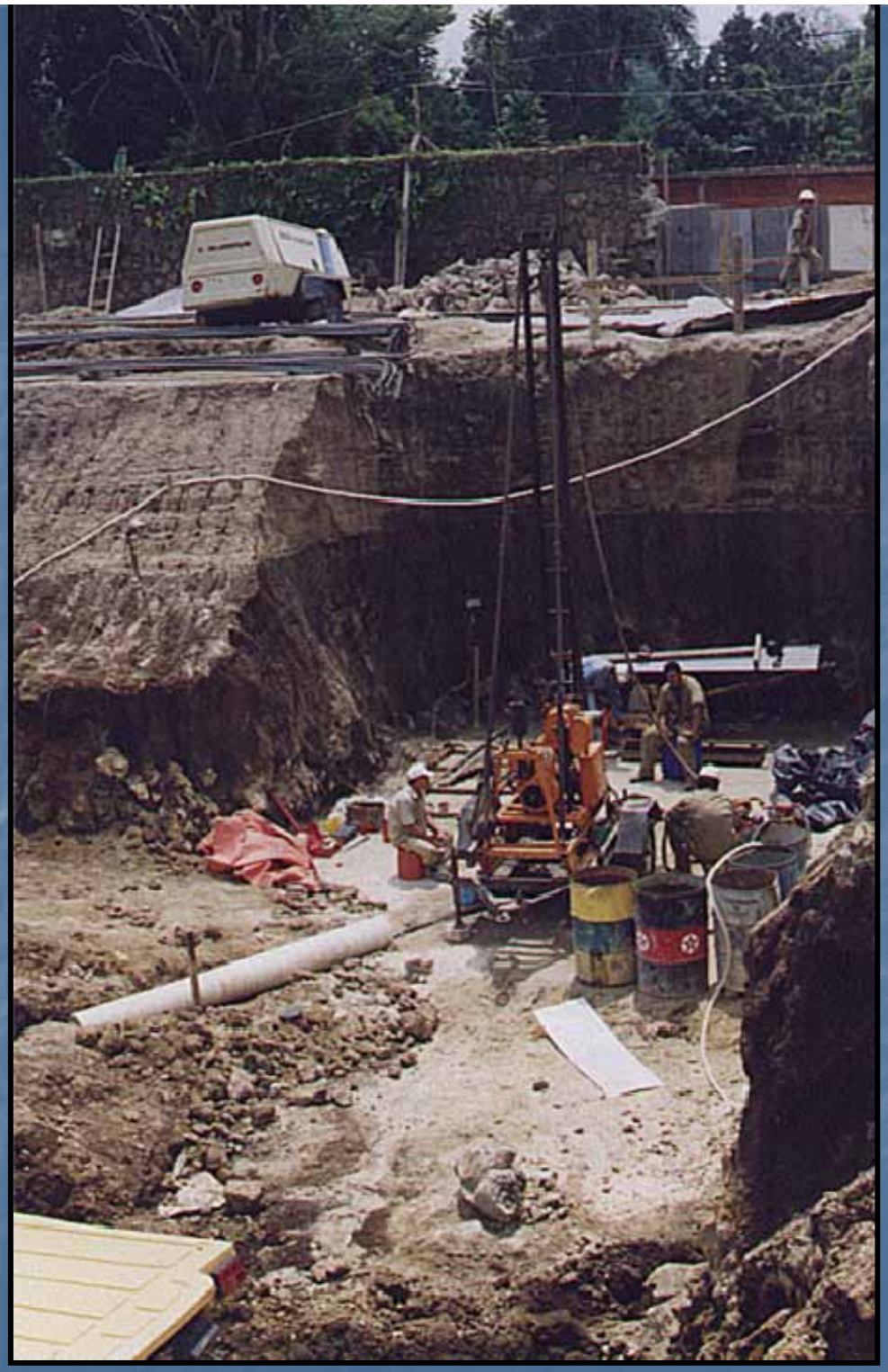
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POST GRADO

DISEÑO de CIMENTACIONES

Conceptos Teóricos y Aplicaciones Prácticas

Dr. Jorge E. Alva Hurtado



EQ.034

INTRODUCCIÓN

Este curso pretende formar una idea general sobre aspectos básicos de Ingeniera Geotécnica que deben conocer los profesionales de la ingeniería de tal forma de darle buen uso a la información que le brinde un Estudio Geotécnico.

Adicionalmente les permitirá formarse una idea general al tiempo de planificar un proyecto, del gasto estimado en el que se incurrirá al realizar un estudio de suelos, así como de la supervisión geotécnica al momento de la construcción.

OBJETIVOS GENERALES

I) Que los profesionales conozcan la importancia de la ingeniería geotécnica en las diferentes etapas de la construcción (planeamiento, ejecución y control).

II) Que los profesionales reconozcan la importancia de la supervisión geotécnica y los costos que tiene al momento de planificar un proyecto específico.

III) Presentar casos históricos donde se indique la importancia del trabajo en conjunto: ingeniero de suelos, ingeniero estructural y arquitecto.

IV) Que conozcan la normativa y reglamentación vigente en el país en cuanto a estudios geotécnicos y supervisión geotécnica.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

I) Conocer los diferentes métodos de exploración del subsuelo y saber seleccionar el más adecuado para un proyecto específico.

II) Saber interpretar un estudio geotécnico.

III) Saber solicitar al ingeniero de suelos un trabajo especifico.

IV) Conocer la normativa actual que rige en nuestro país (Norma E.050)

¿POR QUÉ UN ESTUDIO DE SUELOS?

Un estudio de suelos se realiza para responder a las siguientes preguntas:

- ¿Qué tipos de suelos existen en el lugar?
- ¿Existe agua superficial en el sitio?
- ¿Qué alternativas de cimentación se tendrá en función de la calidad del suelo?
- Peligros potenciales debido a trabajos de excavación en tierra.

PROPÓSITO DE UN TRABAJO DE EXPLORACIÓN

El propósito de un programa de exploración del subsuelo, es obtener información que pueda ayudar al ingeniero en lo siguiente:

1) Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación.

2) Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.

3) Estimación de posibles asentamientos en las estructuras.

4) Determinación de problemas potenciales en la cimentación (suelos expansivos, suelos colapsables, rellenos sanitarios)

5) Establecimiento del nivel freático.

6) Establecimiento de métodos de construcción debido a cambios en las condiciones del subsuelo.

7) Además son necesarias exploraciones subsuperficiales cuando hay alteraciones en estructuras existentes (ampliaciones, cambio de destino de la edificación).

8) Cuando se requiera calzar un edificio.

PROGRAMA PARA LA EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

Pasos para la exploración subsuperficial:

1) Recolección de información preliminar

2) Reconocimiento del lugar

3) Investigación del lugar

1. Recolección de Información

- Tipo de estructura a construir y su uso general
- Cargas aproximadas que el suelo recibirá a través de las zapatas
- Espaciamiento de las columnas
- Código de construcción del país o zona
- Estudios previos

2. Reconocimiento del Lugar

La inspección es siempre muy necesaria realizarla, con el objeto de obtener la siguiente información:

1) Topografía general del sitio (evidencias de creep, huaycos, depósitos de escombros)

2) Estratificación del suelo, observada en los cortes profundos: carreteras, vías férreas, etc.

3) Tipo de vegetación del sitio, indica la naturaleza del suelo

4) Altura de las aguas máximas, especialmente en el caso de puentes y pontones

5) Nivel de agua subterránea (pozos próximos al lugar)

6) Tipo de construcción en la vecindad (agrietamientos en paredes, tipo de cimentación, etc.)

3. Exploración del Sitio

La fase del programa de exploración consiste en planear, ejecutar y coleccionar muestras para su subsecuente observación y análisis de laboratorio, pudiéndose realizar a través de:

1) Pozos a cielo abierto (calicatas)
2) Exploración con barra posteadora
3) Ensayo de penetración estándar
4) Penetrómetro estático y dinámico
5) Exploración en roca (métodos rotativos)
6) Exploración geofísica

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

1) Ensayo de Penetración Estándar

Es el método de exploración y muestreo usado comúnmente en el Perú y la mayoría de países de América, por lo que se hace necesario dar a conocer algunos aspectos de importancia en lo relativo a este método.

* Peso del martillo: 140 lbs.
* Altura de caída: 30 plgs.
* Herramienta de avance: cuchara partida.
* Motor de 5 a 5.5 HP.

Comentarios del SPT

* Recuperación: % del material recogido por la cuchara partida, si recupera poco a poco, se sospecha que el suelo sea granular.

* Valor de “N”: resistencia que opone el subsuelo a ser penetrado un pie (30 cm) usando el equipo de Penetración Estándar.

* Rechazo: según criterio del ingeniero geotécnico, normalmente se define cuando un suelo posee valores de N>50 golpes/pie.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR - SPT

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR - SPT

EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DPL

ENSAYO DE VELETA DE CAMPO

ENSAYO DE VELETA DE CAMPO

EQUIPO DE CONO HOLANDES

N° GOLPES "N"	DENSIDAD RELATIVA
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente densa
30-50	Densa
>50	Muy densa

DENSIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS DE ACUERDO CON LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN. TERZAGHI y PECK (1948)

N° DE GOLPES	CONSISTENCIA	q_u Kg/cm^2
<2	Muy blanda	<0.25
2-4	Blanda	0.25 -0.50
4-8	Medianamente compacta	0.50 -1.00
8-15	Compacta	1.00 -2.00
15-30	Muy compacta	2.00 -4.00
>30	dura	>4.00

RELACIÓN ENTRE CONSISTENCIA DE ARCILLAS, NÚMERO DE GOLPES N DE LA CUCHARA NORMAL Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE TERZAGHI Y PECK (1948)

2) Pozos a Cielo Abierto (Calicatas)

Alternativamente al ensayo de penetración estándar, para la obtención de muestras alteradas o inalteradas, se podrá emplear la excavación de pozos a cielo abierto

3) Perforación Rotativa

Cuando se requiera que las cargas generadas por las edificaciones proyectadas se transmitan directamente en la roca, la mínima profundidad del sondeo dentro de la roca intacta deberá ser de 3.00 m. Si la roca existente está fracturada y/o intemperizada, la profundidad del sondeo deberá incrementarse a criterio del ingeniero geotécnico.

19.04.2004 15:20

HOLE Nº
BOX Nº
PROPERTY
FROM
TO
HOLE Nº
FROM
TO
BOX Nº
HOLE Nº
BOX Nº
PROPERTY
FROM
TO
HOLE Nº
FROM
TO
BOX Nº
19.04.2004 15:30

4) Exploración Geofísica

Hoy en día se dispone de varios tipos de equipos para realizar una exploración geofísica. Estos equipos permiten cubrir rápidamente grandes áreas y son menos caros que los métodos convencionales de perforación rotativa. Sin embargo, en muchos casos la interpretación definitiva es difícil, por esa razón esta técnica debe ser utilizada solamente para trabajos preliminares.

Es común que para la exploración geofísica se realicen alguno de los tres (3) métodos, dependiendo de la necesidades del proyecto:

1) Refracción sísmica
2) Cross-Hole
3) Resistividad eléctrica

MATERIAL	RESISTIVIDAD (Ohm-m)
Arena	500-1500
Arcilla, limos saturados	0-100
Arena arcillosa	200-500
Grava	1500-400
Roca intemperizada	1500-2500
Roca masiva	>5000

VALORES TÍPICOS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA (ohm-m) DE DIFERENTES TIPOS DE SUELOS. TOMADO DE BRAJA DAS, 1992

PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

El número, profundidad y espaciamiento de los sondeos serán determinados por el ingeniero geotecnista y el diseñador estructural, conforme a las características propias del proyecto. Sin embargo, se presenta a continuación la profundidad mínima de los sondeos basados en experiencias de Sowers y Sowers.

ENSAYO DE CARGA IN-SITU

OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA GRAVA DE LIMA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO “IN SITU”

TALLADO DE ESPECÍMENES PARA REALIZACIÓN DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO IN SITU

ENCOFRADO DE ESPECIMEN CON LA FINALIDAD DE LOGRAR LA HOMOGENEIDAD DE LAS PAREDES MEDIANTE EL VACIADO DE UNA MEZCLA DE CEMENTO CON YESO

EJECUCIÓN DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN EL ESPÉCIMEN 1 CON UNA CARGA NORMAL DE 0.5 kg/cm^2

ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN ESPÉCIMEN 2. SE APRECIAN LAS CELDAS DE CARGA NORMAL Y TANGENCIAL, ASÍ COMO LOS DEFORMÍMETROS

EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS Y GATAS HIDRÁULICAS UTILIZADAS PARA LA APLICACIÓN DE LA FUERZA TANGENCIAL Y NORMAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTÉCNICO
Av. Tupac Amaru N° 1150, Lima 25, Part. Apartado postal 31-250, Lima 31 - Telefono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail:

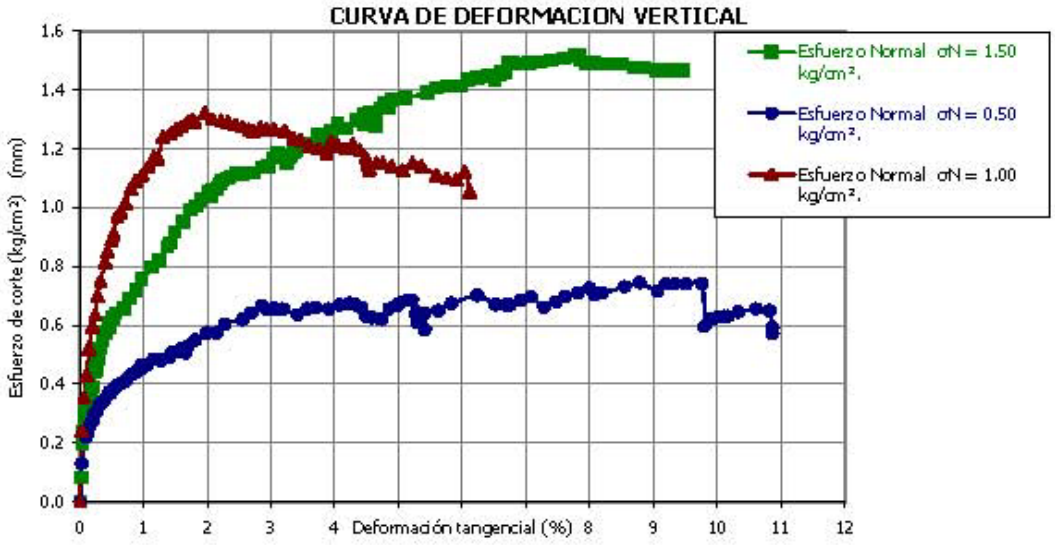
ENSAYO DE CORTE DIRECTO IN SITU
(ASTM - D 4554-95)

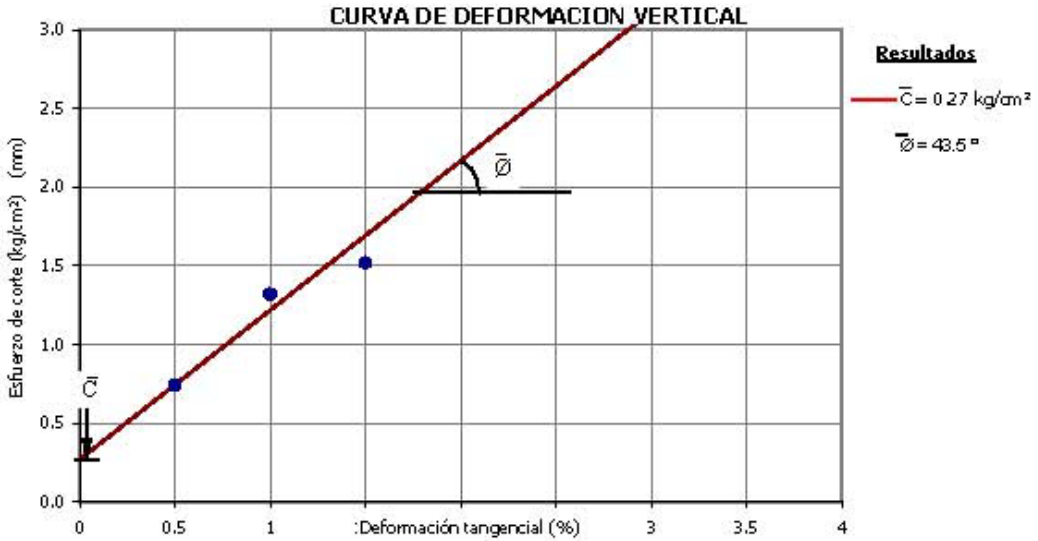
Informe : LG08-126
Solicitante : INTERSEGURO - COMPAÑÍA DE SEGUROS DE VIDA
Proyecto : Centro Empresarial San Isidro
Ubicación : Cruce de la Av. República de Panama - M. Seminario - S. Cristobal - S.I
Fecha : 05 de Diciembre de 2006

RESULTADOS

Velocidad (mm/min)	: 0.50
Profundidad (m)	: 1.20
Dimensiones (m)	: 0.70 x 0.70 x 0.35

CURVAS DE APLICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE





$\bar{c} = 0.27$ kg/cm²

$\bar{\phi} = 43.5°$

ANCHO DEL EDIFICIO (m)	N° DE PISOS				
	1	2	4	8	16
	PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS (m)				
30.5	3.4	6.1	10.1	16.2	24.1
61	3.7	6.7	12.5	20.7	32.9
122	3.7	7.0	13.7	24.7	41.5

PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS EN FUNCIÓN DEL ANCHO DEL EDIFICIO Y EL NÚMERO DE PISOS. TOMADO DE BRAJA DAS, 1990.

Para hospitales y edificios de oficina, Sowers y Sowers (1970), también usan la siguiente regla para determinar la profundidad de los sondeos.

Para construcciones angostas o de acero o concreto :

$$D_b = 3\ S^{0.7}$$

Para construcciones pesadas o edificios anchos de concreto :

$$Db = 6\ S^{0.7}$$

D_b: profundidad de los sondeos en metros

S: número de pisos

TIPO DE PROYECTO	ESPACIAMIENTO(m)
Edificio multipisos	10-30
Edificio industrial de una planta	20-60
Carreteras	250-500
Presas y diques	40-80

ESPACIAMIENTO APROXIMADO DE LOS SONDEOS
(SOWERS Y SOWERS, 1970)

ESPACIAMIENTO SUGERIDO ENTRE PERFORACIONES

* Para carreteras, de 300 a 500 m.
* En obras de paso como puentes, a criterio del Ing. estructural y geotécnico.
* Dependiendo de la importancia de la estructura.
* En función del número de niveles.
* Si existe sótano.
* Depende del área de la zona objeto de estudio.

PREPARACIÓN DE LOS REGISTROS

Los resultados de cada sondeo son presentados en hojas de registros, y presentan la mayoría de veces la siguiente información:

1) Nombre y dirección de la empresa responsable
2) Nombre del equipo de perforación
3) Número y tipo de sondeo
4) Fecha de realización del sondeo
5) Elevación del nivel freático
6) Valor de N
7) Número, tipo y profundidad de las muestras
8) Perforación en roca:tipo de muestreador y RQD

REPORTE DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

Un reporte de suelos deberá incluir las siguiente información:

1) Alcance de la investigación.

2) Breve descripción del tipo de estructura propuesta, y por la cual se realizó el trabajo.

3) Descripción del sitio, ésta deberá contener estructuras próximas, condiciones de drenaje del sitio, naturaleza de la vegetación y condiciones especiales del sitio.

4) Condiciones geológicas.

5) Detalles de la exploración de campo, número de sondeos, profundidad de éstos, tipo de sondeo.

6) Descripción de las condiciones del subsuelo, las cuales son determinadas de los especímenes de suelo, valor de “N”, etc.

7) Nivel freático.

8) Recomendaciones en lo relativo a la fundación, ésta deberá incluir el tipo de fundación recomendada, capacidad de carga admisible y algún método de construcción que sea necesario.

9) Conclusiones y limitaciones de la investigación.

INFORMACIÓN ADICIONAL

Adicionalmente es necesario presentar la siguiente información:

1) Plano de localización del sitio

2) Plano general del sitio presentando la ubicación de los sondeos

3) Hojas de registros

4) Resultados de los ensayos de laboratorio

5) Otras presentaciones gráficas especiales

NORMA TÉCNICA E.050
SUELOS Y CIMENTACIONES

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

3.1 CARGAS A UTILIZAR

a) Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizarán como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

b) Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares: se deberá considerar la máxima carga vertical que actúe (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

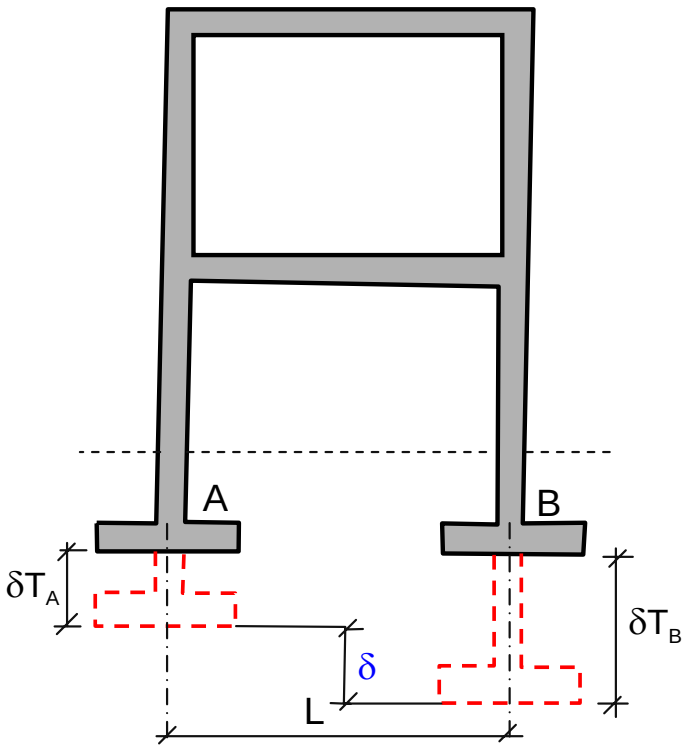
c) Para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos: se considerará la Carga Muerta más el 50% de la Carga Viva, sin considerar la reducción que permite la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.

3.2 ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo Estudio de Mecánica de Suelos se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura Nº 3) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla Nº 3.2.0.

En caso de suelos granulares el asentamiento diferencial, se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

En caso de tanques elevados y similares y/o estructuras especiales el asentamiento tolerable no deberá superar el requerido para la correcta operación de la estructura.



Distorsión Angular $= \frac{\delta}{L}$

δT_A = Asentamiento total de A
δT_B = Asentamiento total de B
δ = Asentamiento diferencial

Asentamiento Diferencial

$\alpha = \delta / L$	**DESCRIPCIÓN**
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se espera dificultades en maquinaría sensible a asentamientos.

TABLA Nº 3.2.0

DISTORSIÓN ANGULAR = α

3.3 FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

a) Para cargas estáticas: 3.0

b) Para solicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5

3.4 PRESIÓN ADMISIBLE

La determinación de la Presión Admisible, se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

a) Profundidad de cimentación

b) Dimensión de los elementos de la cimentación

c) Características físico-mecánicas de suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación

d) Ubicación del nivel freático

e) Probable modificación de las características físico-mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad

f) Asentamiento tolerable de la estructura

La presión admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

a) La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente

b) La presión que cause el asentamiento admisible.

NORMA TÉCNICA E.050
SUELOS Y CIMENTACIONES

CAPÍTULO 4

Cimentaciones Superficiales

4.1 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga por corte del suelo o presión última o de falla, se determinará utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

4.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos de determinarán utilizando los métodos aceptados por la mecánica de suelos.

4.3 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad mínima de cimentación será de 0.80 m. En el caso de que la edificación se construya con muros portantes de albañilería, y la cimentación sea realizada mediante una losa de concreto armada en dos sentidos, se colocará un anillo perimetral de concreto armado, con una profundidad mínima de 0.40 m.

La carga admisible y el asentamiento diferencial, deben calcularse para la profundidad de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, debe determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso.

En el caso de cimentaciones a varias profundidades, debe evitarse que las zonas de influencia de los cimientos ubicados en los niveles superiores, intercepten a los cimientos ubicados debajo de ellos; de lo contrario será necesario tener en cuenta en el dimensionamiento de los cimientos inferiores, las presiones transmitidas por los cimientos superiores.

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y reemplazados con material que cumplan con lo indicado en la sección 4.4.1.

En las zonas donde el suelo sea susceptible de congelarse, se deberá situar la cimentación superficial a una profundidad tal, que los efectos de este fenómeno no afecten a la cimentación.

4.4 CIMENTACIÓN SOBRE RELLENOS

Los rellenos son depósitos artificiales que se diferencian por su naturaleza y por las condiciones bajo las que son colocados.

Por su naturaleza pueden ser:

a) Materiales seleccionados: todo tipo de suelo compactable, sin elementos extraños.

b) Materiales no seleccionados: todo aquel que no cumpla con la condición anterior.

Por las condiciones bajo las que son colocados:

a) Controlados, y

b) No controlados

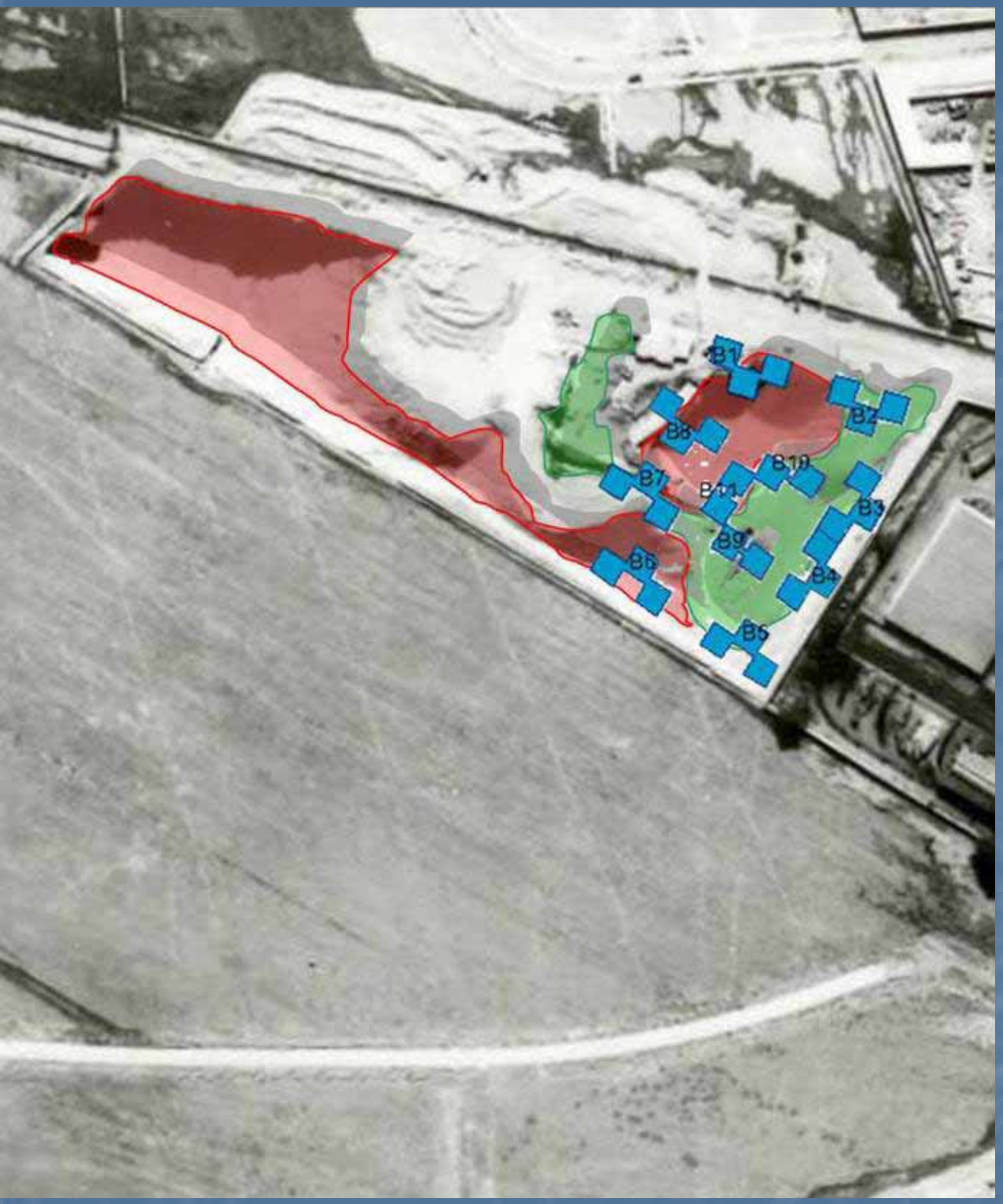


FOTO AÉREA DE LA ZONA DE ESTUDIO TOMADA EL 03 DE MARZO DE 1958

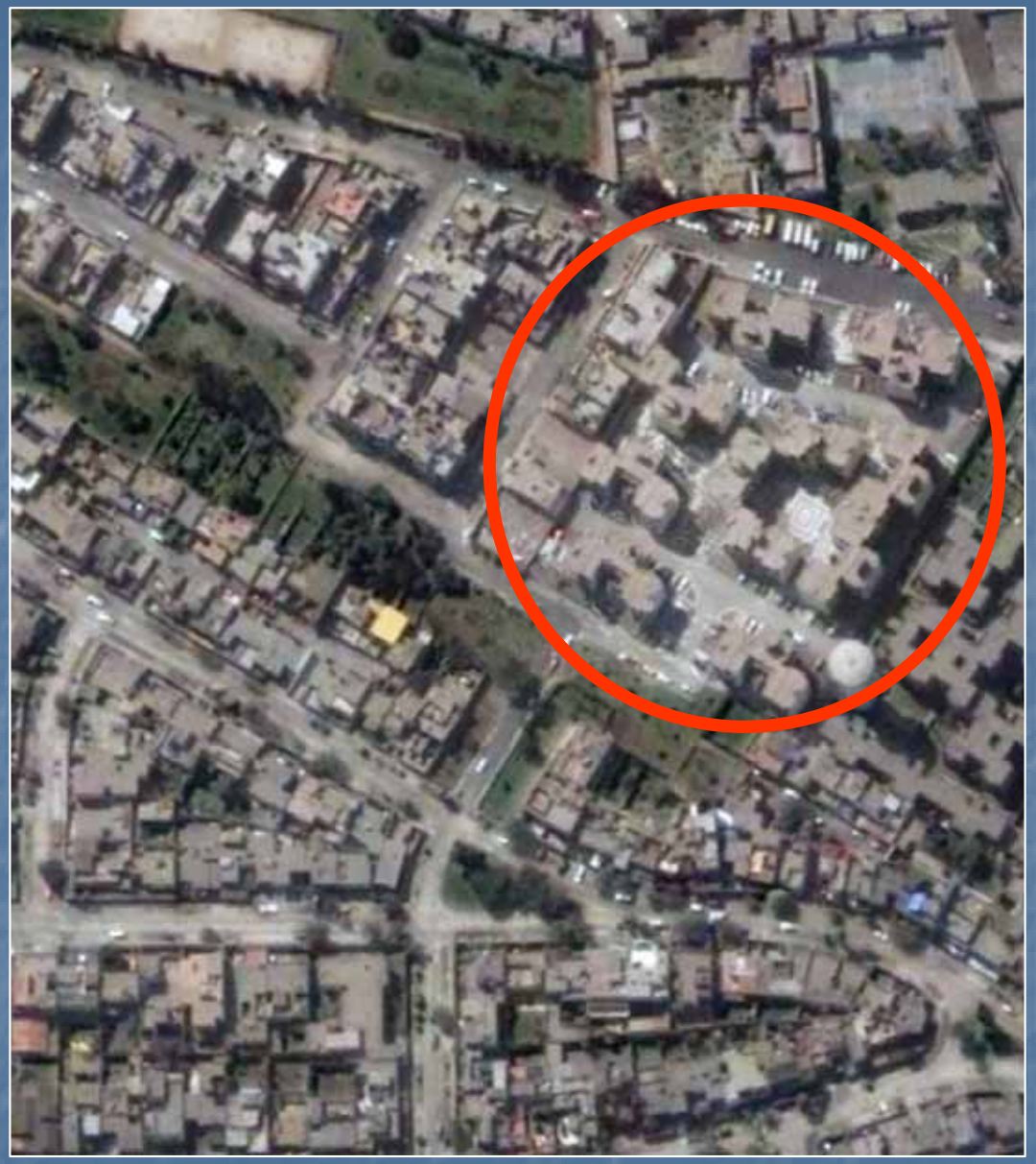


IMAGEN SATELITAL ACTUAL DEL ÁREA DONDE SE ENCUENTRA EL CONJUNTO HABITACIONAL

CONSTRUCCIONES REALIZADAS SOBRE RELLENOS NO CONTROLADOS

ENSAYO DE PROSPECCIÓN SÍSMICA UTILIZADO PARA DETECCIÓN DE RELLENOS

RELLENO LOCALIZADO

4.4.1 Rellenos Controlados o de Ingeniería

Los rellenos controlados son aquellos que se construyen con materiales seleccionados, generalmente del tipo granular. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

Los suelos seleccionados con los que construyen los rellenos controlados, deberán ser compactados de la siguiente manera:

- Cuando el 30% o menos del material es retenido en la malla 3/4”.

a) Si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la Máxima Densidad Seca del Ensayo de Compactación tipo Proctor Modificado (ASTM 1557), en todo su espesor.

b) Si tiene menos del 12% de finos, deberá compactarse a una densidad no menor del 95% de la Máxima Densidad Seca del ensayo de Compactación tipo Proctor Modificado (ASTM 1557), en todo su espesor.

- Cuando más del 30% del material es retenido en la malla 3/4”.

a) Si el porcentaje de finos es menor o igual que 15% deberá compactarse a una densidad relativa (ASTM 4254), no menor del 70%

b) No será recomendable la utilización de materiales con más de 15% de finos, salvo que se sustenten los métodos de compactación y control.

Deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas, a razón necesariamente de un control por cada 250 m^2 como máximo.

Cuando se requiera verificar la compactación de un relleno ya construido de más de 5 metros de espesor , deberá realizarse un ensayo de penetración estándar (SPT-ASTM D1586), por cada metro de espesor de relleno compactado. Para rellenos de espesores menores de 5 metros, podrán reemplazarse los SPT, por ensayos con el Cono (Dinámico o Semi-estático).

Los ensayos efectuados por los métodos mencionados en el párrafo anterior se realizarán a razón de por lo menos de un punto de control por cada 250 m^2 de relleno compactado.

4.4.2 Rellenos no Controlados

Los rellenos no controlados son aquellos que no cumplen con la Sección 4.4.1. Las cimentaciones superficiales no se podrán construir sobre estos rellenos ni sobre tierra de cultivo, suelos orgánicos, turba, o mezclas de ellos, los cuales deberán ser removidos en su totalidad y reemplazados por suelos seleccionados, antes de iniciar la construcción de la cimentación.

4.5 Cargas Excéntricas

En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno a una carga vertical Q y dos momentos M_x y M_y que actúan simultáneamente, según los ejes x e y respectivamente; el sistema formado por estas tres solicitaciones son estáticamente equivalente a carga vertical excéntrica de valor Q, ubicada en el punto (e_x, e_y) siendo:

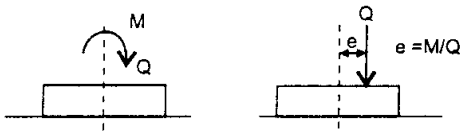
$$e_x = \frac{M_x}{Q_v} \qquad e_y = \frac{M_y}{Q_v}$$

El lado de la cimentación, ancho (B) o largo (L), se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del "área efectiva = B' x L' ".

$$B' = B - 2e_x \qquad L' = L - 2e_y$$

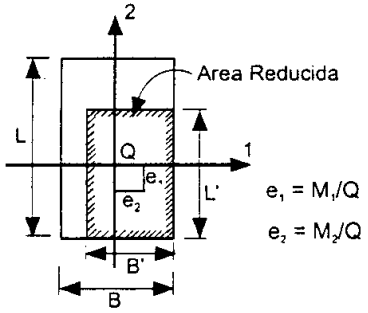
El centro de gravedad del “área efectiva” debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno mas próximo de la base real con la mayor precisión posible. Su forma debe ser rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares.

Debe notarse que cuando se trate de momentos originados por fuerzas sísmicas, normalmente no se considera el efecto de ambos sentidos simultáneamente. (Ver Figura Nº 4).



La fuerza resultante actúa en el centroide de área reducida

(A) CARGA EQUIVALENTE

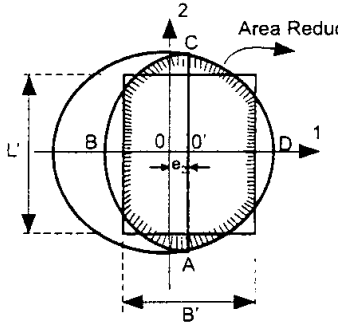


Para cimientos rectangulares reducen las dimensiones así:

$L' = L - 2e_1$ $\quad e_1 = M_1/Q$

$B' = B - 2e_2$ $\quad e_2 = M_2/Q$

(B) AREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



Para un cimiento circular de radio R, el área efectiva = 2x (área del segmento circular ADC), considerar A'e como un rectángulo con L'/B' = AC/BD

$e_2 = M_2/Q$

0'B = 0' D

$$\frac{L'}{B'} = \frac{AC}{BD}$$

Sector A'e = 2S = B'L'

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$L' = \left(2S\sqrt{\frac{R+e_2}{R-e_2}}\right)^{1/2}$$

$$B' = L'\sqrt{\frac{R-e_2}{R+e_2}}$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} - \left[e_2\sqrt{R^2 - e_2^2} + R^2 \operatorname{arcsen}\left(\frac{e_2}{R}\right)\right]$$

(C) AREA REDUCIDA - CIMIENTO CIRCULAR

FIGURA 4

CIMIENTOS CARGADOS EXCÉNTRICAMENTE

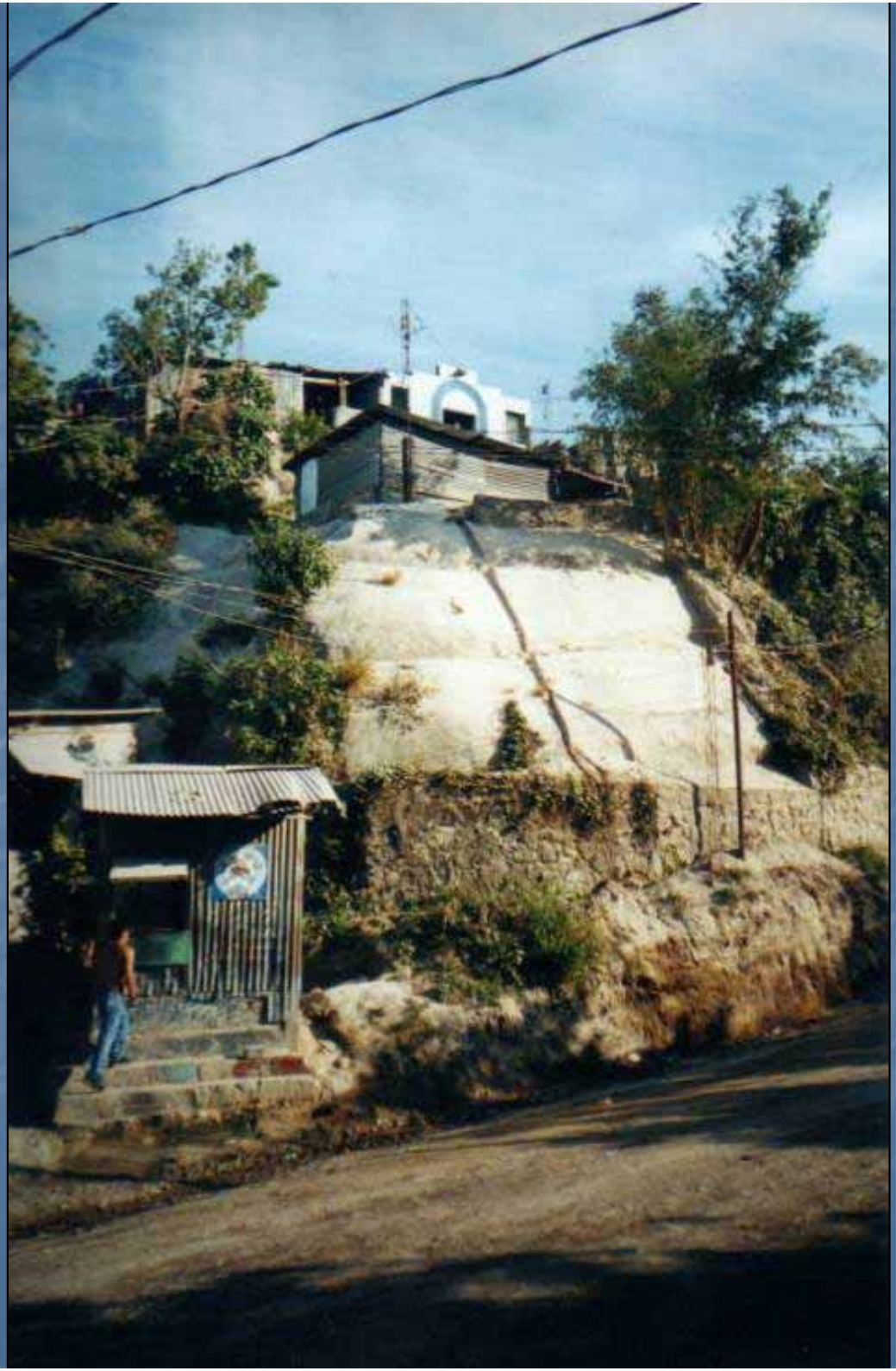
4.6 Cargas Inclinadas

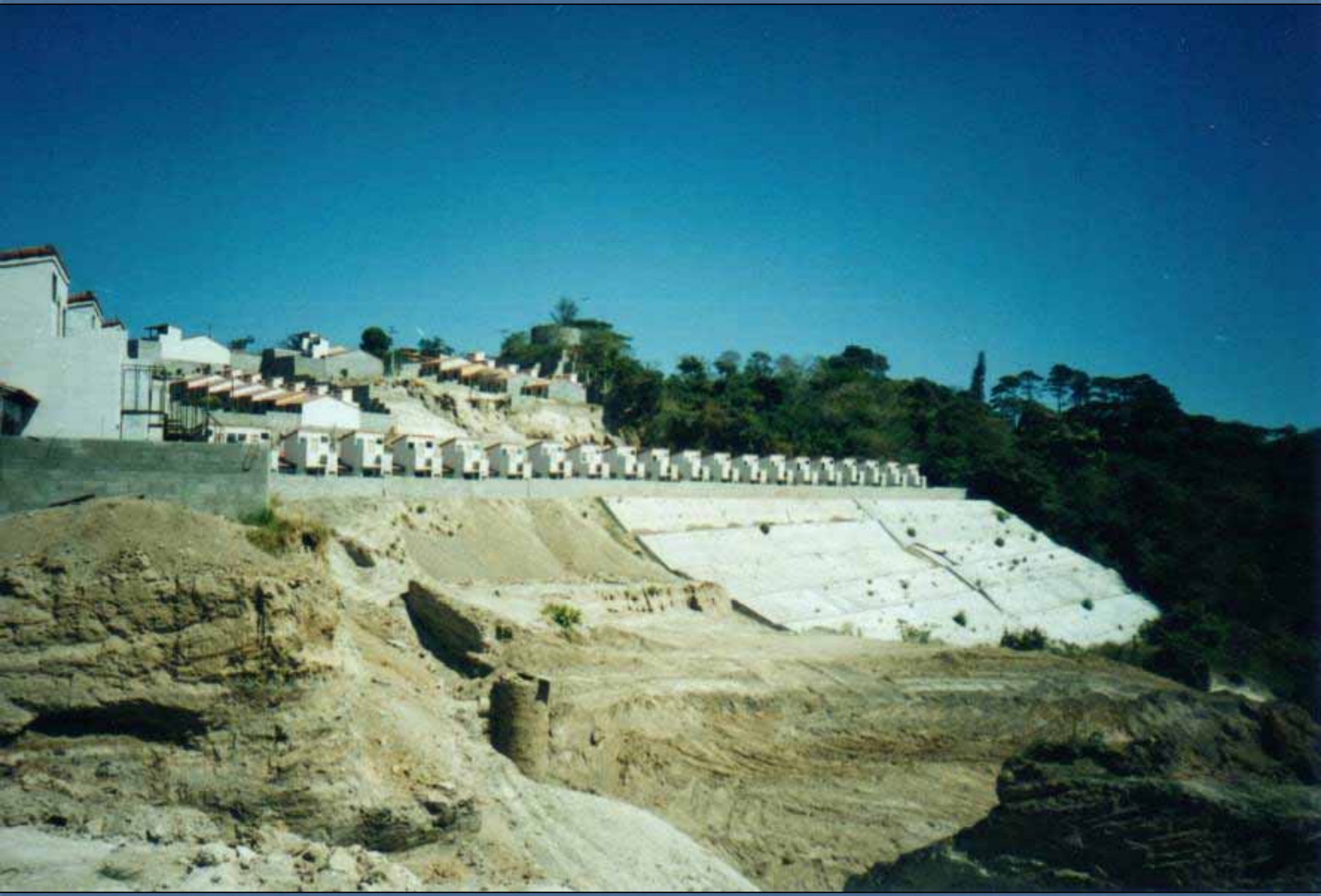
La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga debe ser recalculada tomando en cuenta su efecto.

4.7 Cimentaciones Superficiales en Taludes

En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de cimentación, si la hubiera. Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

El factor de la seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1.5 y en condiciones sísmicas 1.25.





NORMA TÉCNICA E.050
SUELOS Y CIMENTACIONES

CAPÍTULO 5

Cimentaciones Profundas

5.1 CIMENTACIÓN POR PILOTES

5.1.1 Programa de Exploración para Pilotes

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujetará a lo indicado en la Sección 2.3, excepto en lo concerniente a la profundidad mínima de investigación, la cual corresponderá a la profundidad activa de cimentación.

5.1.2 Capacidad de Carga en Pilotes

El cálculo de capacidad de carga en pilotes se efectuará mediante cualquiera de los métodos estáticos confiables normalmente utilizados en la Mecánica de Suelos.

La capacidad estática de carga se calculará por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Q_u : capacidad última del pilote

Q_p : capacidad última por punta

ΣQ_f : capacidad última por fricción en los estratos que intervienen en el efecto de fricción

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuefactables, ni aquellos de muy baja resistencia, ni suelos orgánicos ni turbas.

Durante la ejecución de la obra deberán ejecutarse pruebas de carga y la capacidad de carga deberá ser verificada por una fórmula dinámica confiable según las condiciones de la hinca.

5.1.3 Capacidad de Carga de un Grupo de Pilotes

En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo.

En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, debe analizarse la capacidad de carga por punzonamiento en dicho suelo.

5.1.4 Factores de Seguridad

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizarán los factores de seguridad estipulados en la Sección 3.3.

Para el cálculo mediante métodos dinámicos, se utilizará el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en los métodos dinámicos será menor de 2.

5.1.5 Pruebas de Carga

Se deberá efectuar una prueba de carga por cada lote o grupos de pilotes o al menos una por cada cien pilotes (ASTM D 1143). Las pruebas se efectuarán en zonas de perfil conocido.

5.1.6 Ensayos Diversos

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomienda los siguientes ensayos en pilotes ya instalados:

a) Verificación del buen estado físico

b) Prueba de carga estática lateral, de acuerdo a las solicitaciones

c) Verificación de la inclinación

5.1.7 Espaciamiento de Pilotes

El espaciamiento mínimo entre pilotes será el indicado en la Tabla siguiente:

Espaciamiento Mínimo de Pilotes

LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	3B
$10 \leq L < 25$	4B
$L \geq 25$	5B

donde:

B = diámetro o mayor dimensión del pilote.

Sin embargo, para el caso de pilotes por fricción este espaciamiento no podrá ser menor de 1.20 m.

5.1.8 Fricción Negativa

Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

Para analizar este efecto se utilizarán los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo-pilote, actuando hacia abajo.

5.1.9 Asentamientos

Se estimará primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calculará el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.

En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se considerarán: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado.

En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a 2/3 de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo, y que aplica la carga transmitida por la estructura.

PRUEBA DE CARGA DE UN PILOTE

5.2 CIMENTACIÓN POR PILARES

5.2.1 Capacidad de Carga

La capacidad de carga de un pilar deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se tomará en cuenta los efectos por punta y fricción.

5.2.2 Factor de Seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizará los factores estipulados en la Sección 3.3.

Colocación del refuerzo para el pilar, utilizando una grúa auxiliar.

PROCESO DE EJECUCIÓN DE PILARES CON LODO BENTONÍTICO.

5.2.3 Acampanamiento en la Base del Pilar

Se podrá acampanar el pilar en el ensanchamiento de la base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

5.2.4 Aflojamiento del Suelo Circundante

El aflojamiento del suelo circundante deberá controlarse por:

a) Rápida excavación del fuste y vaciado del concreto

b) Mediante el uso de un forro en la excavación del fuste

c) Por aplicación del método del lodo bentonítico.

5.2.5 Asentamientos

Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, deberá estimarse el grado de deformación que se producirá al aplicar las cargas. El asentamiento podrá ser un factor de limitación en el proyecto estructural del pilar.

Se calculará el asentamiento por contacto o inmediato y el asentamiento por compresión o consolidación.

5.3 CAJONES DE CIMENTACIÓN

- Se construyen sobre el terreno y se introducen por su propio peso
- **Capacidad de carga:** Los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y dependerá de la relación profundidad /ancho (Df/B) si es menor o igual a cinco (5) se diseñara como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseñara como un pilar
- **Factor de seguridad:** La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad
- **Asentamientos:** Según deformación axial, por la acción de punta y por la carga transmitida por fricción

DETALLE DE LA EXCAVACIÓN DEL CAISSON ESTRIBO DERECHO PUENTE BOLOGNESI

CIMENTACIÓN CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN – PUENTE STUART

NORMA TÉCNICA E.050
SUELOS Y CIMENTACIONES

CAPÍTULO 6

Problemas Especiales de Cimentación

6.1 SUELOS COLAPSABLES

El Profesional Responsable efectuará el estudio correspondiente para descartar o verificar la existencia de suelos colapsables, cuando éstos puedan afectar a la estructura.

6.2 ATAQUE QUÍMICO A LAS CIMENTACIONES

En los lugares donde haya sospecha del ataque químico a las cimentaciones, deberán llevarse a cabo investigaciones para estudiar esta posibilidad. El estudio del ataque químico a las cimentaciones debe efectuarse mediante análisis químicos del agua y del suelo.

CANAL DE IRRIGACION LA CANO, CRUZA SUELOS COLAPSABLES PROTEGIDO CON GEOSINTETICOS (FERNANDEZ, E. 1996)

6.3 SUELOS EXPANSIVOS

El Profesional Responsable efectuará el estudio correspondiente para descartar o verificar la existencia de suelos expansivos, cuando éstos puedan afectar a la estructura.

DAÑOS EN SAN ANTONIO-MOQUEGUA

DAÑOS POR SUELOS EXPANSIVOS EN TALARA

6.4 LICUACIÓN DE SUELOS

El Profesional Responsable efectuará el estudio correspondiente para descargar o verificar la ocurrencia del fenómeno de licuación en los suelos ubicados bajo la napa freática.

LLICUACIÓN DE SUELOS EN CALLE NUEVA, CENTRO POBLADO CANCHAMANA, TAMBO DE MORA – SISMO 15 DE AGOSTO DEL 2007

LLICUACIÓN DE SUELOS EN CALLE NUEVA, CENTRO POBLADO CANCHAMANA, TAMBO DE MORA – SISMO 15 DE AGOSTO DEL 2007

EFECTOS DE LICUACIÓN DE SUELOS DESPUÉS DEL SISMO DE NIIGATA EN 1964

VISTA DEL FONDO DEL EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS KAWAGISHI-CHO LOCALIZADO EN NIIGATA, JAPÓN. EL EDIFICIO SUFRIÓ FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA INDUCIDA POR LA LICUACIÓN DURANTE EL SISMO DE NIIGATA DEL 16 DE JUNIO DE 1964

6.5 CALZADURAS

6.5.1 Generalidades

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta que entren en funcionamiento las obras de calzaduras y/o sostenimiento definitivas.

Las calzaduras a diferencia de otras obras de sostenimiento como: pilotes continuos, tablestacados, o muros diafragma, se construyen alternada y progresivamente con la excavación.

6.5.2 Parámetros de Cálculos y Otras Condiciones

Las obras de sostenimiento definitivas son estructuras permanentes, que tienen por finalidad sostener el suelo y las cargas que actúan sobre él, como consecuencia de las excavaciones u obras efectuadas en el terreno vecino.

Donde sea aplicable, el informe de EMS, deberá incluir los parámetros de suelos requeridos para el diseño de las obras de calzadura y sostenimiento de las edificaciones, muros perimetrales, pistas y terrenos vecinos, considerando que éstos puedan ser desestabilizados como consecuencia directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de las obras, o como consecuencia de un sismo o sobrecargas durante la ejecución de las obras, las que deberán ser consideradas en los cálculos respectivos.

Para cumplir lo anterior, el Profesional Responsable deberá proveer toda la información referente al perfil de suelos que será involucrado por la obra de calzadura y/o sostenimiento, dicha información deberá incluir como mínimo: el perfil del suelo mostrando sus diferentes estratos y el nivel freático tal como se detalla en las Secciones 2.4.1 e) y f), las características físicas, el peso unitario, el valor de la cohesión y el ángulo de la fricción interna de los diferentes estratos que lo componen, según se aplique, debiendo obtenerse conforme se indica en esta Norma. Estos mismos parámetros, deben ser proporcionados por el Profesional Responsable del EMS, para el caso de una eventual saturación del suelo.

En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la napa freática para la construcción de las obras de calzadura y/o sostenimiento, el Profesional Responsable deberá proponer los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno, aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y deberá prevenir cualquier consecuencia negativa que pueda ocasionar a la obra o a las edificaciones existentes, el acto de bombear o abatir la napa freática.

6.5.3 Estabilidad de los Cortes

En el caso de cortes para sótanos y/o de cimentaciones, el Contratista deberá encargar a un especialista el estudio de la estabilidad de los cortes. En cualquier caso, las excavaciones verticales de más de 2.00 m de profundidad, requeridas para alcanzar los niveles de sótanos y cimentaciones, no deben permanecer sin calzadura y/o sostenimiento, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

Los cortes no verticales también deberán calzarse y/o sostenerse a menos que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario ejecutar dichas obras.

6.5.4 Efectos de los Sismos

De producirse un sismo con magnitud mayor o igual a 3.5 grados de la Escala Richter, el contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a calzar y/o sostener cualquier corte de más de 2.00 m de altura, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

6.5.5 Cargas Horizontales

La ausencia de carga horizontales sobre una calzadura puede ser un fenómeno temporal, cuya presencia dependerá:

- Del tiempo que la excavación permanezca sin soporte.
- Del tipo de suelo involucrado.
- De contingencias tales como: variaciones en la carga hidrostática (humedecimiento y secado), sobrecargas estáticas durante el proceso constructivo, y por sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).

El Contratista de la Obra debe tener en consideración estas situaciones y no deberá permitir que la calzadura permanezca sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de grietas de tensión y fuerzas no previstas en el cálculo de la calzadura (permanentes o eventuales), y que puedan producir el colapso de la misma.

6.5.6 Excavación sin Soporte

El Profesional Responsable de la Obra deberá determinar la profundidad máxima o altura crítica (Hc) a la cual puede llegar la excavación, sin requerir soporte.

No se permitirán excavaciones sin calzadura, si las mismas dejan sin soporte a las cimentaciones vecinas.

6.5.7 Diseño y Construcción de la Calzadura

La necesidad de: la calzadura, su diseño y construcción son responsabilidad del Contratista de las Obras respectivas.

La estructura de la obra de calzadura, deberá diseñarse y construirse como una obra de sostenimiento.

CONSTRUCCIÓN DE PANTALLAS ANCLADAS EN EDIFICIO REAL 10 – CONJUNTO COMERCIAL Y EMPRESARIAL CAMINO REAL