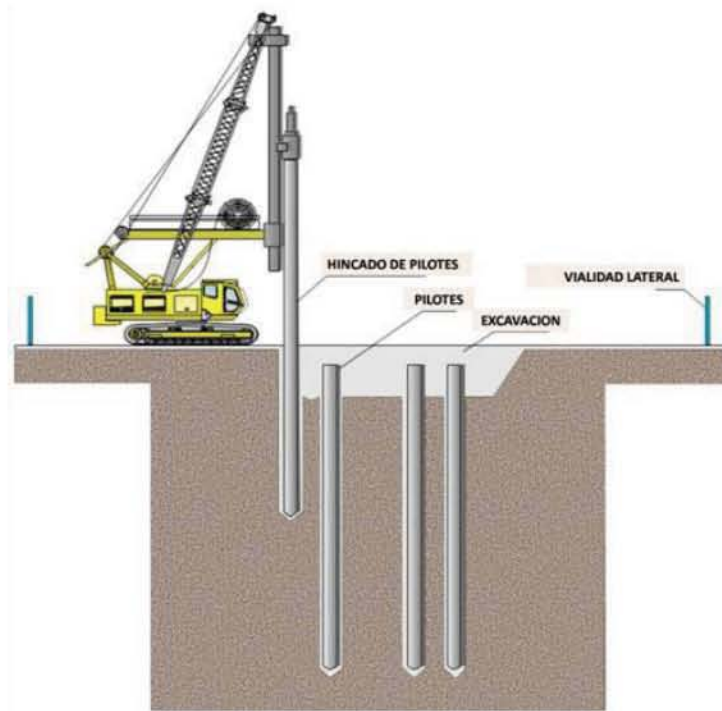


Figura 7.5 Hincado de Pilotes con Maquinaria

7.5 Pilas de Cimentación

Las pilas de cimentación son pilotes colados *in situ* con diámetro de $0.6\text{m} < D \leq 2\text{m}$, con o sin refuerzo de acero y con o sin pedestal.

Se hace un agujero barrenado o excavado que luego se rellena de concreto, dependiendo también las condiciones de suelo, se usan también ademes para prevenir que el suelo se desplome durante la construcción.

Las pilas se clasifican según la manera en que se diseñan para transmitir la carga estructural al subsuelo. Podemos encontrar:

1. Pila recta: atraviesa la capa superior del suelo pobre y su punta descansa sobre un estrato resistente de roca o suelo con una alta capacidad de carga.
2. Pila acampanada: consiste en una pila recta con una campana en la punta, que descansa sobre el estrato resistente. La punta se puede construir en forma de domo o en forma trapezoidal.

Los materiales con los que se construye una pila son:

- ❖ Acero (Tubo)
- ❖ Concreto reforzado

7.5.1 Capacidad De Carga Admisible De Una Pila.

En arenas:

$$Q_u = Q_{pu} = \bar{P}_o N_q^* A_p$$

Dónde:

$\bar{P}_o = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i z_i =$ Esfuerzo efectivo en la punta de la pila.

$N_q^* =$ Factor de capacidad de carga dependiente de θ

$A_p =$ Area de la punta de la pila.

$$Q_{Adm} = \frac{Q_u}{F.S} \quad F.S = 3 \text{ (Mínimo)}$$

En arcillas:

$$Q_{pu} = Q_u = C_u N_c A_p$$

Dónde:

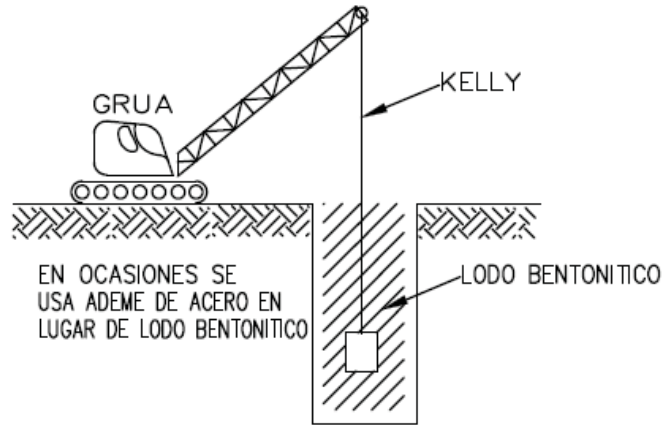
$C_u =$ Resistencia al esfuerzo cortante, no consolidada, no drenada.

$N_c =$ Factor de carga (Calculada como los pilotes)

$A_p =$ Area de la punta de la pila.

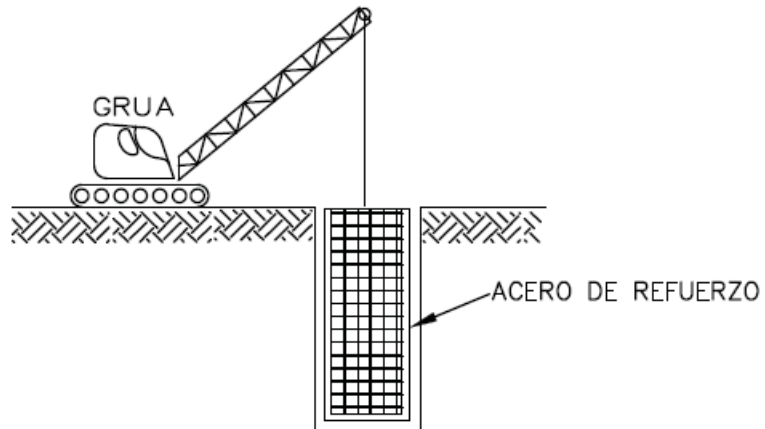
Su procedimiento constructivo se basa en los siguiente:

a) Perforación:

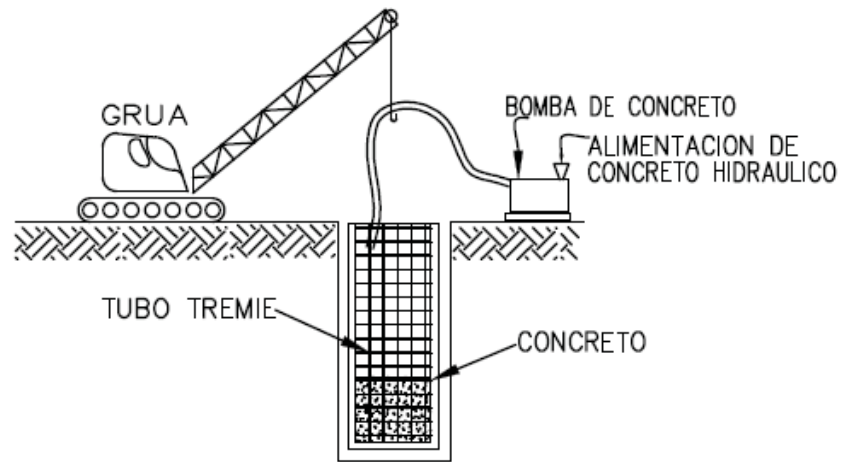


En ocasiones se usa ademe de acero en lugar de lodo bentonítico.

b) Colocación de acero de refuerzo:



c) Vaciado de concreto:



7.5.2 Problemas de Aplicación

Problema 1:

Diseñar una cimentación a base de pilas de cimentación para un edificio de 15 niveles de acuerdo con la siguiente información:

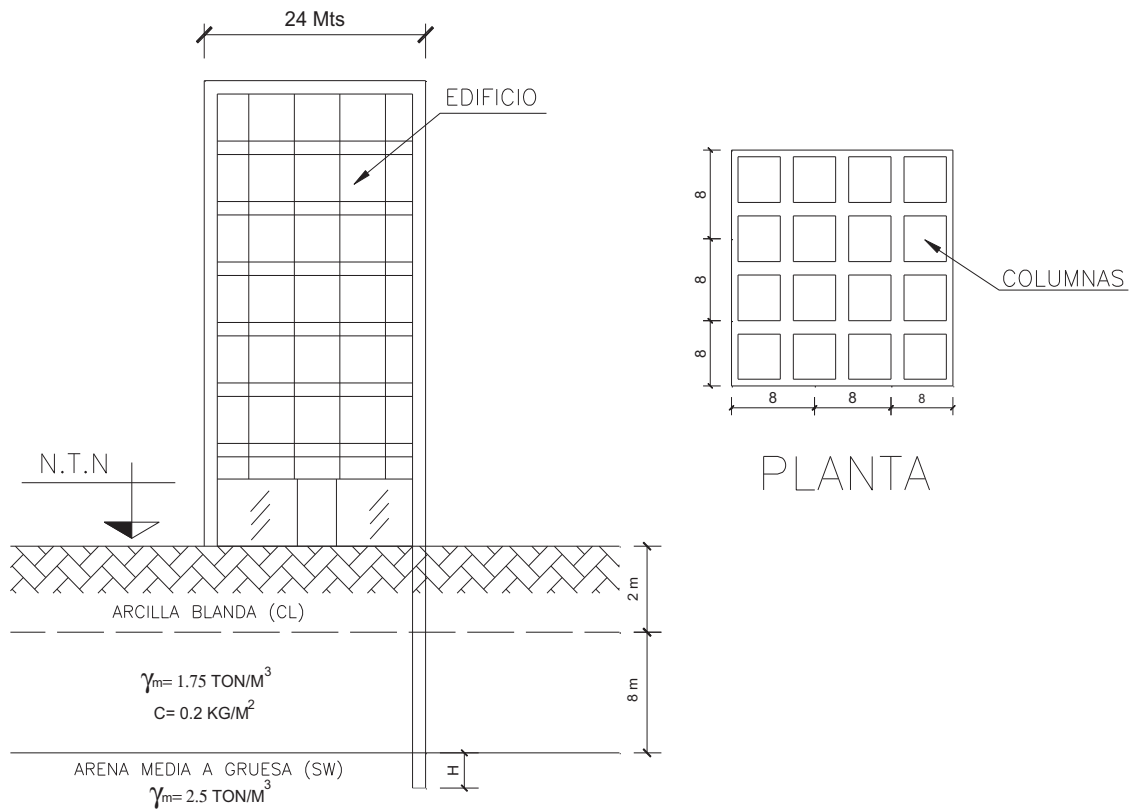


Figura 7.6 Edificio con Cimentación a Base de Pilas

Datos adicionales:

$$N = 40$$

$$B = 1 \text{ m.}$$

$$H = 2B \text{ (Propuesto)}$$

$$\text{Para } N = 40; \quad \theta = 38^\circ, \quad N_q^* = 90$$

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(1)^2}{4} = 0.78 \text{ m}^2$$

$$1) W_E = (24)^2(1 \text{ T/m}^2)(16) = 9,216 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{W_E}{N^\circ \text{Col}} = \frac{9,216}{16} = 576 \text{ Ton}$$

2) Capacidad de carga admisible:

$$\bar{P}_o = (1.25)(2) + (1.75 - 1)(6) + (2 - 1)(2)$$

$$\bar{P}_o = 10 \text{ T/m}^2$$

$$Q_u = \bar{P}_o N_q^* A_p = (10)(90)(0.78) = 702 \text{ Ton}$$

$$Q_{\text{Adm}} = \frac{Q_u}{3} = \frac{702}{3} = 234 \text{ T/m}^2$$

$$N^\circ \text{Pilas} = \frac{W_{\text{Col}}}{Q_{\text{Adm}}} = \frac{576}{234} = 2.46 \text{ pilas} \approx 3 \text{ pilas}$$

$$B = 0.8 \text{ m} \quad A_p = \frac{\pi(0.8)^2}{4} = 0.5 \text{ m}^2$$

$$Q_u = (10)(90)(0.5) = 450 \text{ Ton}$$

$$Q_{\text{Adm}} = \frac{450}{3} = 150 \text{ Ton}$$

$$N^\circ \text{Pilas/Col} = \frac{576}{150} = 3.84 \text{ Pilas/Col}$$

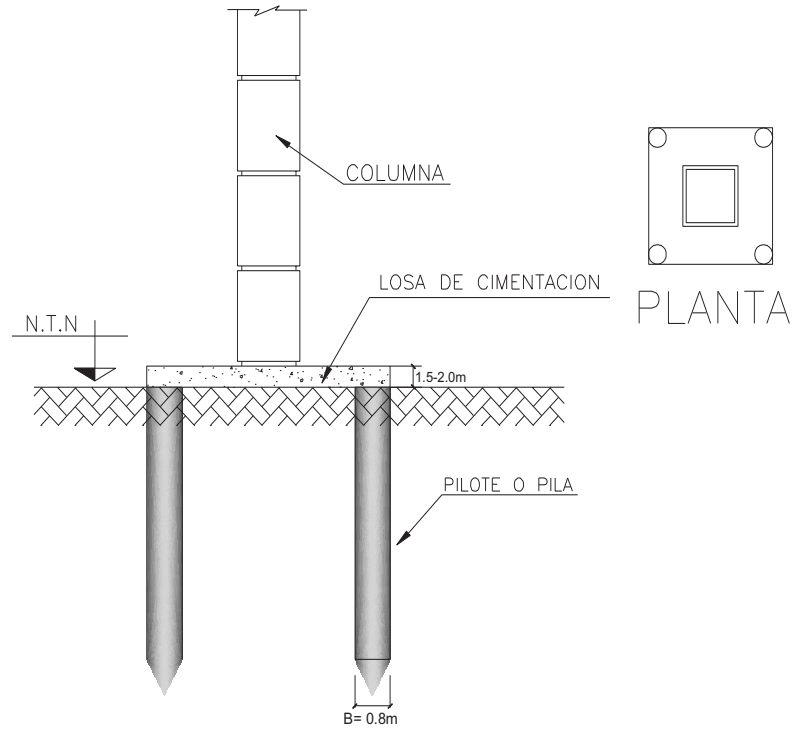


Figura 7.7 Representación de la Solución al Problema 1

Problema2:

Diseñar las pilas de cimentación (que trabajen solo por punta) para un edificio de 15 niveles con las siguientes especificaciones:

$$B = L = 20\text{m}$$

$$\text{N.A.F} = 2\text{m}$$

$$C_s = 0.3$$

$$Q = 2$$

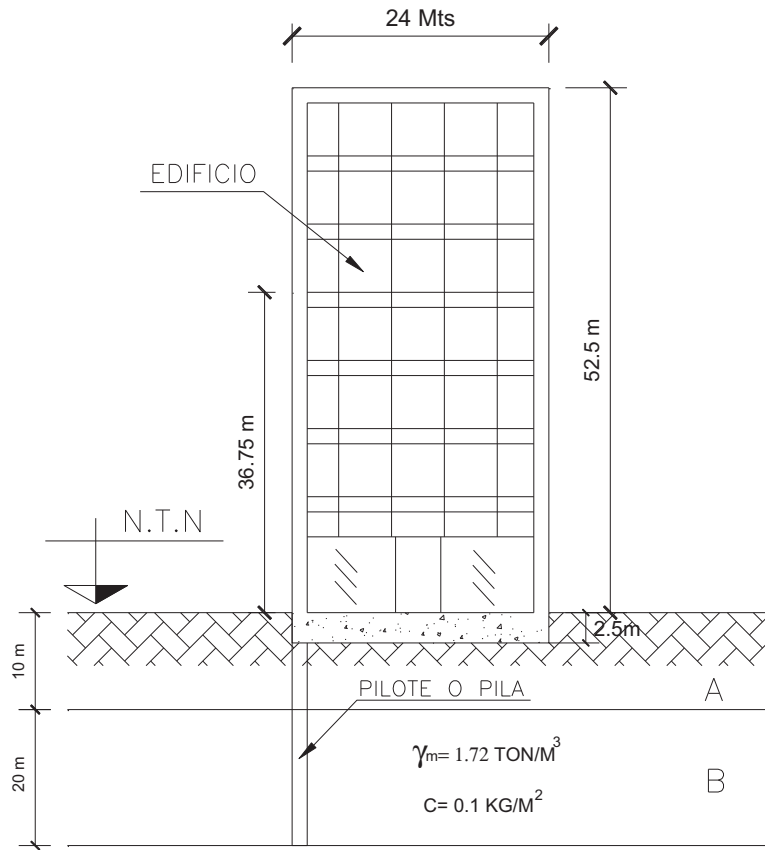


Figura 7.8 Edificio Con Cimentación a Base de Pilas con Esfuerzos en Punta

Suelo A

γ	C
$1.72 \text{ Ton}/\text{m}^3$	$0.1 \text{ kg}/\text{cm}^3$

Suelo B

γ	Golpes	Φ	N^*q
$1.72 \text{ Ton}/\text{m}^3$	35	37°	70

Por un proceso de tanteo se llegó a la conclusión que podría servir aunque no cumple con todo los requisitos por motivos que se describen al final.

Calculo del coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{0.3}{2} = 0.15$$

Calculo del peso de la estructura.

$$W_e = 15_{\text{niveles}} \times (20\text{m} \times 20\text{m}) \times 1 \text{ Ton/m}^2 = 6000\text{Ton}$$

$$W_c = 1.5 \times 20 \times 20 \times 2.4 = 1440$$

$$W_{\text{tot}} = 7440 \text{ Ton}$$

Calculo de F_{SE}

$$F_{SE} = W_e C_s = 6000 \times 0.15 = 900\text{Ton}$$

Calculo del Momento

$$M_{V\text{TOT}} = 900 \times 36.75 = 33075\text{Ton} - \text{m}$$

Para fines prácticos y después de analizar varios modelos de pilas, se usará para este caso en particular 16 pilas cuadradas de 1.20m de lado.

Con la siguiente separación:

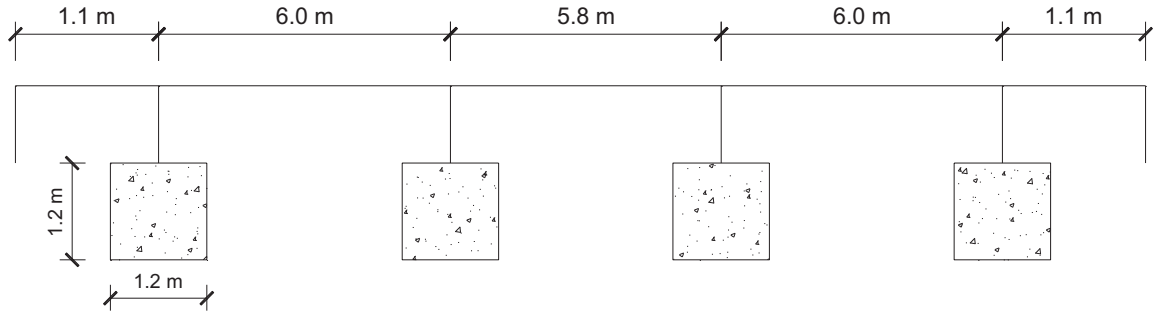


Figura 7.9 Distribución de Pilas de Cimentación

Siendo simétrico.

Analizando una franja

$$M = \frac{M_V}{4} = \frac{33075}{4} = 8268.75 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_{TOT}}{4} = \frac{7440}{4} = 1860 \text{ Ton}$$

$$P_{1MAX} = \frac{1860}{4} + \frac{1.3(8268.75)(8.9)}{2[2.9^2 + 8.9^2]} = 465 + 545.93$$

$$P_{1MAX} = 1010.93 \text{ Ton}$$

$$P_{1MIN} = -80.93 \text{ Ton}$$

Capacidad de carga admisible.

Se despreciará la contribución del estrato arcilloso por tener muy baja resistencia, y como la pila únicamente trabaja por punta.

$$Q_{PU} = Q_U = [(1.72)(2) + (1.72 - 1)(8) + (1.9 - 1)(20)](70)(1.2^2)$$

$$Q_{PU} = Q_U = [3.44 + 5.76 + 18](70)(1.44)$$

$$Q_{PU} = Q_U = 2741.76 \text{Ton}$$

Capacidad de carga admisible para carga gravitacional.

$$Q_{adm} = \frac{2741.76}{3} = 913.9 > 465 \therefore \text{ok}$$

Capacidad de carga admisible para carga sísmica.

$$Q_{adm} = \frac{2741.76}{2} = 1370.88 > 1010.93 \therefore \text{ok}$$

El problema que surge esta solución, es que las pilas llegan a trabaja a tensión, esto se podría solucionar cambiando medidas, pero dado que hay datos establecidos, imagine el problema como restringido por el terreno.

7.6 Efectos Sísmicos en Cimentaciones Piloteadas.

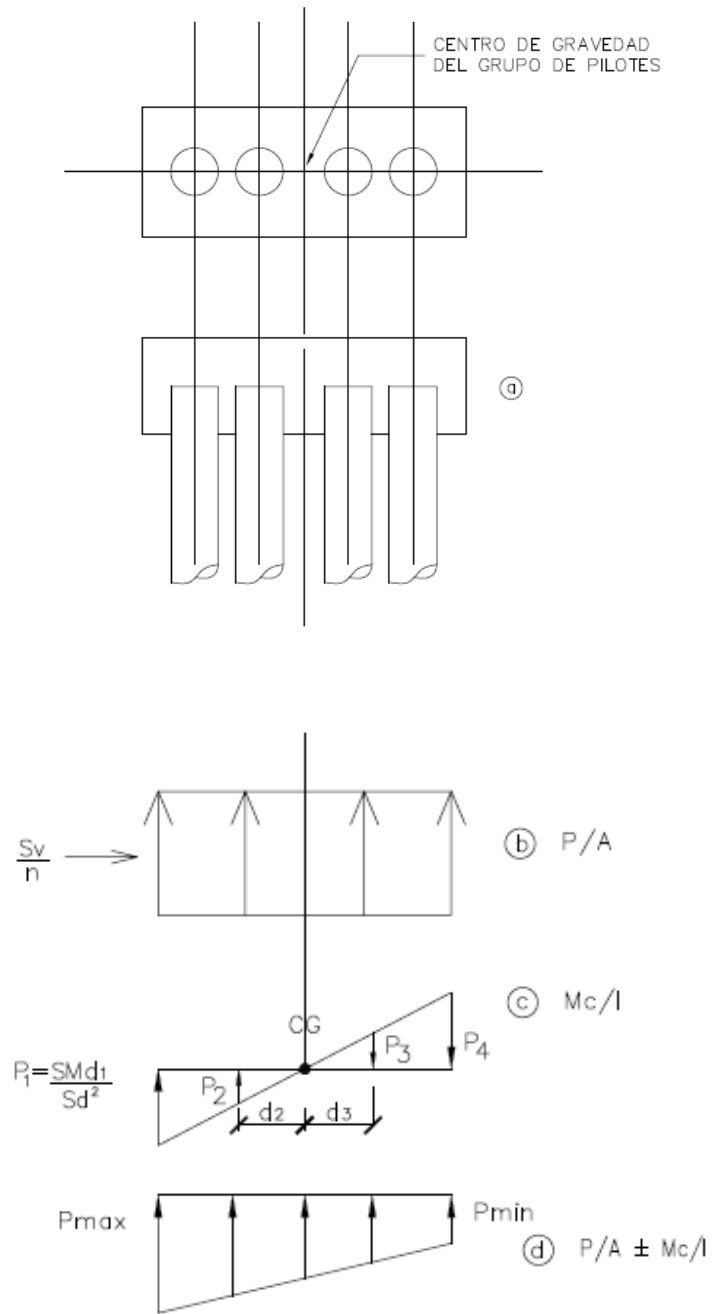


Figura 7.10 Representación de Reacciones

Reacciones en los pilotes

Por equilibrio: El momento aplicado debe ser igual al momento de las reacciones en los pilotes.

$$\Sigma M = P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + \dots (1)$$

Considerando la variación de las reacciones en los pilotes es lineal (c) de la figura:

$$\frac{P_1}{d_1} = \frac{P_2}{d_2} = \frac{P_3}{d_3} = \frac{P_4}{d_4}$$

Despejando:

$$P_2 = \frac{P_1 d_2}{d_1}$$

$$P_3 = \frac{P_1 d_3}{d_1}$$

$$P_4 = \frac{P_1 d_4}{d_1}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (1).

$$\Sigma M = \frac{P_1 d_1^2}{d_1} + \frac{P_1 d_2^2}{d_1} + \frac{P_1 d_3^2}{d_1} + \frac{P_1 d_4^2}{d_1}$$

$$\Sigma M = \frac{P_1 d_1^2 + P_1 d_2^2 + P_1 d_3^2 + P_1 d_4^2}{d_1}$$

Despejando P_1 :

$$P_1 = \frac{\Sigma M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2} = \frac{\Sigma M d_1}{\Sigma d^2}$$

Finalmente:

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md_1}{\sum d_1^2}$$

$$\sum Md_1 = P_1 d_1^2 + P_1 d_2^2 + P_1 d_3^2 + P_1 d_4^2 = P_1 (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)$$

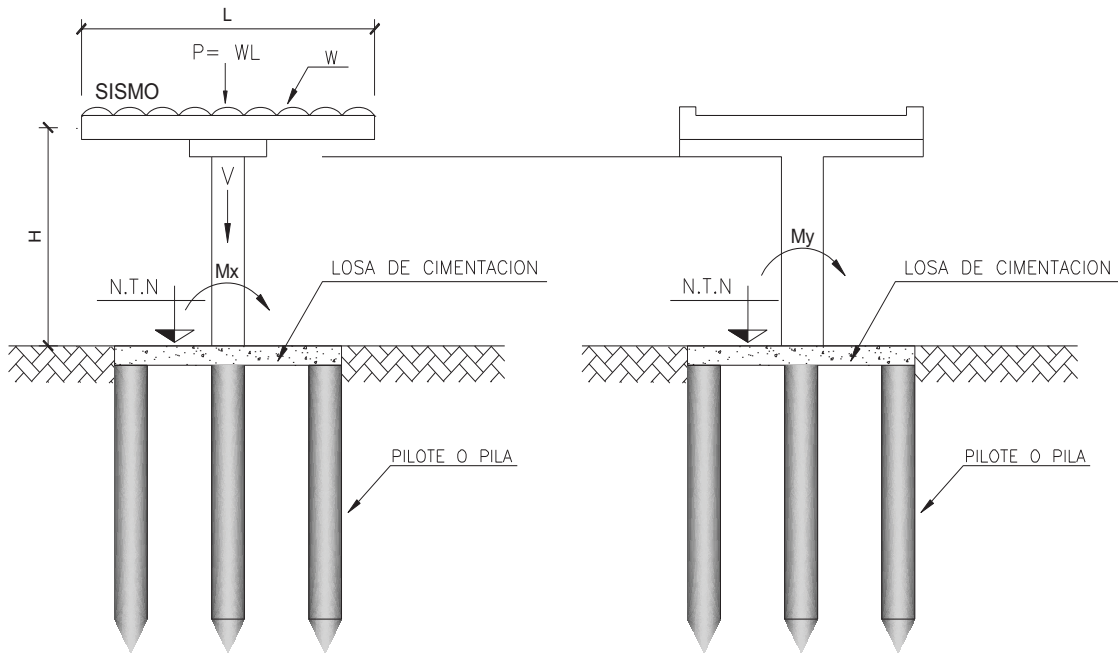


Figura 7.11 Efectos Sísmicos en Pilotes

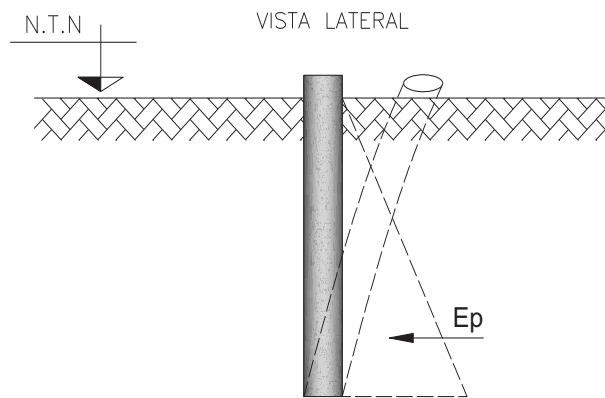


Figura 7.12 Empuje Pasivo del Suelo

7.7 Asentamientos de Pilotes Individuales en Arenas

El cálculo de asentamiento de pilotes basado en las propiedades elásticas del suelo y del material del pilote es impreciso y de poco valor práctico. Por ello, la estimación de asentamientos de pilotes se hace con métodos empíricos o basándose en pruebas de carga.

El método más conocido y de mayor uso es el de Alexander Sedmac Vésic. La ecuación propuesta por Vésic es la siguiente:

$$\Delta H = s = \left(\frac{B}{100} \right) + \delta$$

Dónde:

$\Delta H = s =$ Asentamiento

$B =$ Diametro o ancho del pilote

$\delta = \left(\frac{QL_p}{AE} \right) \times 10^5 =$ Deformación elastica del pilote

$Q =$ Carga aplicada al pilote

$A =$ Area promedio de la sección transversal del pilote

$L_p =$ Longitud del pilote

$E =$ Módulo de elasticidad del pilote

$E_c = 12,000\sqrt{f'_c}$

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

7.7.1 Problema de Aplicación

Calcular el asentamiento del siguiente pilote:

Datos:

$$B = 45 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{Adm}} = 96.6 \text{ Ton}$$

$$L_p = 10 \text{ m}$$

$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Valor mínimo usado para fabricación de pilotes

$$A = B^2 = (45)^2 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 12,000\sqrt{250} = 189,736.65 \text{ Kg/cm}^2 \approx 190,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución:

$$\Delta H = \left(\frac{45}{100} \right) + \left(\frac{96.6 \times 10}{2,025 \times 190,000} \right) \times 10^5$$

$$\Delta H = 0.45(\text{Deformación del suelo}) + 0.25(\text{Deformación del pilote})$$

$$\Delta H = 0.7 \text{ cm}$$

7.8 Asentamiento de Grupo de Pilotes en Arena

El asentamiento de un grupo de pilotes siempre resulta mayor que el correspondiente a los pilotes individuales que constituyen al grupo. El coeficiente de proporcionalidad está afectado por varios factores, los más importantes son:

- Procedimiento constructivo
- El tamaño y geometría de grupo
- La capacidad relativa de la arena.

De acuerdo con Skempton, el asentamiento de un grupo de pilotes puede ser determinado por la siguiente ecuación:

$$\Delta H_g = S_g = \alpha_g S$$

Relación Ancho entre su Longitud	$\frac{B}{L}$	1	5	10	20	40	60
Coefficiente de Proporcionalidad	α_g	1	3.5	5	7.5	10	12

Tabla 7.2 Coeficientes de Proporcionalidad según Skempton

Es importante comentar que, para que se considere que los pilotes trabajan en grupo, la separación entre ellos no deberá ser mayor a $7B$ (7 veces su dimensión menor, centro a centro).

También, como complemento de la recomendación anterior, la separación mínima que deberán tener los pilotes; por construcción y por funcionalidad es $2B$, centro a centro.

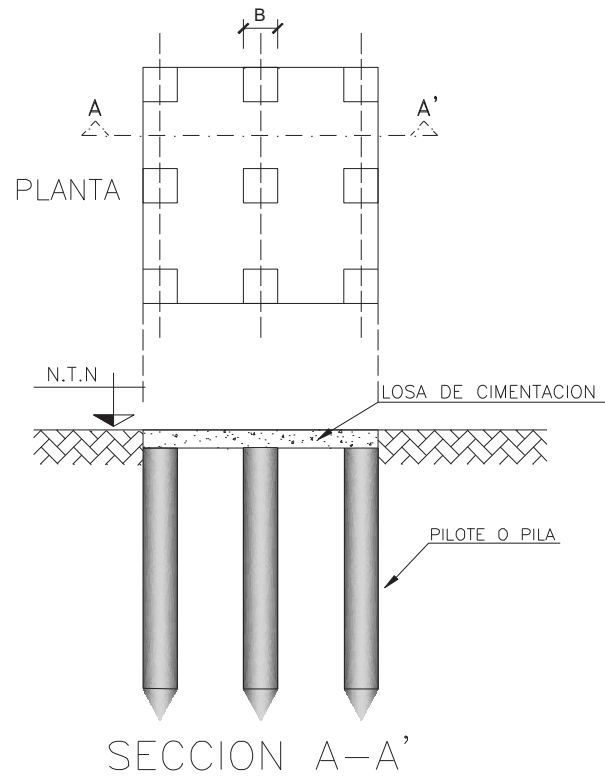


Figura 7.13 Representación de un Grupo de Pilotes

CAPÍTULO 8

EFFECTOS DINÁMICOS EN CIMENTACIONES

8.1 Efectos Sísmicos

Los sismos, movimientos de la corteza terrestre producidos por la actividad volcánica y el tectonismo afectan la estabilidad de las estructuras construidas sobre la misma.

Los principales terremotos ocurridos en México se deben a la subducción de las placas de Cocos y Rivera en la placa Norteamericana, a la altura de las costas de los estado de Oaxaca, Guerrero y Chiapas principalmente.

En segundo lugar se encuentran los sismos que se generan en el eje Neovolcánico de México, localizado entre las fallas secundarias de Zacamboxo y Clarión. Una tercera Falla geológica importante es la transistmica que atraviesa el istmo de Tehuantepec y se cruza con las de Zacamboxo y Clarión en el Golfo de México.

De acuerdo con la actividad sísmica registrada en nuestro país, este se ha dividido en 4 zonas de importancia sísmica; A, B, C y D, siendo la Zona A donde no existe prácticamente actividad sísmica; y la Zona D, con la mayor actividad sísmica (Guerrero, Oaxaca y Chiapas).

Veracruz y su Zona Conurbada se encuentran en la Zona B, considerada como de baja actividad sísmica. El manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Diseño por sismo, asigna coeficientes de diseños sísmico (valores de aceleración de las estructuras, de acuerdo con su rigidez y con la aceleración del terreno), variable entre 0.2 y 0.4 de "g" (aceleración), de acuerdo con las características del subsuelo donde se encuentre el sitio del proyecto.

También considera la aplicación de un coeficiente de ductilidad, Q , que depende del tipo de estructura y material con que esté construido.

La ductilidad de una estructura debe entenderse como la capacidad de absorber y/o disipar la energía comunicada por el sismo a la estructura a través de su cimentación.

Los valores característicos se encuentran entre 1 y 4.

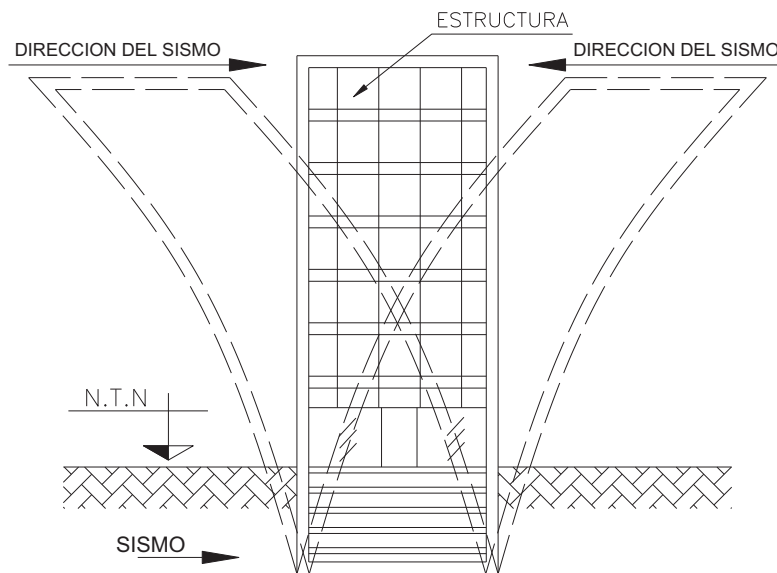


Figura 8.1 Acción del Sismo en la Estructura

Fuerzas Motoras:

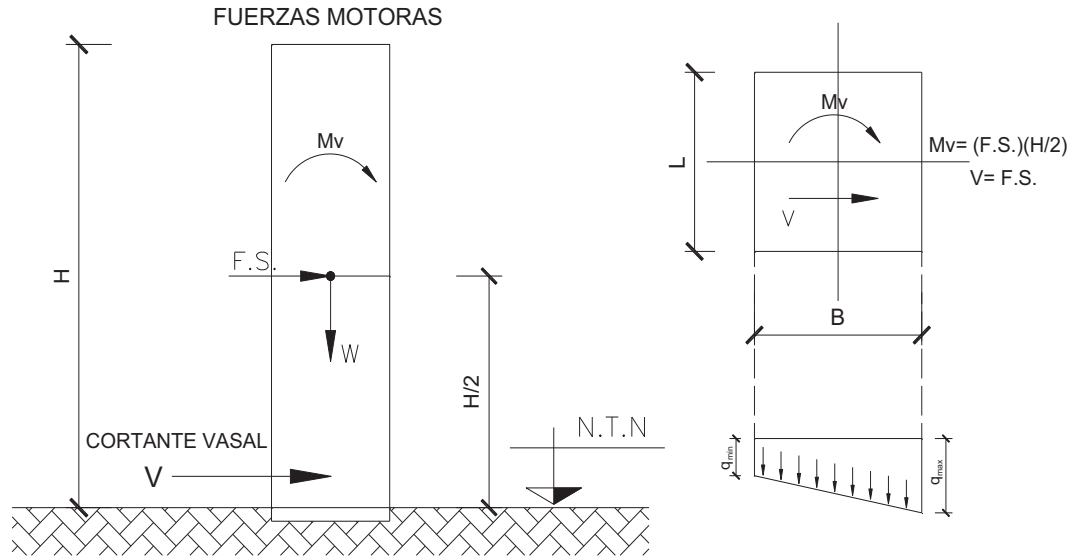


Figura 8.2 Representación de Fuerzas Actuantes

$$C = 0.3$$

$$Q = 3$$

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.3}{3} = 0.10$$

$$F.S. = C_s W$$

$$q_g = \frac{W}{A}$$

$$q_s = \frac{M_c}{I}$$

$$q_{Tot} = q_g + q_s = \frac{W}{A} \pm \frac{M_c}{I}$$

$$V = F.S.$$

Fuerzas Resistentes:

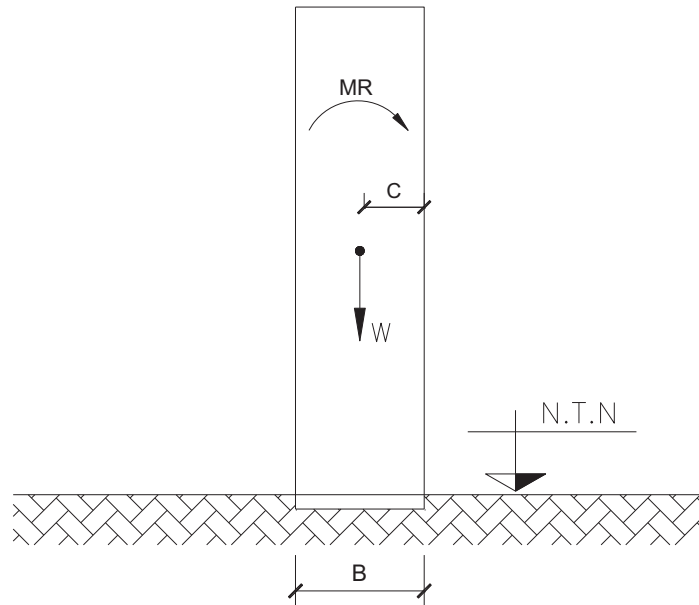


Figura 8.3 Representación de Fuerzas Resistentes

$$C = \frac{B}{2} \quad \text{o} \quad C = \frac{L}{2}$$

$$MR = Wc$$

$$FR = W\mu$$

Dónde:

$$\mu = \frac{2}{3}\theta$$

¿Qué se debe cumplir para garantizar la estabilidad de la estructura?

- 1) F.S(Volteo) = $\frac{MR}{MV} \geq 3$
- 2) F.S(Deslizamiento) = $\frac{FR}{V} \geq 1.5$
- 3) $q_{adm} \geq q_{m\acute{a}x}$

El reglamento de las construcciones del D.F. propone que el momento de Volteo que debe considerarse en el análisis es sumando el 30% del sismo actuando en la otra dirección:

$$M_V = \frac{W}{A} \pm \left(\frac{M_X C_V}{I_{XX'}} + \frac{0.3 M_Y C_X}{I_{YY'}} \right)$$

Dónde:

M_X = Momento de Volteo alrededor de eje $x - x'$

M_Y = Momento de Volteo alrededor de eje $y - y'$

$C_X = B/2$

$C_Y = L/2$

Momentos de inercia de segundo orden:

$$I_{XX'} = \frac{BL^3}{12}$$

$$I_{YY'} = \frac{LB^3}{12}$$

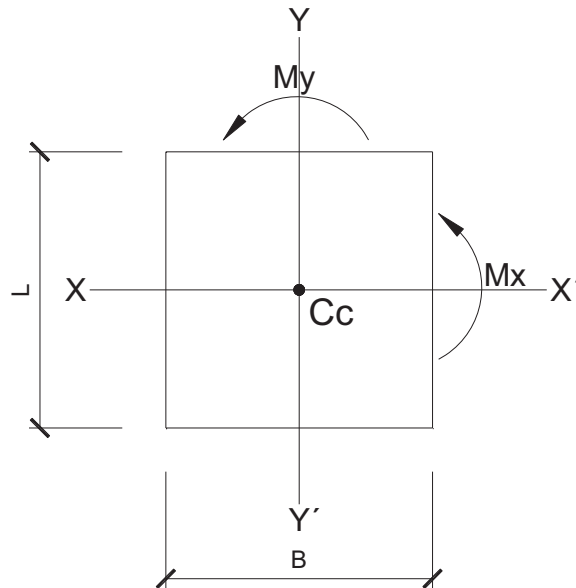


Figura 8.4 Momentos de Inercia

8.2 Problemas de Aplicación:

Problema 1:

Revisar el edificio de 25 niveles para la condición dinámica del sismo:

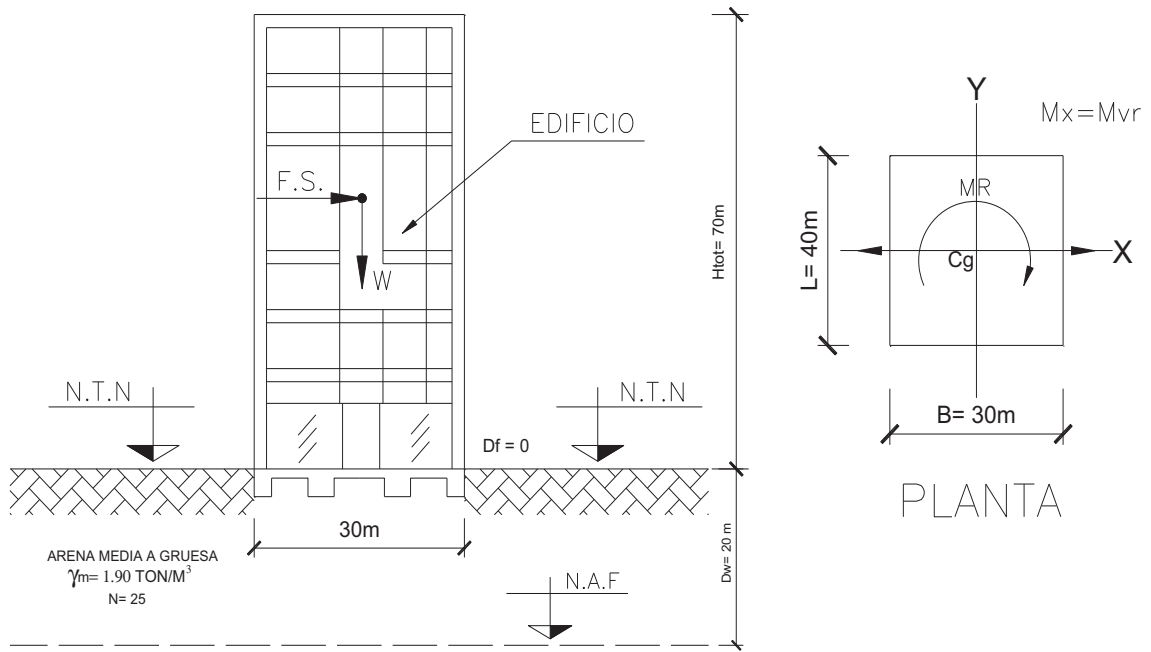


Figura 8.5 Edificio Cimentado Sobre Arena

Datos:

$$\gamma_m = 1.9 \text{ T/m}^3$$

$$N = 25 \text{ m}$$

Arena media a gruesa

$$D_w = 20 \text{ m}$$

$$\text{Area de la cimentación} = 30 \times 40 = 1200 \text{ m}^2$$

a) Capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = 2.15N = 2.15(25) = 53.75 \text{ T/m}^2$$

$$C_W = 0.5 + 0.5 \left(\frac{D_W}{B + D_f} \right) = 0.5 + 0.5 \left(\frac{20}{30 + 0} \right)$$

$$C_W = 0.83$$

$$q'_{adm} = (0.83)(53.73) = 44.6 \text{ T/m}^2$$

b) Revisión de los estados límites de falla (Carga gravitacional)

$$q_{desc} = 25 \text{ T/m}^2 < q'_{adm} = 44.6 \text{ T/m}^2 \therefore OK$$

c) Determinación de los esfuerzos máximos bajo el evento sísmico

$$C = 0.3 ; Q = 3$$

$$W_{Edificio} = (26 \text{ T/m}^2)(40 \times 30) = 31,200 \text{ Ton}$$

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.3}{3} = 0.1$$

$$F.S = C_s W_E = (0.1)(31,200) = 3,120 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow M_V = (F.S) \left(\frac{H}{2} \right) = (3,120)(35) = 109,200 \text{ T} - \text{m}$$

$$\rightarrow V = F.S = 3,120 \text{ T}$$

$$q = \frac{W}{A} \pm \left(\frac{M_Y \left(\frac{B}{2} \right)}{I_{YY}} + \frac{0.3 M_X \left(\frac{L}{2} \right)}{I_{XX}} \right)$$

$$I_{YY} = \frac{LB^3}{12} = \frac{(40)(30)^3}{12} = 90,000 \text{ m}^4$$

$$I_{XX} = \frac{BL^3}{12} = \frac{(30)(40)^3}{12} = 160,000 \text{ m}^4$$

$$q = \frac{31,200}{(30 \times 40)} \pm \left(\frac{109,200 \left(\frac{30}{2}\right)}{90,000} + \frac{0.3(109,200) \left(\frac{40}{2}\right)}{160,000} \right) = (26 \pm 22.3) \text{ T/m}^2$$

$$q_{\text{máx}} = 26 + 22.3 = 48.3 \text{ T/m}^2 \approx q_{\text{adm}} \therefore \text{Se acepta}$$

$$q_{\text{mín}} = 26 - 22.3 = 3.7 \text{ T/m}^2$$

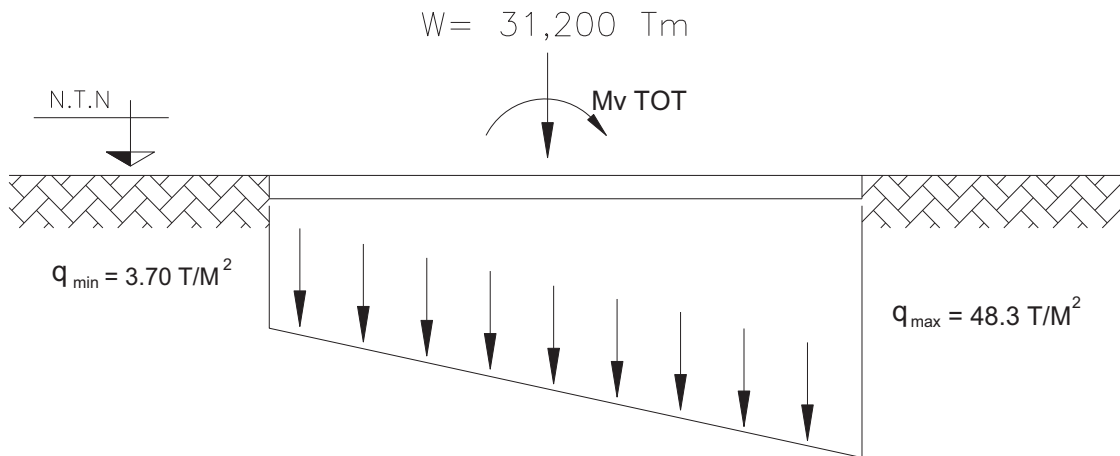


Figura 8.6 Representación de Esfuerzos en la Cimentación

d) Estabilidad general:

$$MR_x = W \left(\frac{B}{2} \right) = (31,200) \left(\frac{30}{2} \right) = 468,000 \text{ T - m}$$

$$F.S = \frac{MR_x}{M_v} = \frac{468,000}{109,200} = 4.3 > 3 \therefore \text{OK}$$

$$\delta = \frac{2}{3}\theta = \frac{2}{3}(34^\circ) = 22.7^\circ$$

$$\mu = \tan \delta = \tan(22.7) = 0.42$$

$$F_R = \mu W = (0.42)(31,200) = 13,104 \text{ T} - \text{m}$$

$$e_x = \frac{M_V}{W} = \frac{109,200}{31,200} = 3.5 \text{ m}$$

$$e_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ m}$$

$$e_x < e_{\max} \quad \therefore \text{OK}$$

CAPÍTULO 9

INTRUMENTACIÓN Y CONTROL DEL COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

9.1 Objetivos de la Instrumentación

El objetivo de la instrumentación es el de verificar el comportamiento de las cimentaciones y de las obras de tierra y comparar el resultado de las mediciones con las previsiones teóricas.

En particular, las observaciones que se realizan a los instrumentos o aparatos instalados en cimentaciones permiten lo siguiente:

- 1) Eliminación durante la etapa constructiva de las deficiencias del proyecto, debidas principalmente a la falta de información de las características del subsuelo.
- 2) Proveer información durante y después de la construcción de una obra para conocer los defectos de las operaciones constructivas en el subsuelo y sus consecuencias en las estructuras.

Funciones de las observaciones que se realizan mediante instrumentación:

- Para detectar signos de peligro inminente.
- Proveer información vital durante la construcción.

- Para mejorar los métodos de construcción.
- Para acumular experiencia local.
- Para obtener evidencia en juicios legales.
- Para comprobar y en su caso modificar teorías.

Tipos de observaciones y/o mediciones en campo:

- Medición de desplazamientos, tanto verticales como horizontales.
- Medición de la presión de poro.
- Medición de fuerzas que soportan, puntales y otros métodos de apuntalamiento.
- Medición de la presión del suelo.

9.2 Instrumentos Empleados

1) Para medición de desplazamiento:

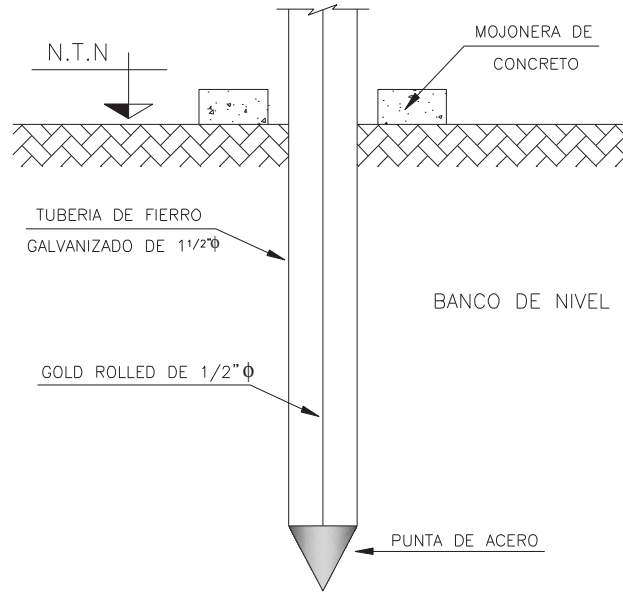


Figura 9.1 Bancos de Nivel

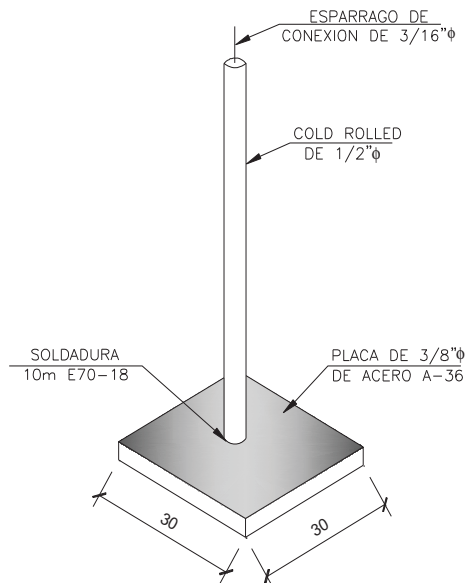


Figura 9.2 Testigos Superficiales

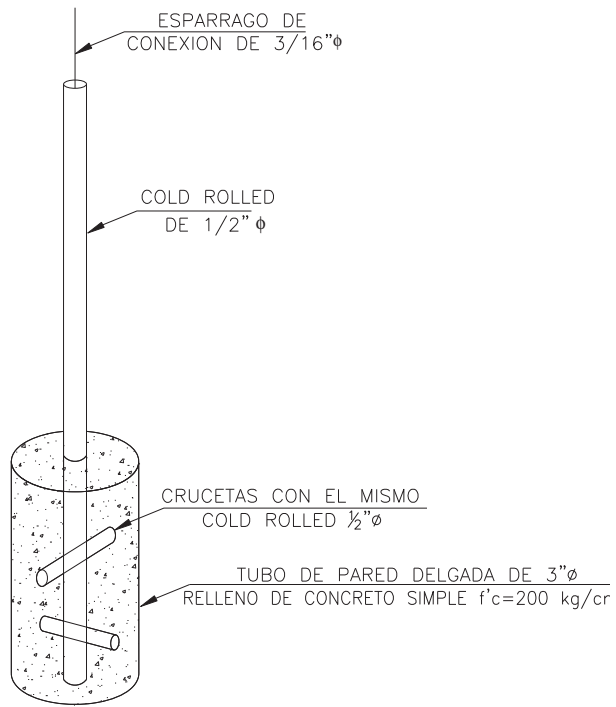


Figura 9.3 Testigos Profundos

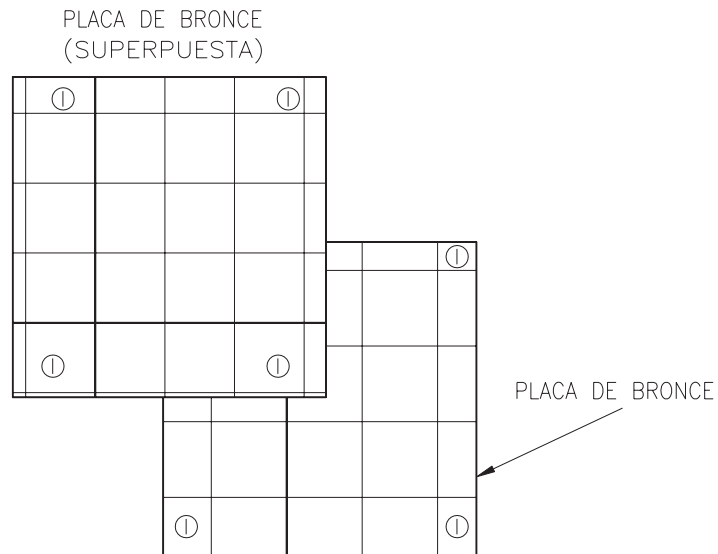


Figura 9.4 Placas Testigo Superpuestas

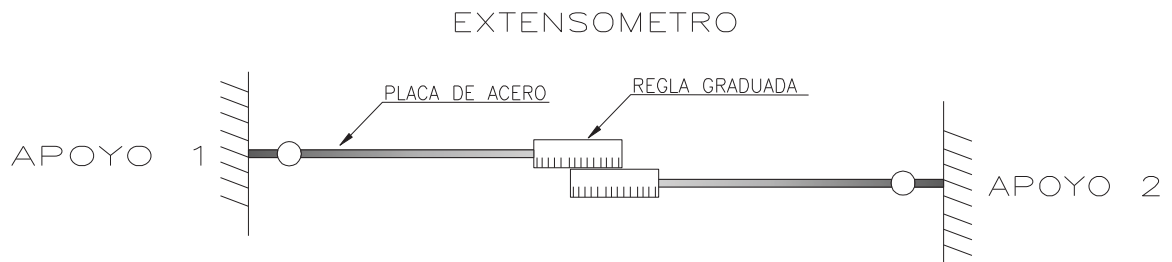
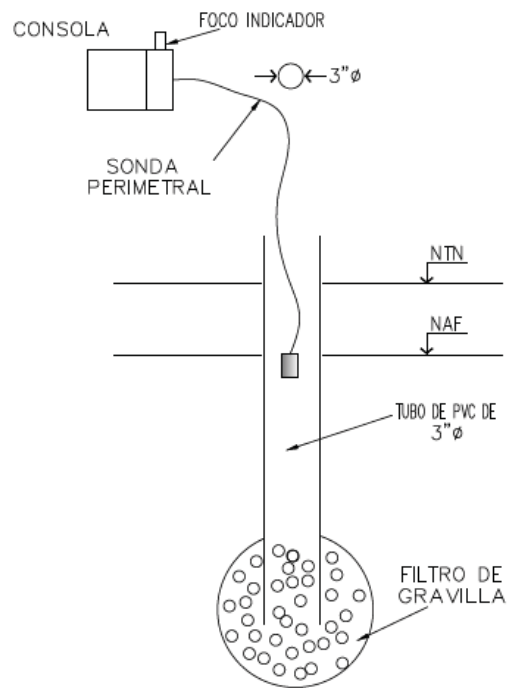


Figura 9.5 Extensómetros

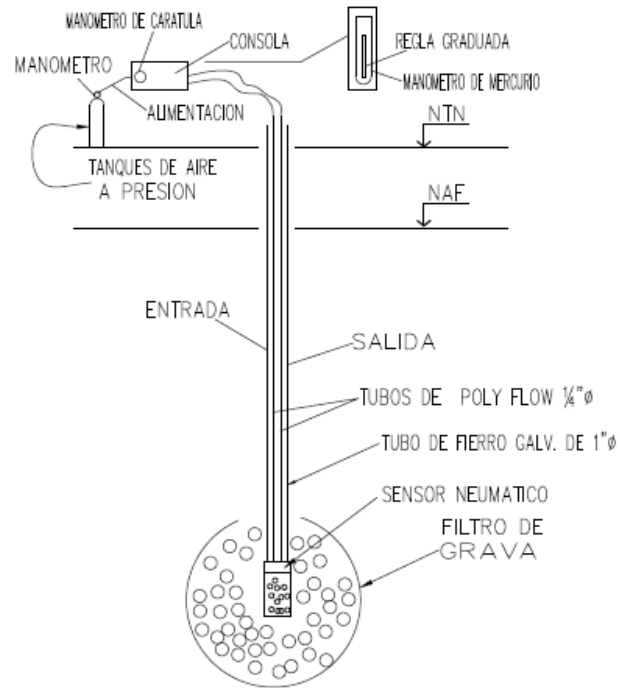
2) Para medición de la presión de poro.

- Piezómetros abiertos
- Pozos de Observación.

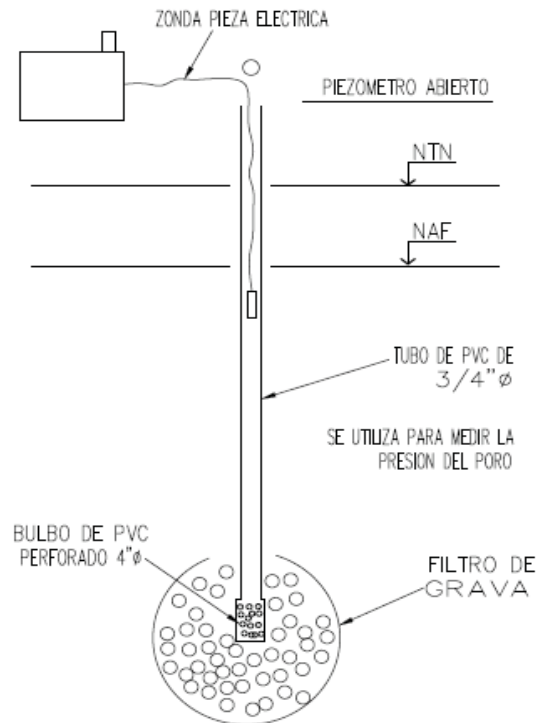


SE UTILIZA PARA MEDIR LA POSICION DEL NAF

- Piezómetros neumáticos.

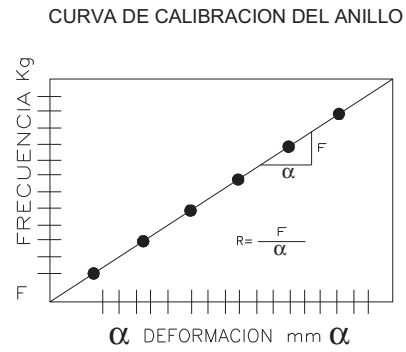
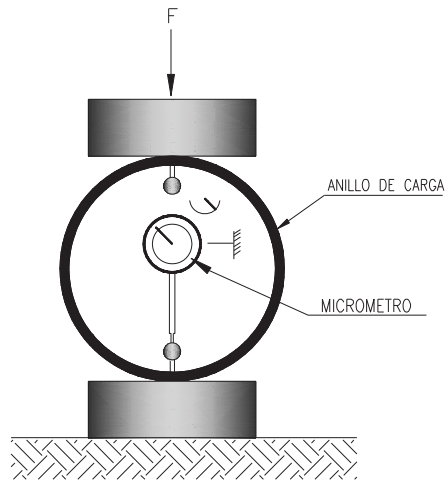


- Piezómetros eléctricos.



3) Para medición de fuerzas y presiones.

- Anillos de carga.



$$F = K\delta$$

Dónde:

F = Fuerza aplicada al anillo de carga

δ = Deformación del anillo.

K = Constante del anillo de carga.

Otros aparatos para medir la fuerza y las presiones son:

- Sensores LVDT
- Celdas de carga.

*Para mas ejemplos, recurrir al libro Principios De Ingeniería de Cimentaciones del autor Braja M. Das en su Apéndice A.

9.3 Programación de la Instrumentación de las

Cimentaciones Para Conocer el Efecto de los Procesos Constructivos

La instrumentación de cimentaciones de obras de tierra se realiza para “monitorear” o hacer el seguimiento del comportamiento de las obras, principalmente para notar algún tipo de falla o comportamiento inapropiado.

La instrumentación se programa para conocer tres factores:

- 1) Desplazamientos.
- 2) Presiones de poro.
- 3) Fuerzas actuantes.

Un programa de medición debe considerar los sitios o lugares de las obras donde se colocarán los instrumentos, la manera como se controlarán, la frecuencia con la que serán realizadas las mediciones y su presentación clara para fines prácticos.

Para desarrollar un programa de instrumentación, siempre será necesario, y en su caso de estar disponible, el proyecto y las memorias de cálculo que presentan las hipótesis de diseño. La instrumentación permitirá conocer si se verifican dichas hipótesis o bien hacer correcciones que permitan condiciones de seguridad de las obras.

CONCLUSIONES

Al finalizar este trabajo se deja claro el concepto de una cimentación, cual es su finalidad y que variedad existe, así como los diferentes procesos constructivos de las mismas. Se hace mención a su vez de las teorías que enmarcan el análisis de las cimentaciones, con lo que se pretende tener una idea mas clara de cómo y cuando aplicar esos conocimientos mediante casos expuestos y analizados, y con esto poder economizar en tiempo y costo la construcción. Es importante tomar en cuenta también el monitoreo de la obra, para poder observar algún comportamiento inusual en el suelo al momento de empezar el proceso de construcción; esto, va de la mano con tener claro el comportamiento del suelo al emitirle cargas y a la deformación que este presenta.

En conclusión, el ingeniero tiene que obtener toda la información posible acerca de los problemas con que se va a enfrentar, determinar procedimientos que se pueden seguir, estudiar distintas variables, estimar costos y así decidir la viabilidad relativa de la construcción y aconsejar sobre lo que él considera como mejor. Sin embargo, en el proceso de la investigación y consulta de diversos autores, se puede observar que hay varios análisis de las cimentaciones, tanto para diseñarlas como para clasificarlas, así pues, las decisiones importantes deben estar fundamentadas en el buen criterio y sentido del ingeniero, así como en esta documentación precisa y fiable.

BIBLIOGRAFÍA

- **JUAREZ, E. y RICO, A. “Mecánica de Suelos Tomo 1”. Segunda Edición, Editorial Limusa, 2009.**
- **JUAREZ, E. y RICO, A. “Mecánica de Suelos Tomo 2”. Segunda Edición, Editorial Limusa, 2009.**
- **TAMEZ, E. “Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos Básicos de la Práctica”. Editorial TGC Geotecnia, 2001.**
- **DEMENEGHI, A., PUEBLA M., SANGINES H. “Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo 1”. Facultad de Ingeniería de la UNAM, Noviembre 2008**
- **DAS, BRAJA M. “Principios De Ingeniería De Cimentaciones”. Quinta Edición, Cengage Learning, 2006**