

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO GEOTECNICO EN SUELOS GRAVOSOS. APLICACIÓN:
EDIFICIO DE 7 PISOS Y 2 SOTANOS**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

VICTOR MARTIN VELÁSQUEZ PAREDES

Lima- Perú

2015

DEDICATORIA

Dedico el Presente Informe de Suficiencia con mucho cariño para mi querida Alma Mater la UNI, para mis Lindas Madres y mi Padre que brindaron su apoyo en las épocas de crisis

	Página
RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE FOTOS	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	7
INTRODUCCIÓN	8
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	9
1.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	9
1.2 UBICACIÓN.....	10
1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	11
1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	11
1.4.1 Arquitectura	11
1.5 CONSIDERACIONES NORMATIVAS VIGENTES.....	12
CAPÍTULO II: ESFUERZO DEFORMACIÓN EN LA MASA DEL SUELO	14
2.1 CONCEPTOS GENERALES.....	14
2.1.1 Distribución de esfuerzos en la masa del suelo.....	15
2.1.2 Metrado de cargas.....	19
2.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO.....	20
2.3 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO ESTÁNDAR	21
2.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO "IN SITU"	24
2.4.1 Ensayo de Carga Directa "in situ".....	31
2.5 ENSAYO DE CORTE DIRECTO A GRAN ESCALA.....	31
CAPÍTULO III: ASPECTOS GEOTÉCNICOS A CONSIDERAR	35
3.1 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	35
3.1.1 Geología.....	35
3.1.2 Geomorfología.....	37
3.2 INVESTIGACIONES DEL SUELO.....	40
3.2.1 Generalidades.....	40
3.2.2 Cantidad de puntos mínimos de investigación.....	40
3.2.3 Profundidad mínima de excavación.....	41
3.2.4 Investigaciones efectuadas	42
CAPÍTULO IV: CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES	

SUPERFICIALES.....	47
4.1 CONCEPTOS GENERALES.....	47
4.2 MÉTODO DE TERZAGHI.....	48
4.3 ECUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC.....	54
4.3.1 Factores de capacidad de carga.....	55
4.3.2 Factor de compresibilidad del suelo.....	58
CAPITULO V : EMPUJE DE TIERRAS.....	60
5.1 EMPUJES LATERALES.....	60
5.2 EFECTO DE LA FUERZA SÍSMICA.....	62
5.3 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN.....	62
5.4 APLICACIÓN DEL RNE.....	63
5.4.1 Parámetros de sitio.....	64
5.4.2 Condiciones geotécnicas.....	65
5.4.3 Categoría de las edificaciones.....	66
5.4.4 Sistemas estructurales.....	66
CAPÍTULO VI: INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DEL PROYECTO.....	67
6.1 RESULTADO DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.....	67
6.1.1 Clasificación de los suelos.....	67
6.1.2 Estratigrafía.....	68
6.2 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	69
6.2.1 Profundidad y tipo de la cimentación.....	69
6.2.2 Capacidad de carga.....	69
- Terzaghi	69
- Vesic	70
6.3 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.....	72
6.4 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES.....	75
6.4.1 Asentamientos considerando el q_{adm} del suelo	76
6.5 ANÁLISIS QUÍMICO.....	76
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1 CONCLUSIONES.....	78
7.2 RECOMENDACIONES.....	79
BIBLIOGRAFÍA.....	79
ANEXOS.....	80

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia corresponde al proyecto inmobiliario "Edificio Inclán 673" de Vivienda Multifamiliar en el distrito de Miraflores y desarrolla los Aspectos Geotécnicos para el análisis y diseño de cimentaciones.

El proyecto del conjunto residencial prevé la construcción de edificio de 7 pisos con 2 sótanos y está ubicado en la calle Coronel Inclán 673 en el Distrito de Miraflores, Provincia y Departamento de Lima.

La parte estructural del edificio está en que es una superestructura construida en base a un sistema mixto con pórticos, placas de concreto armado, muros de confinamiento mediante columnas dentadas, vigas de concreto armado y losa del tipo aligerada que transmiten una presión de contacto al subsuelo de 52.21 Tn/m^2 en las zapatas de ancho $B= 2.00\text{m}$ y profundidad 0.60m y para su diseño es necesario conocer en forma detallada la exploración geotécnica del suelo tales como: efectuar calicatas a ciertas profundidades para conocer la estratigrafía del suelo y su capacidad portante del mismo y determinar la profundidad de cimentación en terreno firme, trabajos que han sido realizados y reportan que la primera capa de un espesor aproximado de 1.00m es un relleno de matriz arcillosa y debajo de ella se encuentran las gravas arenosas de compacidad densa.

Se realizaron los cálculos para la obtención de la capacidad portante admisible del suelo ($q_{adm}= 66.0 \text{ tn/m}^2$) el cual es mayor a la presión de contacto lo que permite la construcción con seguridad en el suelo en estudio

Además se extrajo muestras y se complementó con ensayos de laboratorio para determinar las propiedades y características físico-mecánicas y químicas fundamentales de cada uno de los estratos de interés, dichos ensayos fueron ejecutados siguiendo las normas vigentes.

Se tiene planteada una estructura de cimentación con zapatas de 2.00 m de ancho y los valores recomendados del $q_{ad}=5.2\text{kg/cm}^2$ y asentamiento tolerable de $S_i=25\text{mm}$. Los cuáles serán verificados con los estudios que se realicen a los suelos.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 2.1	Medición de cargas de la estructura	20
Cuadro N° 2.2	Valores de ϕ en gravas	27
Cuadro N° 2.3	Corte directo a gran escala CISMID.....	34
Cuadro N° 2.4	Corte directo "in situ"	34
Cuadro N° 3.1	Clasificación de suelos.....	37
Cuadro N° 3.2	Tipo de edificación.....	40
Cuadro N° 3.3	Número de puntos de investigación.....	41
Cuadro N° 3.4	Calicatas.....	42
Cuadro N° 3.5	Densidades naturales.....	42
Cuadro N° 3.6	Denominación según la compacidad.....	46
Cuadro N° 3.7	Compacidad relativa de las calicatas en obra.....	46
Cuadro N° 4.1	Factores de capacidad de carga de terzaghi.....	52
Cuadro N° 4.2	Factores de capacidad de carga modificado.....	53
Cuadro N° 4.3	Factores de capacidad de carga de vesic.....	56
Cuadro N° 4.4	Factores de forma profundidad e inclinación.....	57
Cuadro N° 4.5	Variación de $i_r(c_r)$ con ϕ y b/l	59
Cuadro N° 5.1	Coefficiente de presión activa.....	61
Cuadro N° 5.2	Factores de seguridad estático y sísmico.....	61
Cuadro N° 5.3	Factores de aceleración máxima.....	64
Cuadro N° 5.4	Parámetros del suelo.....	66
Cuadro N° 5.5	Parámetros sísmicos.....	66
Cuadro N° 6.1	Propiedades físicas de los suelos c1-c2-c3	67
Cuadro N° 6.2	Propiedades físicas de los suelos en obra.....	69
Cuadro N° 6.3	Valores de los factores de capacidad de carga.....	70
Cuadro N° 6.4	Propiedades físicas de los suelos y la edificación.....	70
Cuadro N° 6.5	Valores de los factores de compacidad de carga.....	70
Cuadro N° 6.6	Factores de forma profundidad e inclinación.....	71
Cuadro N° 6.7	Relación de Poisson.....	74
Cuadro N° 6.8	Modulo de elasticidad.....	74
Cuadro N° 6.9	Valores del suelo y la estructura.....	74
Cuadro N° 6.10	Sulfatos y cloruros.....	77
Cuadro N° 6.11	Análisis químico.....	77

LISTA DE FIGURAS

Figura n° 1.1	Ubicación del proyecto.....	10
Figura n° 1.2	Plano del edificio.....	12
Figura n° 2.1	Esfuerzos en la masa del suelo.....	17
Figura n° 2.2	Abaco de newmark.....	18
Figura n° 2.3	Metrado de cargas	19
Figura n° 2.4	Ensayo de corte directo.....	22
Figura n° 2.5	Esfuerzo normal y tensión de corte.....	23
Figura n° 2.6	Corte directo in situ.....	25
Figura n° 2.7	Fuerza – deformación tangencial.....	28
Figura n° 2.8	Esfuerzo normal - esfuerzo tangencial.....	29
Figura n° 2.9	Diseño e instrumentación de equipo.....	33
Figura n° 3.1	Suelos en lima.....	39
Figura n° 3.2	Sistema unificado de clasificación de suelos.....	44
Figura n° 4.1	Falla por capacidad de carga.....	49
Figura n° 4.2	Determinación de los factores de capacidad de carga.....	54
Figura n° 5.1	Zonas del Perú.....	65
Figura n° 6.1	Asentamientos elásticos.....	73
Figura n° 6.2	Asentamiento diferencial.....	75

LISTA DE FOTOS

FOTO N° 2.1	Ensayo de corte directo estándar.....	24
FOTO N° 2.2	Corte directo "In Situ" UNI.....	30
FOTO N° 2.3	Corte directo a gran escala.....	33
FOTO N° 3.1	Gravas.....	36

LISTA DE SIMBOLOS Y DE SIGLAS

G	Gravas
S	Arenas
M	Limos
C	Arcillas
ν	Factor de Poisson
σ	Esfuerzo normal
T	Esfuerzo cortante
ϕ	Angulo de fricción interna
c	Cohesión
ϵ	Deformación
D_f	Profundidad de desplante de la cimentación
q_u	Capacidad de carga ultima
q_{ad}	Presión admisible del suelo
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga
δ	Asentamiento tolerable
EMS	Estudio de mecánica de suelos

INTRODUCCIÓN

El proyecto inmobiliario desarrollado durante la titulación es amplio e involucra muchas especialidades a la Ingeniería Civil. Es bastante complejo en el área de la construcción por lo que se desarrollaran todos los cálculos en base a las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones en el estudio de suelos para el diseño de cimentaciones E.050 y diseño sismo resistente E.030 para determinar el tipo de cimentación a emplear y que permita transmitir en forma satisfactoria al terreno las cargas de la superestructura de muros y techos de concreto armado previsto por el diseño estructural.

Para ello ha sido necesario conocer la naturaleza del suelo requiriendo de los trabajos de campo como la ejecución de calicatas y la toma de muestras de acuerdo a los dispositivos establecidos, los mismos que al procesarlos en el laboratorio y gabinete a permitido finalmente obtener los resultados definitivos de las características geotécnicas del suelo con obtención de parámetros que permita diseñar los elementos de cimentación de este edificio multifamiliar para el terreno en el cual se apoya.

La parte final del presente informe trata sobre lo correspondiente a los resultados de las condiciones sísmicas y químicas que presenta el terreno, para saber el comportamiento del suelo ante un sismo y como podría afectar a las estructuras del edificio multifamiliar todo basado en la aplicación del Reglamento Nacional de Edificaciones.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El RNE muestra los casos en los cuales es obligatorio el estudio de mecánica de suelos:

- a) Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como:
colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.
- b) Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² de área techada en planta.
- c) Cualquier edificación no mencionada en a) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- d) Edificaciones industriales, fabricas, talleres o similares.
- e) Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, represente peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.
- f) Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares o plateas de fundación.
- g) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO

- Realizar un estudio de suelos y su comportamiento para el Proyecto del Edificio Multifamiliar “Coronel Inclán 673” de Miraflores.
- Ofrecer una alternativa de vivienda que cumpla con las actuales normas técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Diseñar una arquitectura que aproveche al máximo los espacios optimizando las áreas de paso.
- Optimizar los procesos constructivos en el proyecto disminuyendo los costos y ofreciendo una calidad de servicio al cliente.

1.4 DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto inmobiliario se describirá en sus aspectos arquitectónicos, estructural, de instalaciones eléctricas y sanitarias.

1.4.1 Arquitectura

En cuanto al aspecto arquitectónico el área donde se desarrollara el proyecto tiene una extensión de 600m² el mismo que a su vez tiene un frente de 19.55m con la calle Coronel Inclán (ver foto 1.1).

El presente proyecto que es un Edificio Multifamiliar se denomina “Edificio Inclán 673” y consiste en una superestructura de 7 pisos con 2 sótanos.

El terreno se optimizo haciéndose un edificio de 7 pisos con 3 departamentos por piso.

Los edificios cuentan con áreas libres y terrazas.

La distribución de los departamentos lo vemos en la fig.2 y consta de:

- Dormitorio principal con baño privado.
- Dormitorio común (1,2 o 3 unid.).
- Sala.
- Comedor.
- Cocina.
- Baño común.
- Baño privado en el dormitorio principal.
- Lavandería.
- Terraza.

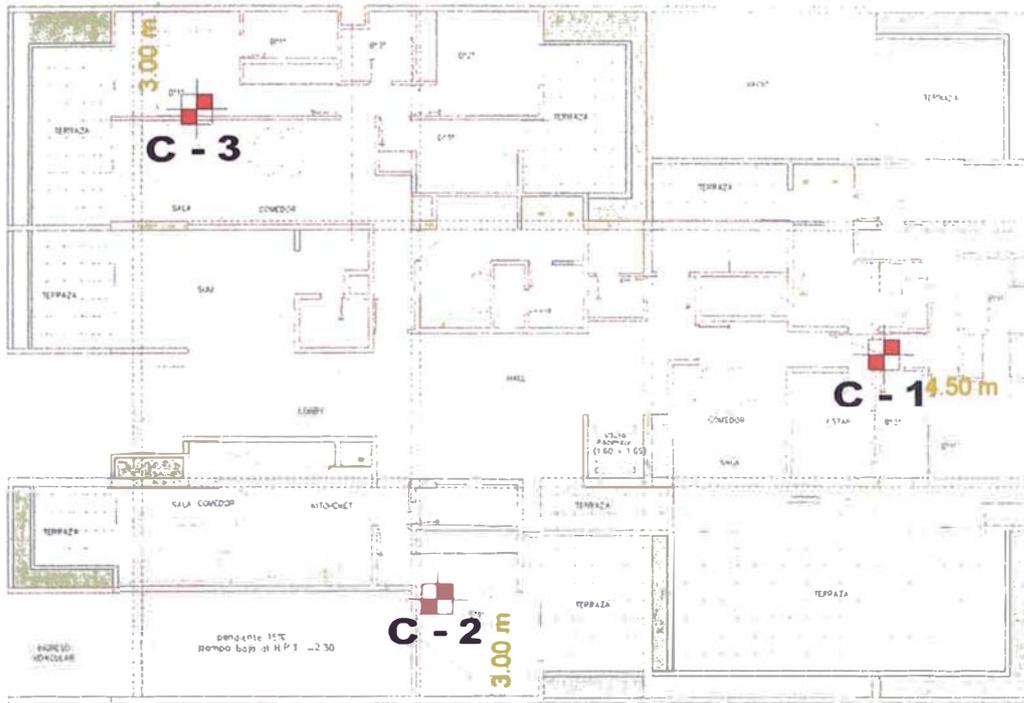


FIGURA N° 1.2 Platega de cimentación de edificio típico en planta.

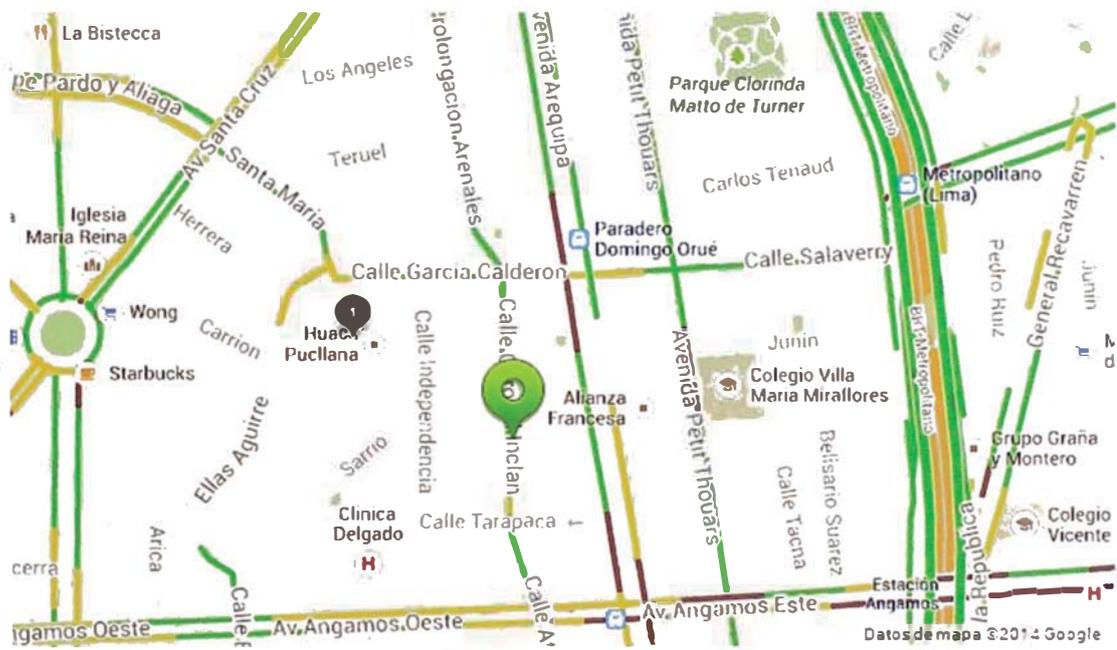


FIGURA N°1.3 Ubicación del Proyecto

1.5 CONSIDERACIONES NORMATIVAS VIGENTES

El Reglamento Nacional de edificaciones “R.N.E.” aprobado por decreto supremo N° 011-2006-VIVIENDA, es la que norma los anteproyectos y proyectos de edificaciones que se realicen en la República del Perú; en este caso tenemos la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” que nos indica las recomendaciones a seguir para fines de cimentación de edificaciones. Además también se debe utilizar la Norma E.030 “Diseño Sismo resistente” para la aplicación del efecto sísmico en las cimentaciones.

La finalidad de este capítulo no es explicar el contenido de las normas solo plantear cual es la norma requerida para aplicar sus recomendaciones y parámetros aplicados en ella.

El tipo de edificación se encuentra definida en la norma E.050; para nuestro caso es un proyecto de importancia del tipo B ya que es una estructura de pórticos y muros de 7 pisos con 2 sótanos.

CAPÍTULO II:

ESFUERZO DEFORMACIÓN EN LA MASA DEL SUELO

2.1 CONCEPTOS GENERALES

Cuando un material cualquiera, incluyendo el suelo, es sometido a esfuerzos, sufre deformaciones. La naturaleza de la deformación depende de la resistencia del material y de la combinación de esfuerzos. Si se van aumentando los esfuerzos se alcanzará un punto en el cual el material falla al no poder resistir un nuevo aumento del esfuerzo. En ese punto, llamado falla, los diferentes materiales, incluyendo los suelos, reaccionan de diferente manera; unos se desintegran y otros se deforman continuamente con un pequeño o ningún aumento de esfuerzo.

Cuando un material es sujeto a esfuerzos, este responde con deformaciones. Entonces es necesario trazar una historia de los cambios entre los esfuerzos y las deformaciones y así obtener una curva esfuerzo-deformación.

El ingeniero debe comprobar que las deformaciones producidas en el suelo al aplicar las cargas exteriores son menores a la deformación admisible y así asegurar la estabilidad del suelo. Para esto el ingeniero debe obtener la curva esfuerzo deformación del suelo.

Para poder hallar la deformación de un suelo muchas veces es mejor medir directamente las deformaciones producidas en un ensayo de laboratorio bajo los esfuerzos que existirán en el terreno real. En otros casos, suele ser muy útil recurrir a conceptos y formulas de la teoría de elasticidad.

En los suelos es importante el cambio de forma y la variación del volumen ya que ambos determinan la deformación; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida a cambios volumétricos, es mucho más importante que la deformación debido a cambios de forma.

Se verán aquí los esfuerzos y las deformaciones generados por cargas aplicadas a una masa de suelo, tal como rellenos, edificios (cimentaciones)

Como el suelo es un material conformado por partículas la falla se debe principalmente al rodamiento y deslizamiento de los granos y no a una simple

función o compresión debido a este modo de falla, los esfuerzos de interés son los esfuerzos cortantes. La resistencia del suelo o la resistencia de interés es la resistencia al esfuerzo cortante.

La deformación total resultante es la deformación bajo los esfuerzos hasta la falla mas la gran deformación que ocurre después de la falla. La resistencia al corte del suelo después de la falla se denomina resistencia residual.

Cuando el agua se presenta en los espacios vacios del suelo, el rodamiento y deslizamiento de las partículas será resistida por el fluido del poro.

La mayoría de los esfuerzos que buscan predecir la respuesta del suelo a las cargas aplicadas han usado la teoría de los métodos de elasticidad. Algunos investigadores han usado también la teoría de la plasticidad.

El mayor problema ha sido que la teoría de elasticidad y plasticidad han sido elaborados aplicando medios elásticos continuos, mientras que el suelo es un conjunto de partículas discontinuas. Un gran problema adicional con el suelo es que depende de su estado (seco, parcialmente saturado, saturado).

2.1.1 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO

La distribución de esfuerzos en una masa de suelos producidos por la aplicación de cargas depende del espesor y de la uniformidad de la masa del suelo asi como del tamaño y la forma del área cargada y de las propiedades esfuerzo-deformación.

Se puede obtener una estimación adecuada de los esfuerzos producidos en una masa de suelo por las cargas aplicadas, a través de la teoría elástica siempre y cuando el esfuerzo sea proporcional a la deformación. La mayoría de las soluciones de la teoría de la elasticidad hacen la suposición de que el suelo es homogéneo e isótropo; sin embargo, el suelo muy difícilmente cumple con estas condiciones, por lo que los resultados que se deriven de dicha teoría se deben de emplear conjuntamente con el criterio personal para calcular la distribución de esfuerzos en la masa del suelo.

Esfuerzos inducidos debajo de un área rectangular uniformemente cargada

El esfuerzo σ_z bajo la esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada con q unidades de carga por unidad de área a una profundidad z se obtuvo al integrar la solución de Boussinesq para carga puntual en toda el área rectangular (doble integración) llegando a la siguiente solución (Taylor 1954)

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2 n^2} \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{sen}^{-1} \frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2 n^2} \right]$$

donde: $m = \frac{x}{z}$ y $n = \frac{y}{z}$; m y n son intercambiables.

Damy, en 1985 desarrolló la solución para el mismo caso:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \left(\frac{xyz}{A} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{zA} \right) \right]$$

En donde

$$A = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

q : es la carga uniformemente distribuida en el area rectangular.

x, y : Dimensiones del area cargada.

z : Profundidad a la que se calcula el esfuerzo.

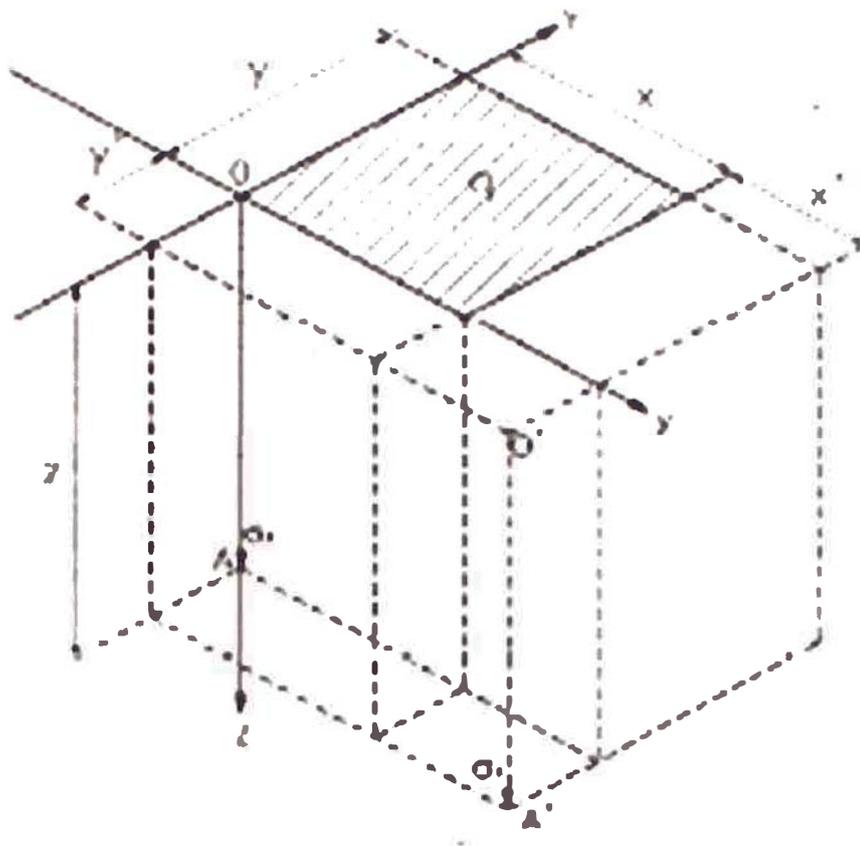


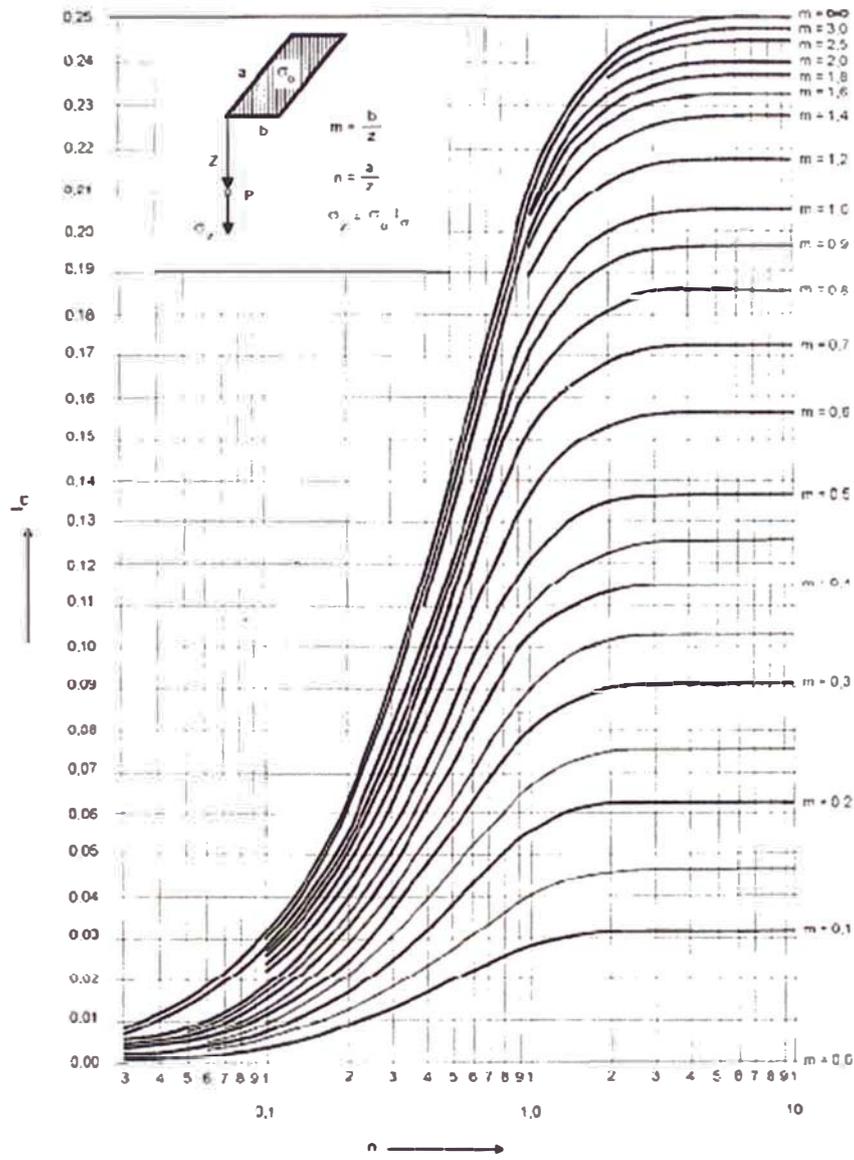
FIGURA N°2.1 Esfuerzos en la masa del suelo

Tenemos otra forma de calcular el esfuerzo a una profundidad z:

$$\sigma = Ixq$$

El valor de I se calcula utilizando el ábaco de Newmark el cual mostramos a continuación.

Fig. N 2.2 Abaco de Newmark



Fuente: "Problemas de mecánica de suelos" Carlos Crespo Villalaz

2.1.2 METRADO DE CARGAS

Se ha realizado el metrado de cargas para establecer la carga de trabajo en la estructura de diseño el cual se realizó en la intersección de los ejes A-A y 1-1 que se muestra en el plano de arquitectura.

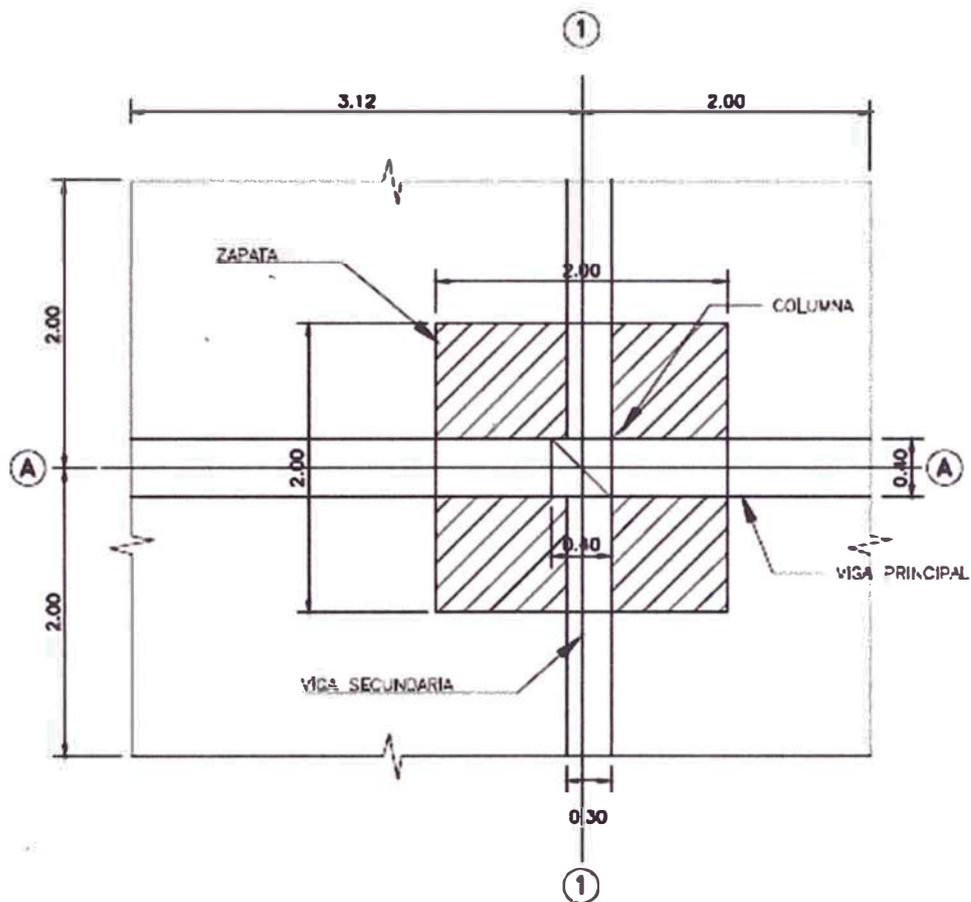


Fig. N 2.3 Metrado de Carga de trabajo

CUADRO N° 2.1 Cargas en la estructura

Cargas	B(m)	L(m)	H(m)	Constante	q(kg)
Losa Aligerada e=25cm	5.125	4.00	—	350 kg/m ²	7175
Viga Principal 0.4*0.7	0.40	5.525	0.70	2400 kg/m ³	3712.8
Viga Secundaria 0.3*0.5	0.30	4.00	0.50	2400 kg/m ³	1440
Columna 0.4*0.4	0.40	0.40	3.00	2400 kg/m ³	1152
Ladrillo Pastelero	5.525	4.40	—	100 kg/m ²	2431
Sobrecarga	5.525	4.40	—	300 kg/m ²	7293

Fuente: Diseño estructural ing. Delgado Contreras y planos de estructuras

Carga por piso = 23203.8kg

Edificio de 7 pisos y 2 sótanos:

Carga total/columna = 208834.2 kg

Zapatas de 2.00m*2.00m. Área = 40000cm²

q = 5.221 kg/cm²

2.2 COMPORTAMIENTO MECANICO

En general se pueden reconocer en los suelos tres tipos básicos de comportamiento mecánico esfuerzo-deformación, los cuales son: el comportamiento elástico, el plástico y el viscoso.

Un cuerpo elástico es aquel que al aplicarle un sistema de cargas, se deforma, pero que al retirar las cargas el material regresa a su configuración geométrica inicial. En contraposición el comportamiento plástico se caracteriza porque el cuerpo permanece deformado aun cuando se retiran todas las cargas que lo deformaron.

En los cuerpos viscosos la respuesta del material (o sea sus deformaciones) no solamente depende de la magnitud de los esfuerzos aplicados, sino también del tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga; a este tipo de respuesta se le conoce como diferida.

En los suelos finos saturados, por ejemplo, podemos encontrar una combinación de las tres componentes de deformación; o sea, una componente elástica, otra plástica y otra visco plástica.

Adicionalmente podemos identificar dos maneras en que se deforman los suelos:

- a) Por "Compresibilidad", cuando se presentan cambios de volumen sin cambios de forma en la masa de suelo
- b) Por "Deformabilidad", cuando hay cambios de forma y en menor medida, cambios de volumen.

Bajo ciertas condiciones de trabajo en campo, el concepto de deformabilidad se aplica mejor a suelos gruesos y el de compresibilidad a suelos finos saturados.

2.3 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO ESTANDAR

Objetivo

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga.

Para conocer una de estas resistencias en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra; la cual observamos en la figura 2.4.

La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como vertical.

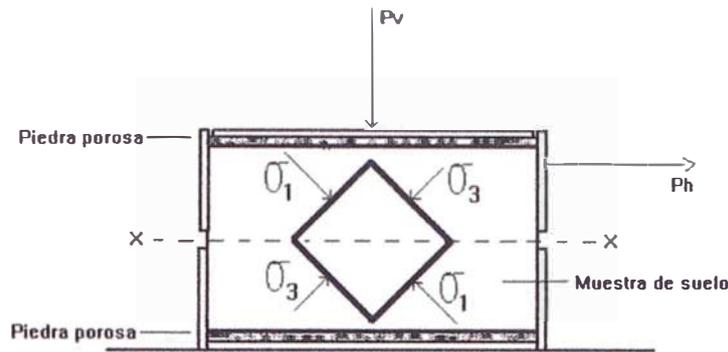


FIGURA N°2.4 Ensayo de corte directo

El ensayo induce la falla a través de un plano determinado. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos:

- Un esfuerzo normal (σ_n), aplicado externamente debido a la carga vertical (P_v)
- Un esfuerzo cortante (T), debido a la aplicación de carga horizontal.

Estos esfuerzos se calculan dividiendo las respectivas fuerzas por el área (A) de la muestra o de la caja de corte y deberían satisfacer la ecuación de Coulomb:

$$T = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi) \dots\dots\dots(2.1)$$

Según esta ecuación la resistencia al corte depende de la cohesión (c) y la fricción interna del suelo (ϕ).

Al aplicar la fuerza horizontal se van midiendo las deformaciones y con estos valores es posible graficar la tensión de corte (T) en función de la deformación (ϵ) en el plano de esta tensión de corte.

Del gráfico es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo. Los valores de T se llevan a un gráfico en función del esfuerzo normal (σ) obteniendo la recta intrínseca de la fig N° 2.5. donde T va como ordenada y σ como abscisa. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo ϕ y el intercepto con el eje T , la cohesión c .

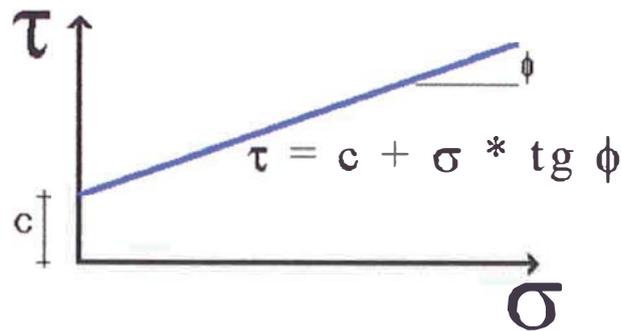


FIGURA N° 2.5 Esfuerzo normal y tensión de corte

TIPOS DE ENSAYO

Los ensayos de corte directo en laboratorio se pueden clasificar en tres tipos según exista drenaje y/o consolidación de la muestra, por lo tanto los valores de c y ϕ dependen esencialmente de la velocidad del ensayo y de la permeabilidad del suelo.

-Ensayo no consolidado no drenado (UU).- Es un ensayo rápido donde el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (P_v) ; si el suelo es cohesivo y saturado se desarrollara exceso de presión de poros. Generalmente la recta intrínseca en el diagrama de T con σ es horizontal, donde $T = C_u$. No se permite el drenaje de la muestra en todo el ensayo.

-Ensayo consolidado no drenado (CU).-En este ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda disiparse en el transcurso del ensayo. Estos ensayos no se usan en suelos permeables y es necesario medir el movimiento vertical durante la consolidación (drenaje)

-Ensayo consolidado drenado (CD).- La velocidad de corte es lenta, le permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo siendo las presiones intersticiales nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, este la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida.

Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material este normalmente consolidado o sobre consolidado.

DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA

Ejecutando varias pruebas con diversos valores de la presión normal, pueden trazarse puntos en la gráfica " σ - T " con los valores de las presiones normales y los valores máximos de " T " obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material, correspondiente a este procedimiento de prueba, de la cual se determina los valores de " ϕ " y " c ". Según los requerimientos del proyecto estos parámetros pueden corresponder a la resistencia máxima, última o residual.

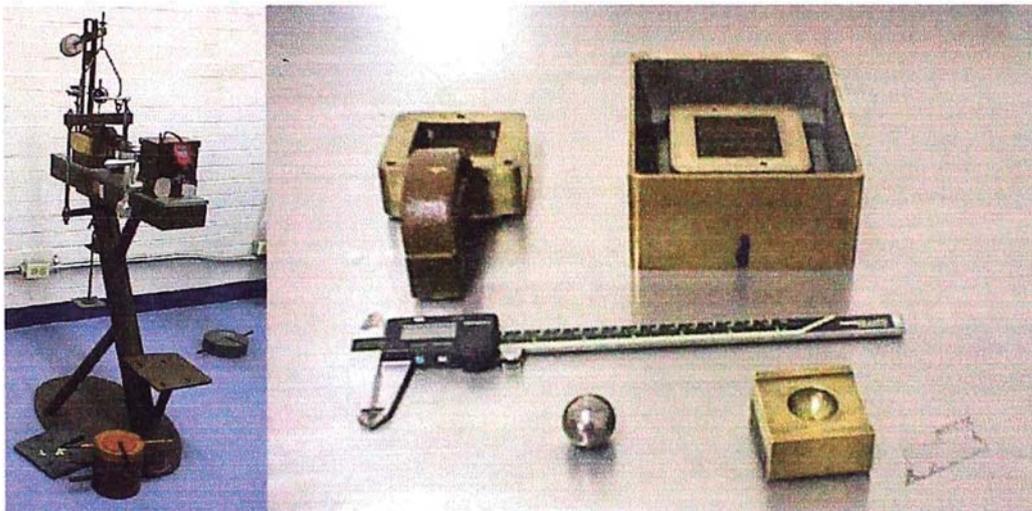


FOTO N° 2.1 Ensayo de corte directo

2.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO "IN SITU"

Objetivo

El ensayo de corte directo "in situ" es uno de los ensayos llevados a cabo para realizar el reconocimiento geotécnico de un terreno.

Los ensayos de corte "in situ" obedecen a los mismos principios y metodologías que los de laboratorio. Su empleo más típico es la determinación de la resistencia al corte de diaclasas o planos de debilidad de macizos rocosos.

Para ello, se talla un bloque de roca de las dimensiones requeridas, de forma que el plano que se desea ensayar se sitúe en la base del bloque. El tallado se hace a mano, de la forma más cuidadosa posible. A continuación, se rodea el bloque con un marco metálico, y se rellena el hueco entre el bloque y el marco con mortero (construcción). Una vez endurecido, se aplica la carga normal mediante gatos hidráulicos. Posteriormente se aplica la carga tangencial, también mediante gatos. Esta carga suele tener una cierta inclinación para evitar momentos sobre la base del bloque que impliquen distribuciones de tensiones no uniformes a lo largo del plano de rotura. Son usuales bloques de dimensiones de 50 cm x 50 cm, si bien se han realizado ensayos sobre áreas mayores

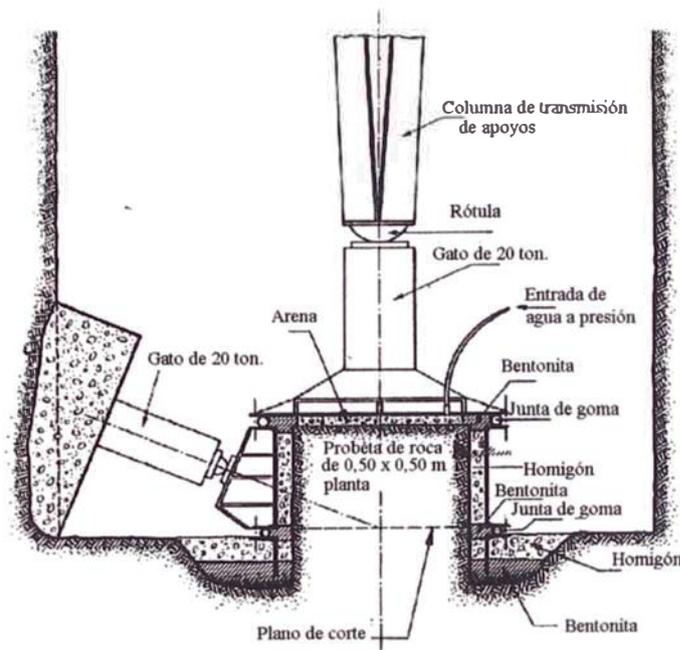


FIGURA N° 2.6 Corte directo in situ

Fuente :Salas j. y De Justo Alpanez J. , Vol 2 1981

EQUIPOS

equipo de confinamiento

La función de este equipo es el de confinar el espécimen y aplicarle la carga horizontal y vertical, puede utilizarse para este fin una caja metálica. Las dimensiones serán tales que permitan el tallado de especímenes representativos considerando el tamaño máximo de las partículas.

Sistema de trasmision de carga axial

Es un sistema que puede ser ideado según los equipos y materiales disponibles "in situ" y que sea capaz de conformar una sobrecarga suficiente de tal forma que transmita las presiones normales requerida para cada uno de los especimenes del ensayo.

Rodillos

Se emplean rodillos de alma llena perfectamente pulidos colocados entre dos planchas metalicas; su objeto es el de evitar que durante la aplicación de la fuerza tangencial se desestabilice el sistema de carga.

Gatas hidraulicas

Se requieren dos gatas hidraulicas, una para transmitir la carga normal y otra para la carga tangencial.

PROCEDIMIENTO

Estando ya el especimen confinado dentro de la caja metalica se procede a ejecutar el ensayo, para lo cual, primero se aplica la carga normal por incrementos, luego se espera un tiempo para que ocurra un asentamiento total para la presion normal especificada. Una vez conseguido el asentamiento total, se aplica la fuerza tangencial tambien por incrementos durante el proceso de ruptura, el esfuerzo normal debera mantenerse constante y la fuerza tangencial se hace variar en forma creciente y controlada hasta conseguir la ruptura.

DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA

De acuerdo a la teoria expuesta conociendo las areas de los planos de falla de los especimenes-bloque, las maximas fuerzas tangenciales de falla y los valores de las cargas normales correspondientes es posible realizar el grafico " σ " vs. " T " en un diagrama cuyo eje de abscisas represente a la presion normal σ y cuyo eje de ordenadas represente al esfuerzo cortante T maximo, el resultado sera una recta definida por tres puntos cuya inclinacion con la abscisa corresponde al valor de " ϕ " y cuya interseccion con el eje de ordenadas corresponde al valor de " c ".

CUADRO N° 2.2 Valores de ϕ en gravas

Tipos de Suelos.		Ángulo de Fricción Interna en grados.	Cohesión C.
Granulares o no Cohesivos	Arena suelta	30	
	Arena de Compacidad media	32,5	
	Arena densa	35	
	Grava	35	
	Grava arenosa heterogénea	35	
	Bloques de piedra escolleras (sin presencia de arena)	35	
Suelos Cohesivos	Arcilla semidura	15	0,25
	Arcillas firmes	16	0,1
	Arcillas Blandas	17	0
	Arcilla arenosa firme	22,5	0,05
	Arcilla arenosa blanda	23,5	0
	Limo firme	24,5	0,02
	Limo blando	25,5	0
	Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibroso	10	0
	Turba	15	0

Fuente: Google.com.pe/angulo de friccion en gravas.

También se ha revisado el estudio de corte directo "In Situ" de suelo granular que se aplicó al intercambio vial de la av. Universitaria con Venezuela dándonos el gráfico de las curvas Esfuerzo-Deformación y Esfuerzo Normal- Esfuerzo Tangente.

De acuerdo a las propiedades mecánicas se generaliza su clasificación como un material tipo GP-GM con un apreciable contenido de finos. Hay un claro predominio de las gravas y cantos rodados sin presencia del material de bolonería.

El material ensayado tiene una distribución granulométrica diferente a la existente en otras zonas de Lima.

En este caso el material presente en la zona en estudio puede definirse más bien como de mediana compactación relativa con una presencia significativa de matriz fina, la cual es coherente con el valor hallado de $\phi=34^\circ$. En cuanto a la cohesión hallada $c=0.15 \text{ kg/cm}^2$, pudiera tomarse como un valor conservador, pero es aceptable si consideramos que los finos presentes en el material son no plásticos.

GRAFICO IV 6

ENSAYO DE CORTE DIRECTO "IN SITU"

FUERZA TANGENCIAL - DEFORMACION TANGENCIAL (E-3)

ESPECIMEN E-3
Prof.(m) 4.30

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²) 3.37
FECHA 26/08/06

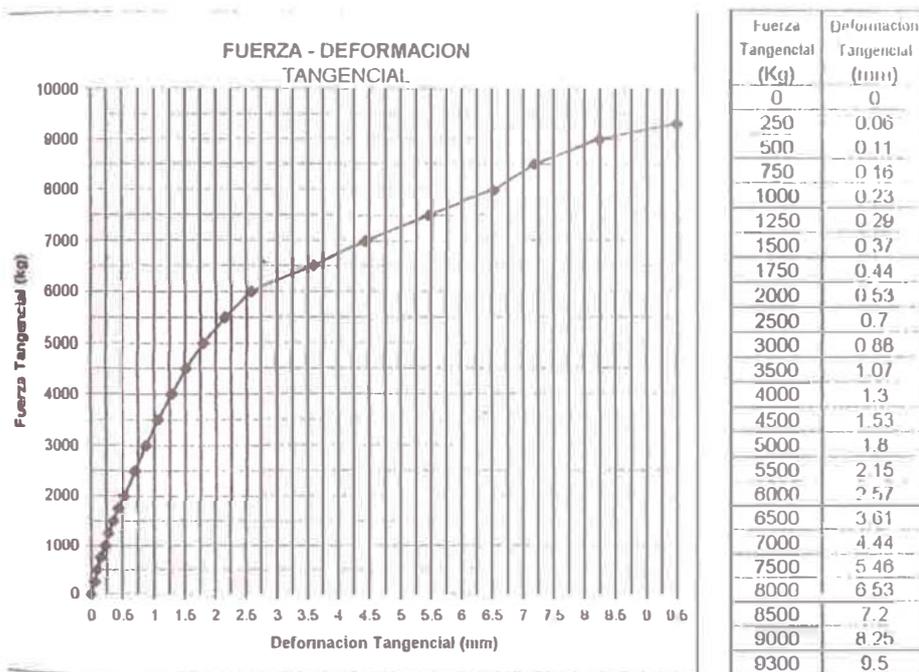


FIGURA N° 2.7 Corte directo in situ Av. Universitaria fuerza-deformacion

Fuente: tesis Ing Luisa Shuam

GRAFICO IV - 7

ENSAYO DE CORTE DIRECTO "IN SITU"

ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO TANGENCIAL

ESPECIMEN	FUERZAS (Kg)		AREA(cm ²)	ESFUERZOS (Kg/cm ²)	
	Normal	Tangencial		Normal	Tangencial
E-1	4900	4000.00	4325	1.13	0.92
E-2	8900	6500.00	4075	2.18	1.60
E-3	13000	9300.00	3918	3.32	2.37

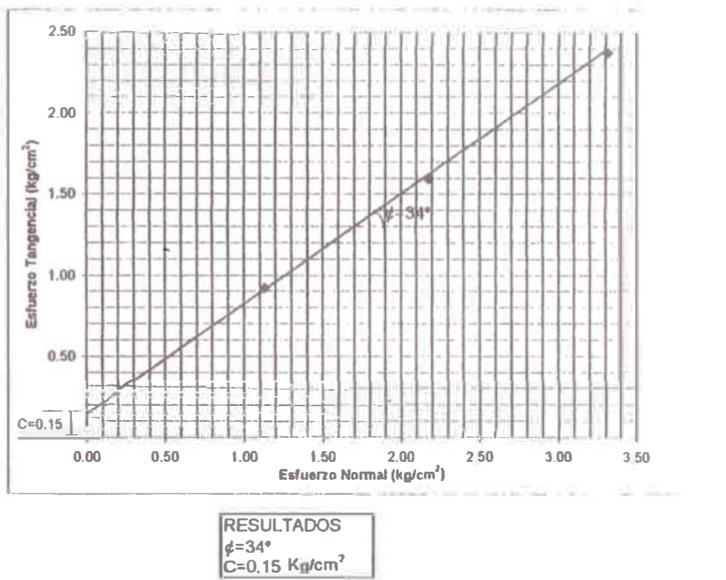


FIGURA N° 2.8 Corte directo in situ Av. Universitaria esfuerzo normal-esfuerzo tangencial

Fuente: tesis Ing Luisa Shuam

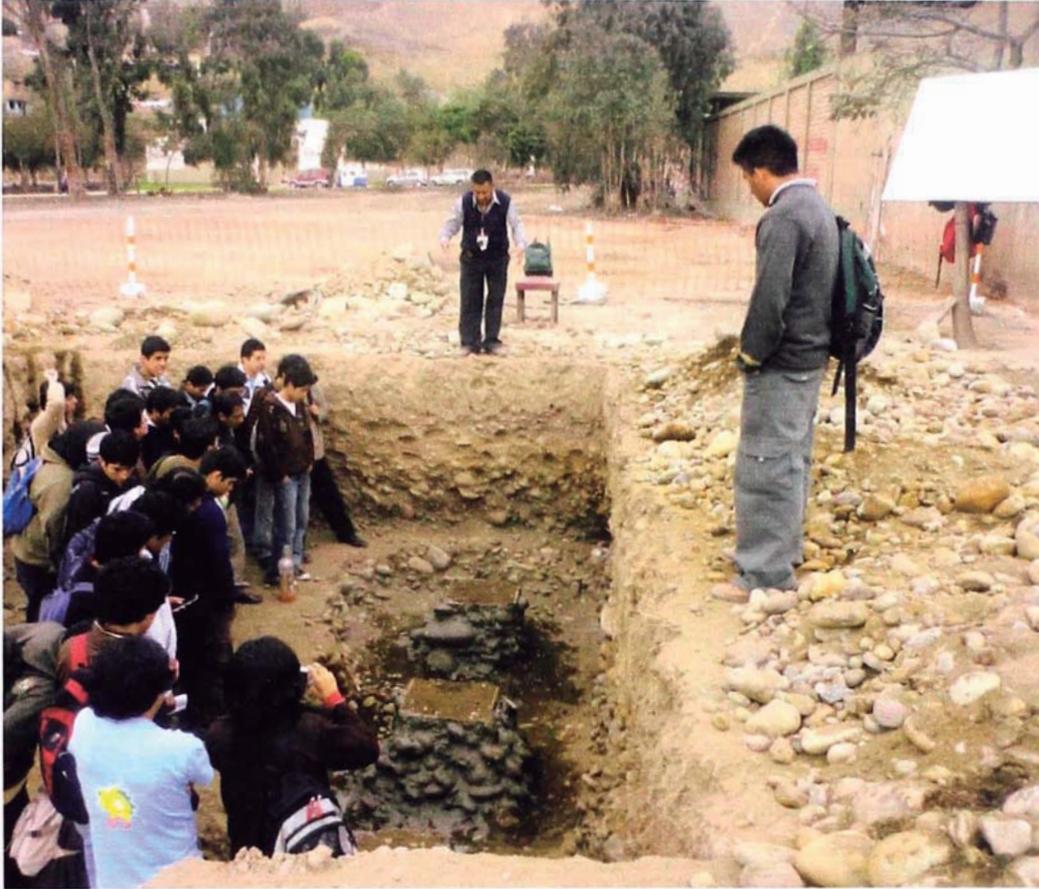


FOTO N° 2.2 Corte directo “In Situ” UNI.

Fuente: EMS – Biblioteca UNI 2009 Ing. Correa Morocho

2.4.1 ENSAYO DE CARGA DIRECTA IN SITU

OBJETIVO

El ensayo de carga directa es un ensayo "in situ" que permite la estimación de la capacidad portante del suelo mediante métodos empíricos y las características de los asentamientos en un punto dado. Este ensayo es solo una parte de los procedimientos necesarios en la investigación del suelo para el diseño de una cimentación.

El ensayo consiste en la aplicación al suelo de una carga de reacción incrementada en forma gradual mediante el uso de una placa de acero. Generalmente la carga de reacción consiste en una plataforma o cajón cargado, de tamaño y peso suficiente para suministrar la carga total requerida en el terreno, pudiendo utilizarse también un camión cargado, con un peso total igual o mayor a 20TN.

El registro del asentamiento y la carga aplicada, permiten establecer una relación entre la presión de contacto y la deformación del suelo. El ensayo puede llevarse a cabo a nivel de terreno, en el fondo de un pozo o en el fondo de una perforación.

2.5 ENSAYO DE CORTE DIRECTO A GRAN ESCALA

Objetivos y alcances

El trabajo de investigación realizado en el laboratorio geotécnico CISMID Lima-Peru para GP encontró resultados que se compararon con el ensayo corte directo Insitu, un factor a tomar en cuenta fue el precio del ensayo y que el ensayo de corte directo a gran escala puede realizarse en laboratorio en una caja de 60x60x60.

El equipo de corte directo a gran escala nos permite determinar resistencias de suelos gravosos de hasta 10cm (4 pulgadas) de tamaño máximo.

Justificación

El trabajo de investigación plantea encontrar un equipo que permita ensayar suelos granulares y con ello parámetros para estos suelos granulares, que sirvan para solucionar problemas ingenieriles con la estabilidad de taludes.

Ventajas e Inconvenientes

Como ventajas tenemos que es menos costoso, además que es un procedimiento más sencillo, los cálculos son de menor complejidad, la muestra es fácil de remoldear.

Como aspectos negativos tenemos que la superficie de rotura es predeterminada, la distribución de esfuerzos es no uniforme.

Las fuerzas son registradas usando dos celdas de carga, que van instaladas conjuntamente con las gatas hidráulicas y la deformación vertical y horizontal son registradas por medio de 02 y 04 deformímetros, respectivamente. La capacidad para ambas celdas de carga es de 50 toneladas. La capacidad de los deformímetros para medir el asentamiento y la deformación horizontal son 30mm y 50mm, respectivamente con una sensibilidad de ± 0.01 mm.

Instalación de la caja de corte

Se instala la caja inferior sobre la mesa metálica y se fija mediante pernos. Posteriormente, es colocado un soporte externo de reacción a la caja inferior en dirección contraria al movimiento relativo de la caja superior.

Luego se instala la caja superior sobre la caja inferior, y se fija a esta, mediante pernos para evitar el movimiento de la caja superior durante la conformación del espécimen. Para reducir la fricción durante el ensayo, entre la caja superior e inferior, se coloca un dispositivo de rodamiento

Preparación de la cara superior:

Conformado el material gravoso en la caja de corte, se nivela la cara superior con una capa de arena fina de 1 cm de espesor, de tal forma que al colocar la plancha metálica pueda transmitir a la muestra una distribución de presión uniforme durante el ensayo, y adicionalmente, quedar perfectamente nivelado para la colocación de los rodillos intermedios de presión, sobre los cuales se

coloca otra plancha metálica que recibirá la carga vertical transmitida por un gato hidráulico

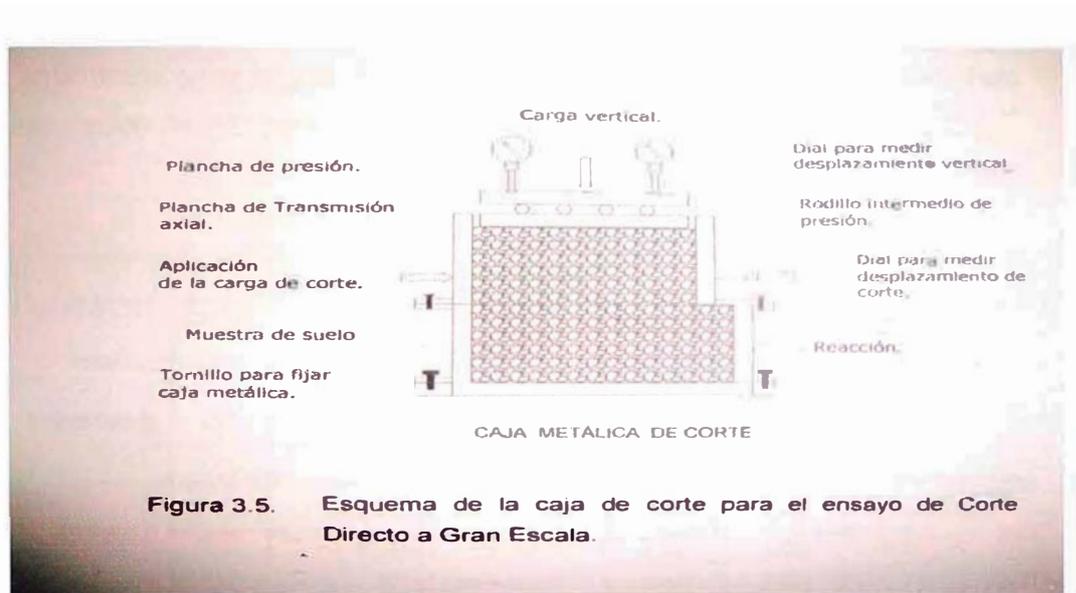


FIGURA N° 2.9 Diseño e instrumentación del equipo

Fuente: www.google.com.pe. esquema del corte directo a gran escala.



FOTO N° 2.3 Descripción general del equipo corte directo a gran escala

Fuente: www.google.com.pe. esquema del corte directo a gran escala.

En el cuadro N° 2.1 tenemos una muestra de los parametros de resistencia cortante para el material tipo GP determinado mediante los ensayos de corte directo "In Situ" y corte directo a gran escala donde la pequeña diferencia encontrada en el angulo de friccion entre los ensayos, cae dentro del rango de dispersion de $\pm 2^\circ$ para este tipo de ensayo. Las pruebas la realizo el CISMID.

CUADRO N° 2.3 Ensayos de corte directo a gran escala

MUESTRA	SUCS	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	σ (Kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Laboratorio	GP	0.00	2.15	0.50	0.80	0.34	41.9
				1.00	1.24		
				2.00	2.15		
Laboratorio	GP	0.00	2.20	0.50	1.18	0.63	43.5
				1.00	1.58		
				2.00	2.50		

Fuente: Laboratorio Geotecnico CISMID Lima-Peru.

CUADRO N° 2.4 Ensayos de corte directo "In Situ"

MUESTRA	SUCS	HUMEDAD (%)	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	σ (Kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)	c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
Av. Universitaria	GP	-	-	1.13	0.92	0.15	34
				2.18	1.60		
				3.32	2.37		

Fuente: Tesis Ing. Luisa Shuam.

CAPÍTULO III:

ASPECTOS GEOTÉCNICOS A CONSIDERAR

3.1 GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA

3.1.1 GEOLOGIA

El área de estudio así como la ciudad de Lima, se encuentran dentro de los límites de influencia del cono de deyección cuaternario del río Rímac según la figura N° 3.1 que muestra el plano geológico de Lima. Este cono consiste de material fluvial-aluvial de estructura lentiforme donde se superponen depósitos de cantos rodados, arena, arcilla y limo sin orden ni arreglo.

Estos sedimentos aluviales, han sido depositados durante la última etapa del pleistoceno sobre el zócalo rocoso más antiguo compuesto por rocas sedimentarias del mesozoico.

En Miraflores la cobertura de las arcillas varía entre 0.3m y 1.5m luego subyace el típico suelo fluvial descrito vale decir mezcla de bolones, cantos rodados, gravas, arenas y algo de finos.

La potencia del conglomerado fluvial limeño no está determinada, sin embargo según algunos geólogos es del rango de 400m. y según otros como el Dr. Vidal Taype es de aproximadamente 600m. Las mayores profundidades alcanzadas en las perforaciones realizadas con ocasión de exploraciones de agua subterránea en el área de Lima Metropolitana alcanzan los 170m. de profundidad, evidenciando estas perforaciones la existencia del depósito del "suelo fluvial", sin encontrar aun a esta profundidad el manto rocoso.

Gravas.-

Las gravas son acumulaciones de diferentes compacidades desde sueltas a muy densas, fragmentos de rocas que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en los márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre

se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm (3") hasta 2.0 mm.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.



FOTO N° 3.1 Gravas

Fuente: www.google.com.pe. Imágenes de gravas.

ARENAS.-

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

LIMOS.-

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm.

ARCILLAS.-

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

Son terrenos que apenas drenan, son bastante impermeables, y por ello cuando se les carga, van sufriendo un asiento diferido en el tiempo, a medida que van expulsando el agua que tienen embebida, proceso que puede durar años. Es por esto último que son peores suelos de cimentación que los granulares.

CUADRO N° 3.1 Clasificación de suelos

Escala granulométrica

Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0,002 mm
Limos	0,002 – 0,06 mm
Arenas	0,06 – 2 mm
Gravas	2 – 60 mm
Cantos rodados	60 – 250 mm
Bloques	>250 mm

Fuente: Lambe T. William (1990) "mecánica de Suelos"

3.1.2 GEOMORFOLOGÍA

El general en Lima podemos mencionar las siguientes unidades geomorfológicas:

Estribaciones de la Cordillera Occidental

Esta unidad geomorfológica demarca a las colinas y laderas de las cadenas premontañas de la Cordillera Occidental, que alcanzan altitudes entre 800 y 1200 msnm, constituidas principalmente por las rocas intrusivas del Batolito de la Costa.

Lomas y colinas

A esta unidad geomórfica pertenecen las colinas y cerros de poca elevación, y separan a las unidades de las estribaciones cordilleranas y la unidad de planicies costaneras. Litológicamente esta unidad está constituida por rocas volcano-sedimentarias tipo calizas y lutitas, intercaladas con derrames volcánicos, eventualmente instruidas por cuerpos de granito.

Valles y quebradas

Bajo esta denominación se consideran los tramos inferiores de los ríos Rímac, Lurín y Chillón. Sus cauces o depresiones favorecen la acumulación de detritus o material coluvial.

Cono de deyección

Constituye una llanura aluvial cubierta por material de acarreo transportado por el río Rímac con interdigitaciones de materiales procedentes del río Chillón; muestra una topografía moderada con zonas planas y localmente con algunas lomadas y “montes islas”. Tiene la forma de un abanico cuyo vértice se inicia en Vitarte, siendo sus otros vértices el Morro Solar y la ex Hacienda Bocanegra.

Para el caso específico de Miraflores tenemos:

- a. Terrazas aluviales antiguas.- Estas superficies sub horizontales se hallan con diferentes niveles y etapas de sedimentación, desde las más antiguas hasta las más recientes. Corresponde a los depósitos deyectivos del río Rímac, formado por estratos granulares subredondeados y de composición poligenética, en áreas de gran extensión, en la cual se encuentra ubicado el distrito de Miraflores, hacia la margen izquierda del río Rímac.
- b. Borde litoral.- Se presenta hacia la playa marina, formando un cordón de material de cobertura de origen marino y aluvial.

Mapa de suelos en los distritos de Lima

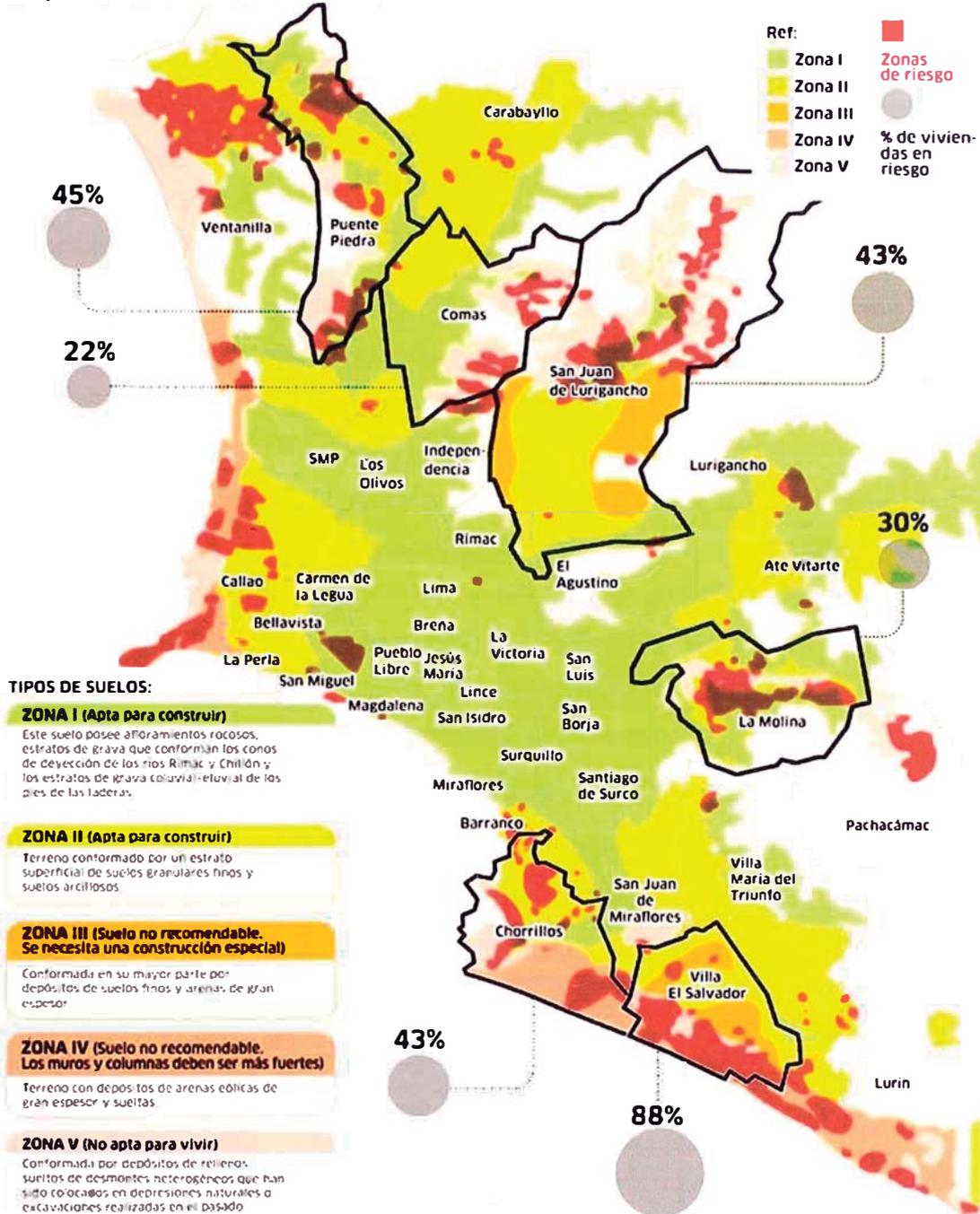


FIGURA N° 3.1 Suelos de Lima

Fuente: Centro Peruano Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

3.2 INVESTIGACIONES DEL SUELO

3.2.1 GENERALIDADES

La investigación del suelo se realiza con la información de campo, panel fotográfico, ensayos de laboratorio con perforaciones, calicatas, ensayos in situ, etc. Los cuales se realizarán con los fines de cimentación del edificio “Coronel Inclán” todo esto en concordancia con las normas técnicas E-050 Suelos y Cimentaciones y E-030 Sismo- Resistente del reglamento nacional de edificaciones.

Se determinará las características Física - Mecánicas de los materiales subyacentes (en la profundidad requerida) para la cimentación del edificio, determinación de la estratigrafía y las propiedades de esfuerzo, deformación y agresividad del suelo.

También se determinará las condiciones de cimentación que garanticen la estabilidad de la estructura proyectada asegurando la permanencia física de la misma, determinando los parámetros siguientes: Capacidad Portante Admisible del Suelo (q_{ad}), Profundidad de desplante de la cimentación (D_f), tipo de cimentación, parámetros sísmicos, tipo de cemento a usar en los cimientos y las recomendaciones necesarias para la correcta cimentación.

3.2.2 CANTIDAD MÍNIMA DE INVESTIGACIÓN

Según la norma la cantidad mínima de investigación será de tres puntos pero variará de acuerdo al tipo de edificación y al área del predio según el cuadro N° 3.2 y cuadro 3.3.

CUADRO N° 3.2 Tipo de edificación

CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS (m)	NUMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PORTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA	< 12	B	A	—	—
BASES DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	—	—	—
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificara en el tipo de edificación inmediato superior					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		< 9m de altura		≥ 9m de altura	
		A		B	

Fuente: Normas técnicas E-050 RNE

El proyecto “Coronel Inclan 673” es una edificación de 7 pisos y 2 sótanos con pórticos y muros de concreto por lo que la edificación es del tipo B.

CUADRO N° 3.3 : NUMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION

TIPO DE EDIFICACION	NUMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION (n)
A	1 CADA 225 m2
B	1 CADA 450 m2
C	1 CADA 800 m2

Fuente: Norma E-050 “Suelos y Cimentaciones” RNE.

Para nuestro caso tenemos una edificación de 600 m2 por lo que se deberán realizar tres investigaciones para cumplir lo establecido por la norma.

3.2.3 PROFUNDIDAD MINIMA DE LAS EXCAVACIONES

Se establece como profundidad mínima de excavación de 3 mt. Pero se debe establecer si existen sótanos o no; en este caso se cuenta con dos sótanos de 3.00 mt. de profundidad, luego para el caso del proyecto se estableció como profundidad mínima de las excavaciones:

$$P = h + Df + z \dots\dots\dots (3.1)$$

$$P = 2 \cdot 3.00 + 1.60 + 3.00 = 10.60 \text{ mt}$$

Dónde:

h = Altura de los dos sótanos, h = 6.00 mt.

Df = La profundidad de la cimentación recomendada, Df = 1.60 mt.

z = La profundidad recomendada por el RNE.

Se considera $z = 1.5 \cdot B$, siendo B el ancho de la cimentación.

En el expediente del proyecto se tiene zapatas de 2mt*2mt por lo cual z será el valor de 3.00 mt. Según esto la profundidad de las calicatas deberá ser de 10.60 mt. por lo que se realizaron calicatas de 11 mt. de profundidad.

3.2.4 INVESTIGACIONES EFECTUADAS

Trabajos de campo

Calicatas

Se han efectuado tres calicatas en el área en estudio en forma manual denominadas como C-1, C-2 y C-3 tal como se muestra en el cuadro N° 3.4 de 11 mt. de profundidad.

CUADRO N° 3.4 CALICATAS

CALICATA	PROFUNDIDAD(m)	UBICACIÓN
C-1	11	Fondo-Centro
C-2	11	Lateral-Derecho
C-3	11	Frontal-Izquierdo

Fuente: Información propia

Muestreo disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación, como también los ensayos de resistencia deformación y análisis químico.

Densidades naturales

Utilizando el método de cono y la arena se determinaron las siguientes densidades naturales. Ver cuadro N° 3.5.

CUADRO N° 3.5 DENSIDADES NATURALES

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-1
Densidad	D-1	D-2	D-3	D-2
Prof (m)	1.00	0.70	0.80	5.00
Densidad Seca Natural (gr/cm ³)	2.210	1.769	1.761	2.228
Humedad Natural (%)	3.2	2.8	2.4	2.1

Fuente: datos de laboratorio

Registro de excavaciones

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de las excavaciones registrándose las principales características tales como: humedad, compacidad, consistencia, NF, plasticidad, clasificación, etc.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras fueron remitidas y procesadas en el laboratorio MFCM con la siguiente relación:

06 Análisis Granulométrico ASTM D-422

01 Limite Líquido ASTM D-4318

01 Limite Plástico ASTM D-4318

06 Humedad Natural ASTM D-2216

03 Densidad Máxima ASTM D-4253

03 Densidad Mínima ASTM D-4254

01 Peso Volumétrico ASTM D-2937

01 Análisis Químico

- Contenido de Cloruros ASTM D-512

- Contenido de Sulfatos ASTM D-516

CLASIFICACION DE SUELOS

Los suelos estudiados en la construcción de la obra se han clasificado de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) que se muestra a continuación y los datos se presentan en los anexos.

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos			
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos			
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo			
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla			
		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos			
	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas				
		Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas				
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40							
	Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)			
						Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula
			Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas	
Ligera a media			Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos	
						Alta a muy alta	Nula	Alta
		Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	Ligera a media	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., **GW-GC**, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

FIGURA N° 3.2 Sistema unificado de clasificación de suelos (sucs) Lambe y Whitman, 1981

Densidad relativa

Considerando que la zona en estudio está conformado por un material de origen fluvial y que por encima y por debajo del nivel de desplante de la cimentación, los suelos están conformados por material granular del tipo gravas arenosas. La caracterización de estos materiales con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante y asentamientos están netamente ligados a la densificación de los mismos. De tal manera que se ha determinado la densidad relativa en los estratos granulares con la finalidad de poder determinar la compacidad natural, aplicando la siguiente relación

$$DR(\%) = \frac{\gamma_{dMax}}{\gamma_{dNat}} \times \frac{(\gamma_{dNat} - \gamma_{dMin})}{(\gamma_{dMax} - \gamma_{dMin})} \times 100 \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

Dónde:

$DR(\%)$: densidad relativa o compacidad relativa

γ_{dMax} : densidad seca máxima Tn/m³

γ_{dMin} : densidad seca mínima Tn/m³

γ_{dNat} : densidad seca natural Tn/m³

Con los resultados de la densidad relativa, se determina la denominación dada por Lambe, ver cuadro N° 3.6.

CUADRO N° 3.6 Denominación según la compacidad

COMPACIDAD RELATIVA (%)	DENOMINACION
0-15	Muy suelta
15-35	suelta
35-65	Media
65-85	Densa
85-100	Muy densa

Fuente: Lambe T. William (1990) "mecánica de Suelos"

Los resultados de la compacidad relativa determinados en los estratos granulares se muestran en el siguiente cuadro

CUADRO N° 3.7 Compacidad relativa de las calicatas en obra

CALICATA	C-1	C-1
Prof (m)	0.90-4.50	4.50-11-00
γ_{dMax} (gr/cm ³)	2.218	2.274
γ_{dMin} (gr/cm ³)	2.200	2.118
γ_{dNat} (gr/cm ³)	2.210	2.228
DR (%)	54	72
Compacidad	Media	Densa

Fuente: datos de laboratorio

CAPITULO IV

CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.1 CONCEPTOS GENERALES

El presente estudio del suelo que se hace para la obtención de los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación y es además una garantía previa a la buena edificación.

Se realiza el estudio a los diferentes tipos de suelo y su comportamiento para realizar la construcción de la cimentación más apropiada para la construcción del edificio multifamiliar " Edificio Inclán 673" .

El estudio se va a realizar por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas "A cielo abierto", ensayos de laboratorio a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia, asentamientos y labores de gabinete en base a los datos obtenidos de los perfiles estratigráficos, tipo y profundidad de la cimentación, capacidad portante admisible, asentamientos, agresión del suelo al concreto

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Determinada tensión independientemente de la deformación la capacidad portante se denominará carga si la función del terreno de cimentación es soportar una de hundimiento
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión **capacidad portante** se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

Lo que hay que entender bien es que no en todos los casos se requieren los mismos estudios, y así solo en casos especiales se justifican métodos de muestreo y de ensayos altamente especializados. En la mayoría de los casos no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que puede efectuarse por medio de ensayos simples con los cuales se puede obtener resultados satisfactorios en la ingeniería de suelos.

Para un mejor entendimiento se darán algunas definiciones importantes.

Capacidad de carga ultima (q_u).- Es la presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte sin factores de seguridad.

Presión admisible (q_{ad}).- Es la intensidad máxima permisible de carga neta en la base del cimiento, tomando en cuenta la capacidad de carga ultima, el tipo de asentamiento esperado, la capacidad de la estructura para tomar este asentamiento y el factor de seguridad.

Asentamiento admisible (ΔH_{ad}) Es el máximo asentamiento que puede tolerar una estructura sin que se afecte su integridad o su funcionamiento para una distorsión dada.

Asentamiento Inmediato (ΔH).- Es el asentamiento determinado con las cargas del proyecto y el suelo involucrado por debajo del nivel de fondo de la cimentación.

Cimentación superficial.- Es aquella que tiene una profundidad de cimentación (D_f) menor o igual al ancho de la cimentación (B)

Cimentacion continua.- Es aquella en la que el largo es igual a diez veces el ancho (B)

4.2 METODO DE TERZAGHI

Esta teoría se aplica a suelos con cohesión y fricción, cuya ley de resistencia al corte es:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots (4.1)$$

Se supone una carga de tipo repartida uniformemente y lineal (zapata continua).

Se desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de fundación D_f , al que se considera como una sobrecarga actuando sobre la fundación:

$$q = \gamma \cdot D_f \dots\dots\dots (4.2)$$

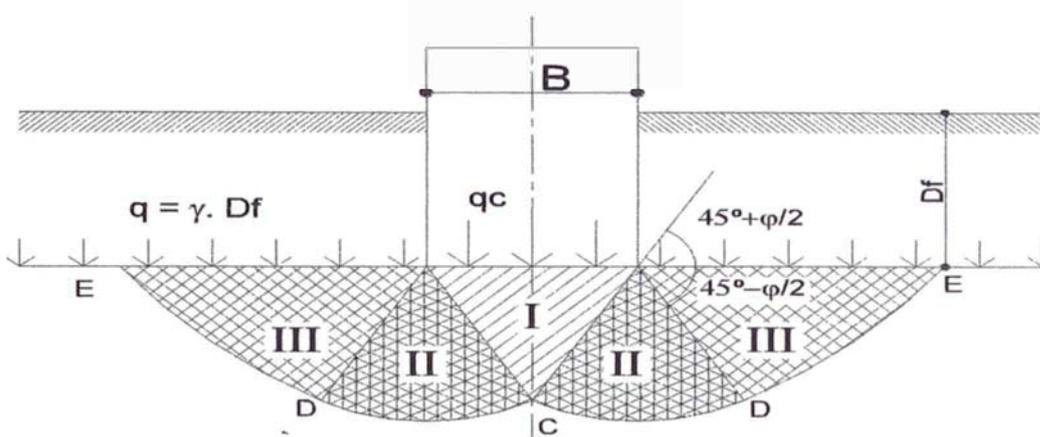


FIGURA N° 4.1 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida corrida

Se considera que la carga actuante es estática, vertical y centrada. La cimentación es del tipo superficial rígida y corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), El comportamiento del suelo en cuanto a sus asentamientos responde a la curva de la figura N 4.1, es decir que se trata de arenas densas y arcillas compactas.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo).

Se propone un mecanismo de falla para una zapata continua uniformemente cargada y el sector de fallas se divide en tres zonas: zonas I, II y III.

- La zona I es una cuña que actúa como si fuese parte de la zapata (estado activo), sus límites forman ángulos de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal.
- La zona II es una cuña de corte radial, dado que las líneas de falla son rectas con origen en A y espirales logarítmicas con centro en A. La frontera AD forma un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

- La **zona III**, es donde se desarrollan las superficies de deslizamientos que corresponden al estado pasivo de Rankine, pues sus límites forman ángulos de $45^\circ - \phi/2$.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga general ultima en la siguiente forma:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde:

q_u = es la carga de falla

c = es la cohesión del terreno de cimentación

q es la sobrecarga efectiva = γD_f

B = el ancho de la zapata corrida

γ_1 y γ_2 = densidad total del suelo por encima y por debajo de la cimentación

N_c , N_q y N_γ = son los factores de capacidad de carga.

Estos factores son adimensionales y son función del ángulo de fricción interna ϕ . El coeficiente N_c está relacionado con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga y N_γ con el peso de las zonas II y III.

Para cimientos cuadrados o circulares, Terzaghi modificó su expresión original basándose en resultados experimentales:

Para ZAPATAS CUADRADAS: $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots (4.4)$

Para ZAPATAS CIRCULARES: $q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma D N_\gamma \dots\dots\dots (4.5)$

Para zapata cuadrada:

B = lado de la cimentación

para la circular

D = diámetro de la zapata.

Para el caso de cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi corrigió su teoría introduciendo nuevos valores de c y ϕ en la fórmula de capacidad de carga

$$c' = 2/3.c \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

$$\text{tg}\phi' = 2/3\text{tg}\phi \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

Entonces las expresiones quedan:

Para ZAPATAS CORRIDAS: $q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \dots\dots\dots (4.8)$

Para ZAPATAS CUADRADAS: $q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \dots\dots\dots (4.9)$

Para ZAPATAS CIRCULARES: $q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma DN'_\gamma \quad \dots\dots\dots (4.10)$

En esta expresión, N'_c , N'_q y N'_γ , son los **factores de capacidad de carga modificada**. Se calculan con las mismas expresiones que, N_c , N_q y N_γ , reemplazando ϕ por ϕ' .

Si se toma como ángulo de fricción interna ϕ' en lugar de ϕ los factores de capacidad de carga adquieren los valores N'_c , N'_q y N'_γ que vienen dados por cuadro 4.1 y figura 4.2 curvas punteadas.

Los factores de capacidad de carga para falla general N_c , N_q y N_γ se definen mediante las expresiones y figura 4.2 línea continua.

$$N'_c = \cot \phi' \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} \right] = \cot \phi' (N_q - 1) \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

$$N'_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots\dots\dots(4.13)$$

$$K_{py} = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

CUADRO N° 4.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, para falla general

ϕ	N_c	N_q	N_{γ}^a	ϕ	N_c	N_q	N_{γ}^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	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	6.0	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				

Segun Kumbhojkar (1993)

**CUADRO N° 4.2 Factores de capacidad de carga de modificados de
Terzaghi, para falla local N'_c , N'_q y N'_γ**

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Segun Kumbhojkar (1993)

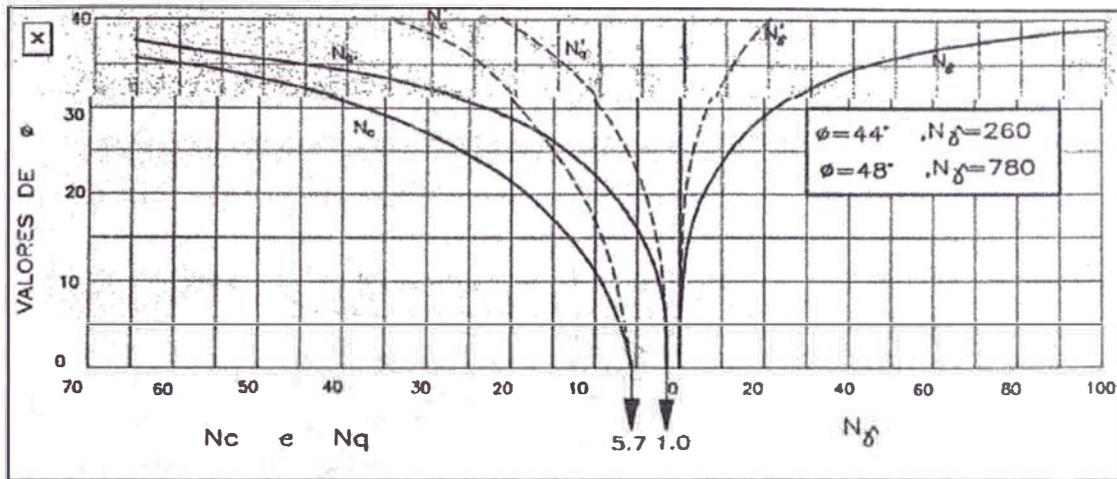


FIGURA N° 4.2: Determinación de los Factores de Capacidad de carga por Terzaghi

Referencia: Actualización Profesional: Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones Superficiales UNI – FIC – DAMS. Cesar t Atala

4.3 ECUACIÓN GENERAL DE CAPACIDAD DE CARGA DE VESIC

Las ecuaciones de capacidad de carga última están dadas por la ecuación 4.3 y modificada con respecto a la ecuación de Meyerhof (1963), la cual Vesic planteo adicionar un factor de compresibilidad del suelo.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots (4.14)$$

Donde:

- c = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga
- F_{cc}, F_{qc} y $F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad del suelo
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

4.3.1 Factores de la capacidad de carga

N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen solo del ángulo de fricción interna ϕ del suelo y se denominan "factores de capacidad de carga", debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente. Los factores de capacidad de carga se obtienen de la figura .4.2.

Tambien las relaciones para N_c , N_q y N_γ pueden obtenerse como:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \dots\dots\dots (4.15)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots\dots\dots (4.16)$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación (4.16) fue originalmente obtenida por Prandtl (1921), y la relación para N_q [ec. (4.16)] fue presentada por Reissner (1924). Caquot Y Kerisel (1953) Y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ como:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots (4.17)$$

La tabla 4.1 y la Figura 4.2, muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo. Y los factores de Forma, profundidad e inclinación se presentan en el cuadro N° 4.1 para su calculo respectivo.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \dots\dots\dots(4.18)$$

CUADRO N° 4.3 Factores de capacidad de carga de Vesic

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Fuente:segun Vesic (1973)

CUADRO N° 4.4 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para su uso

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	De Beer
	(1970)	
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	Hansen (1970)
	$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{D_f}{B}$	
Donde L = longitud de la cimentación (L > B)		
Profundidad ^b	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{yd} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$		
$F_{yd} = 1$		
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)$	Meyerhof (1963): Hanna y Meyerhof
	$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.		
^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes		
Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.		
^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio		

4.3.2 Factor de Compresibilidad del suelo

Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo, Vesic (1973) propuso el siguiente procedimiento.

1. Calcule el índice de rigidez, I_r , del suelo a una profundidad aproximada $B/2$ por debajo del fondo de la cimentación.

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi} \dots \dots \dots (4.19)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+u)} \dots \dots \dots (4.20)$$

Donde:

G = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad de $D_f + B/2$

E = módulo de elasticidad

u = Relación de poisson

2. El índice de rigidez crítico, $I_{r(cr)}$, se expresa como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\} \dots \dots \dots (4.21)$$

Las variaciones de $I_{r(cr)}$ para $B/L=0$ y $B/L=1$ se muestran en la cuadro N°4.2

3. Si $I_r \geq I_{r(cr)}$, entonces

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{yc} = 1$$

Sin embargo, si $I_r < I_{r(cr)}$

$$F_{yc} = F_{qc} = \exp \left\{ \left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi + \left[\frac{(3.07 \sin \phi)(\log 2I_r)}{1 + \sin \phi} \right] \right\} \dots \dots \dots (4.22)$$

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r \dots\dots\dots(4.23)$$

Para $\phi > 0$,

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi} \dots\dots\dots (4.24)$$

CUADRO N° 4.5 Variación de $I_{r(cr)}$ con ϕ y B/L

ϕ	I _{r(cr)}		ϕ	I _{r(cr)}	
	B/L=0	B/L=1		B/L=0	B/L=1
0	13	8	30	152	70
5	18	11	35	283	120
10	25	15	40	592	225
15	37	20	45	1442	485
20	55	30	50	4330	1258
25	89	44			

Fuente:segun Vesic (1973).

CAPITULO V

EMPUJE DE TIERRAS

5.1 EMPUJES LATERALES

Los empujes laterales de tierra que actúan sobre una estructura de retención no dependen únicamente del tipo de suelo a contener, sino que están muy ligados a las condiciones de rigidez y de apoyo de los muros de contención, las cuales limitan la capacidad del muro de moverse en el sentido horizontal o de girar con relación a su base como respuesta a las cargas impuestas.

a) Teoría de Rankine

Esta teoría se conoce también como la teoría del estado de esfuerzos de Rankine, y se basa en la relación que existe entre el esfuerzo horizontal que actuará sobre el muro, y el esfuerzo vertical que se produce sobre un elemento de suelo dentro de la misma masa de suelo. Esta relación se hace en función de un coeficiente de empuje (K), cuya magnitud dependerá de las características del suelo

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

Dónde:

P_A = Resultante de la presión activa del suelo expresada en toneladas por metro lineal de muro.

K_A = Coeficiente de presión activa del suelo.

γ = Peso unitario efectivo del suelo detrás del muro expresado en Ton/m³.

H = Altura del muro en metros.

El coeficiente de presión activa del suelo se calcula como

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

Donde ϕ representa el ángulo de fricción interna del suelo atrás del muro.

La fuerza resultante P_A actúa a una distancia $H/3$ por encima de la base del muro.

Debido a que en esta teoría no se toma en cuenta la fuerza de fricción que actúa entre la pared vertical del muro y el suelo que forma el relleno, esta fuerza resultante actúa en forma horizontal sobre el muro.

Para nuestro caso tendremos los siguientes valores:

CUADRO N° 5.1 Coeficiente de presión activa

Prof (m)	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	K_A
1.00-4.10	2.21	33.00	0.295
4.10-11.00	2.228	34.00	0.283

Fuente: Información propia

Se deberá tener en cuenta los siguientes factores de seguridad. Ver cuadro 5.2

CUADRO N° 5.2 Factores de seguridad estático y sísmico

Tipo de falla	Cond. Estática	Cond. Sísmica
deslizamiento	FSD \geq 1.50	FSD \geq 1.20
volteo	FSV \geq 1.75	FSV \geq 1.35

Fuente: Martínez Vargas, José Alberto (1990), "Geotecnia para Ingenieros"

Para nuestro caso:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$H = 3.00 \times 2 + 1.60 = 7.60 \text{ m}$$

$$K = 0.283$$

$$\gamma = 2.228 \text{ Tn/m}^3$$

$$P_A = 18.21 \text{ Tn/ml}$$

5.2 EFECTO DE LA FUERZA SÍSMICA

El efecto de los sismos sobre las estructuras depende de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. El problema es sumamente complejo, pues las características dinámicas del movimiento son variables tanto durante un mismo temblor, como de uno a otro temblor, dependiendo de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud del sismo así como del tipo de terreno en que están desplantadas las estructuras.

Las características de interés del movimiento son la duración, la amplitud y la frecuencia, refiriéndose la amplitud a los máximos valores que alcanzan durante el sismo, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo y la frecuencia al número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad de tiempo. En general, en terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento mucho más violento y rápido que en los terrenos blandos donde es más lento, los desplazamientos y la duración total suelen ser mucho mayores en el terreno blando.

5.3 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

Con base en la experiencia obtenida en muchos temblores ocurridos en distintas partes del mundo se ha elaborado una serie de recomendaciones sobre la estructuración para lograr un mejor comportamiento sísmico. Entre las más importantes están las siguientes:

- a) Poco peso
- b) Sencillez simetría y regularidad tanto en planta como en elevación.
- c) Plantas poco alargadas.
- d) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.
- e) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural
- f) Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales.
- g) Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantara la estructura.
- h) Congruencia entre lo proyectado y lo construido.

5.4 APLICACIÓN DEL RNE

La Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3° en diseño sismo resistente del RNE el cual consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

De acuerdo a la información sismológica el área en estudio se encuentra ubicada en la zona N° 3 con una susceptibilidad sísmica alta la fuerza cortante total en la base (V) puede calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismos resistentes según la siguiente relación:

$$V = \frac{ZxUxSxCxP}{R} \dots\dots\dots(5.3)$$

Donde:

- S: Es el factor suelo
- Ts: Periodo predominante del suelo
- Z: Factor de zona
- U: Factor de uso e importancia
- P: Peso total de la edificación
- C: Coeficiente de amplificación sísmica
- R: Coeficiente de solicitaciones sísmicas

De acuerdo a las características de sitio se define (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x\left(\frac{T_p}{T}\right) \quad C \leq 2.5 \quad \dots\dots\dots(5.4)$$

- Tp: Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo
- T: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico

5.4.1 Parámetros de sitio

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 5.1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en el cuadro N° 5.3. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

CUADRO N° 5.3 Factores de aceleración máxima

Factores de zona	
zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Norma E-030 "Diseño Sismoresistente" RNE

FIGURA N° 5.1. Zonas del Peru



Fuente: Norma E-030 "Diseño Sismoresistente" RNE

5.4.2 Condiciones geotécnicas

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para nuestro caso estamos con una grava arenosa densa en la cual las velocidades de propagación de onda de corte son similares al de una roca, en los que el periodo fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s.

CUADRO N° 5.4

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp	S
S1	Roca o suelos muy Rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	-	-

Fuente Norma E-030 "Diseño Sismoresistente" RNE

5.4.3 Categoría de las edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en el diseño sismo resistente del RNE. El coeficiente de uso e importancia (U), definido se usara según la clasificación que se haga.

Para nuestro caso nos encontramos en edificaciones importantes que reúnen gran cantidad de personas en la cual el valor de (U) será 1.3.

5.4.4 Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificaran según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección tal como se indica en las normas de diseño sismo resistente del RNE.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usara un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

Para nuestro caso nos encontramos en un sistema estructural dual conformada por pórticos y muros estructurales en la cual el valor de (R) será 7.0.

El cuadro N° 5.4 nos muestra los parámetros sísmicos para un perfil de suelo S-1 conformado por gravas de compacidad densa por debajo del nivel de desplante de la cimentación.

CUADRO N° 5.5 Parámetros sísmicos

PERFIL DE SUELO S-1	Z	S	Ts	U	R
Grava arenosa de compacidad densa	0.4	1.0	0.4	1.3	7.0

Fuente Norma E-030 "Diseño Sismoresistente" RNE

CAPITULO VI

INFORMACION GEOTECNICA DEL PROYECTO

6.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

6.1.1 Clasificación de los suelos

A continuación tenemos un resumen de los resultados de los ensayos realizados en laboratorio con las muestras de las calicatas tomadas en campo:

CUADRO N° 6.1 Propiedades físicas de los suelos

Laboratorio calicata 1

CALICATA	C-1	C-1	C-1
Prof.(m)	0.10-0.90	0.90-4.50	4.50-11.00
Ret. N° 4	9.7	56.4	76
Pasa N° 200	68.4	4.2	1.1
L.L.(%)	25.1	-	-
L.P.(%)	22.6	-	-
I.P.(%)	2.5	-	-
Humedad natural (%)	4.5	3.2	2.1
SUCS	ML	GP	GP

Fuente: datos de laboratorio

Laboratorio calicata 2

CALICATA	C-2	C-2
Prof.(m)	1.0-4.0	4.0-11.0
Ret. N° 4	57.3	76.2
Pasa N° 200	2.9	2.6
L.L.(%)	-	-
L.P.(%)	-	-
I.P.(%)	-	-
Humedad natural (%)	2.2	1.9
SUCS	GP	GP

Fuente: datos de laboratorio

Laboratorio calicata 3

CALICATA	C-3	C-3
Prof.(m)	1.0-4.5	4.5-11.0
Ret. N° 4	55.3	71.5
Pasa N° 200	4.1	3.6
L.L.(%)	-	-
L.P.(%)	-	-
I.P.(%)	-	-
Humedad natural (%)	2.7	1.8
SUCS	GP	GP

Fuente: datos de laboratorio

6.1.2 Estratigrafía

De acuerdo al muestreo de campo se determina la siguiente estratigrafía del subsuelo para la obra "Edificio Inclán".

Superficialmente y hasta 1.0m de profundidad se ubica un relleno de matriz arcillosa con restos de ladrillo a una losa de concreto antiguo, continua con limos de baja plasticidad, consistencia dura, ligera humedad, color marrón oscuro hasta una profundidad máxima de 1.00 mt. los cuales en la tabla de SUCS están catalogados como ML. Debajo de estos limos aparecen las gravas arenosas de compacidad media, forma sub redondeada a redondeada color gris a marrón oscuro, partículas mayores de 3" en un 20% con un tamaño máximo de 6", escasa humedad, este estrato alcanza una profundidad de 4.5mt. Seguidamente y hasta la profundidad de 11 mt. tenemos a las gravas arenosas de compacidad densa, forma sub redondeada a redondeada color gris a marrón oscuro, escasa humedad que alcanza un tamaño máximo de 8" con material mayor de 3" en 15%.. Estas gravas encontradas están con pocos finos por lo que la tenemos como mal graduadas las cuales en la tabla de SUCS están catalogadas como GP.

Debido a la excavación, el talud de corte presenta buena estabilidad para realizar una excavación manual y/o con maquinaria por debajo de los 4.5 mt. y por encima de los 4.5 mt. se recomienda entibamiento para avanzar con la excavación.

Ver resultados en anexos

6.2 ANALISIS DE LA CIMENTACION

Teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico del subsuelo podemos concluir que los cimientos estarán apoyados en las gravas arenosas de compacidad media a densa donde la cimentación de la superestructura más adecuada técnica y económicamente que se proyectan será mediante zapatas aisladas con vigas de cimentación. De tal manera que la resistencia de este suelo está dada por la trabazón que existe entre las partículas del suelo granular al no existir cohesión de la parte fina. Para tal fin se determinó la densidad relativa característica de estos suelos obteniéndose un valor promedio de 72% en las gravas arenosas de compacidad media a densa y un ensayo de corte directo remoldeado a la profundidad de 4.50-11.00mt obteniéndose un ángulo de fricción interna del suelo de 34° y aplicando las teorías de Terzaghi y Vessic se determinara la capacidad portante admisible del suelo.

6.2.1 Profundidad y tipo de la cimentación

Los cimientos mediante zapatas conectadas estarán apoyados en las gravas arenosas de compacidad densa. Teniendo en cuenta la profundidad a la cual se encuentra el suelo granular y con el fin de brindar un confinamiento adecuado dentro del suelo natural, se recomienda considerar una profundidad mínima de cimentación de 1.60 mt. con respecto al NPT del sótano.

6.2.2 Capacidad de carga

Aplicación del método de Terzaghi

Se tiene los siguientes datos obtenidos en los ensayos realizados:

CUADRO N° 6.2 Propiedades físicas de los suelos de obra

suelo	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	c(Kg/cm ³)	E(Tn/m ²)	u
GP	2.228	34.00	0.00	8000.00	0.3
ML	1.763	28.00	0.00	3000.00	0.2

Fuente: datos de laboratorio

Para una profundidad de cimentación $D_f = 1.6\text{m}$ tenemos la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad admisible:

$$q_{adm} = q_u / FS \quad \dots\dots\dots(6.1)$$

q_u : Capacidad ultima

FS : Factor de seguridad = 3.0

CUADRO N° 6.3 Valores de los factores de capacidad de carga

$\Phi(^{\circ})$	c	$\gamma(\text{gr/cm}^3)$	Df(m)	B(m)	Nc	Nq	$N\gamma$
34.0	0.00	2.228	1.60	2.00	52.64	36.50	38.04

Fuente: datos de laboratorio y tabla N° 4.1

Reemplazando en la fórmula de Terzaghi:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q = \gamma \times Df$$

$$q_u = 19.791 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicación del método de Vesic

Se tiene los siguientes datos obtenidos en los ensayos realizados:

CUADRO N° 6.4 Propiedades físicas de los suelos y la edificación

$\Phi(^{\circ})$	c	$\gamma(\text{gr/cm}^3)$	Df(m)	B(m)	L(m)
34.0	0.00	2.228	1.60	2.00	2.00

Fuente: datos de laboratorio

CUADRO N° 6.5 Valores de los factores de capacidad de carga

Nc	Nq	$N\gamma$	Nq/Nc	Tg ϕ
42.16	29.44	41.06	0.70	0.67

Fuente: Calculo de las tabla N° 4.3

Calculo de los factores con las ecuaciones de la tabla N° 4.3

CUADRO N° 6.6 Factores de forma, profundidad, inclinación

Fcs	Fqs	Fys	Fcd	Fqd	Fyd	Fci	Fqi	Fyi
1.7	1.675	0.68	1.32	1.21	1	1	1	1

Fuente: Cálculo de tabla N° 4.3

Cálculo de I_r e $I_{r(cr)}$

Tenemos los datos:

Módulo de elasticidad: $E = 8000 \text{ Tn/m}^2$

Relación de Poisson: $u = 0.30$

$q' = \gamma(D_f + B/2) = 5.793 \text{ Tn/m}^2$

Reemplazando en las ecuaciones :

N°4.19:

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi}$$

N°4.20:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + u)}$$

N°4.21:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\}$$

$$G = 3076.923 \text{ Tn/m}^2$$

$$I_r = 787.48 \text{ Tn/m}^2$$

$$I_{r(cr)} = 106.37 \text{ Tn/m}^2$$

Como $I_r \geq I_{r(cr)} : F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$

Reemplazando en la fórmula de Vesic:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = 27.491 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = q_u / FS = 9.2 \text{ Kg/cm}^2$$

q_u : Capacidad ultima

FS : Factor de seguridad = 3.0

En la aplicación del método de terzaghi tenemos los cálculos efectuados:

$$q_u = 19.791 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$$

En la aplicación del método de Vesic tenemos los cálculos efectuados:

$$q_u = 27.491 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 9.2 \text{ Kg/cm}^2$$

De los datos se toma el menor valor de la capacidad admisible ($q_{adm}=6.6\text{Kg/cm}^2$) que corresponde al cálculo por Terzaghi

Las cargas en las zapatas es de 5.2 Kg/cm^2 la cual es menor que la capacidad admisible (6.6 Kg/cm^2) por lo que podemos decir que la estructura es estable.

6.3 ASENTAMIENTOS ELASTICOS

El asentamiento inmediato, que debido al método que se utiliza para calcularlo algunas veces se denomina asentamiento elástico, es la deformación instantánea de la masa de suelo que ocurre al cargar el suelo. Los asentamientos inmediatos predominan en los suelos no cohesivos y en los suelos cohesivos insaturados.

Para las zapatas en roca la principal componente de deformación es el asentamiento elástico.

$$S_i = \frac{[q \times B \times (1-u^2) \times \alpha]}{E_s} \dots\dots\dots(6.2)$$

Dónde:

S_i = Asentamiento inmediato en mm

u = Relación de Poisson

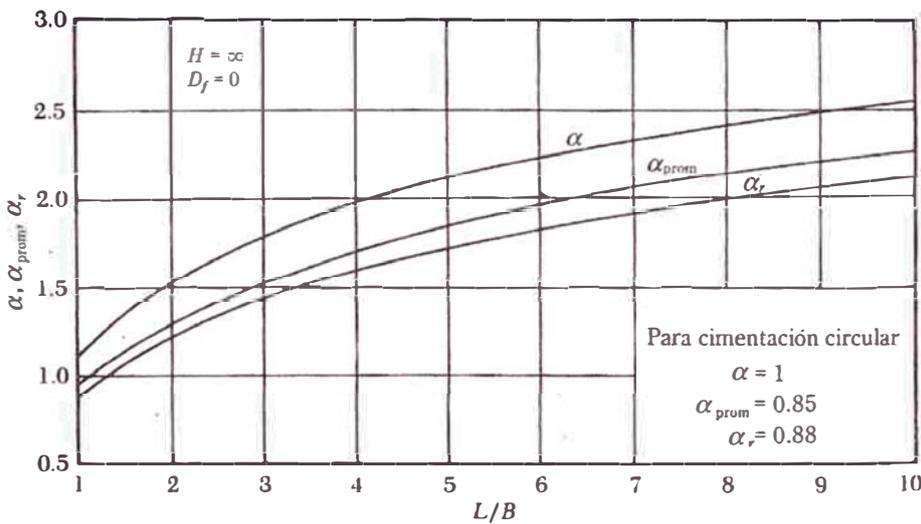
α = Factor de Forma

E_s = Modulo de Elasticidad (Tn/m²)

q = Presión de Trabajo (Tn/m²)

B = Ancho de la Cimentación (m)

FIGURA N° 5.1. Asentamientos elásticos. Valores de α , α_{prom} y α_r ;



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das

CUADRO N°6.7 Valores del Modulo de Poisson

TIPO DE SUELO	$\mu (-)$
ARCILLA: SATURADA	0.4 – 0.5
NO SATURADA	0.1 – 0.3
ARENOSA	0.2 – 0.3
LIMO	0.3 – 0.35
ARENA: DENSA	0.2 – 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANOFINO	0.25
ROCA	0.1 – 0.4
LOESS	0.1 – 0.3
HIELO	0.36

Fuente: Braja M. Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Cuarta Edición

CUADRO N° 6.8 Valores del Módulo de Young

TIPO DE SUELO	$E_s (ton/m^2)$
ARCILLA: MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA: SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA: DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 14000
LIMOS	200 - 2000

Fuente: Braja M. Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Cuarta Edición

De acuerdo a los materiales encontrados en la zona en estudio los valores apropiados son:

CUADRO N° 6.9 Valores del suelo y la estructura

u	$E_s (Tn/m^2)$	q (Tn/m ²)	B (m)	α
0.30	8000	52.21	2	1.2

Fuente: datos de laboratorio

Reemplazando los valores en la expresión anterior se tiene un asentamiento inmediato de

Reemplazando los valores en la expresión anterior se tiene un asentamiento inmediato de

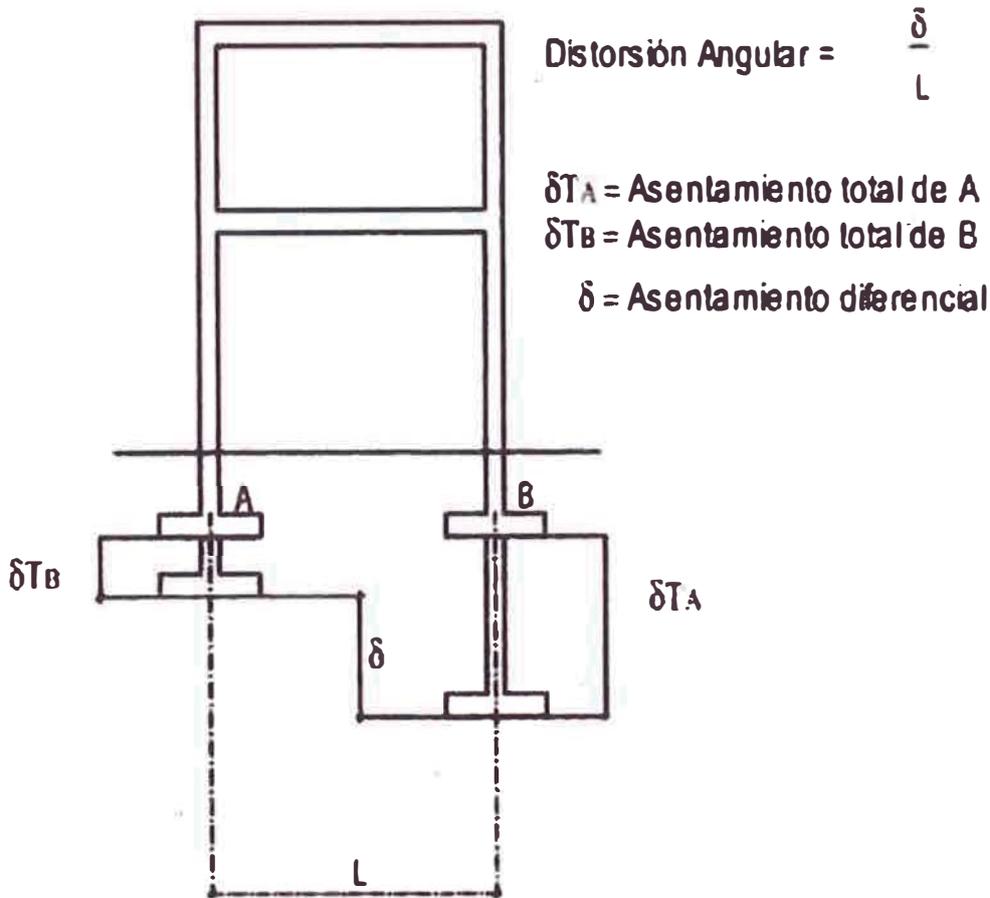
$$S_i = 14.25 \text{ mm}$$

6.4 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

En todo **EMS** se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 4.3) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la norma del RNE.

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

FIGURA N° 6.2 : Asentamiento Diferencial



Fuente: Normas técnicas E-050 RNE

Teniendo estas consideraciones tenemos una distorsión angular “ α ” en la cual es el “límite en que la pérdida de la verticalidad de edificios altos rígidos puede ser visible” y es igual a 1/250 de acuerdo a la tabla N° 8 de suelos y cimentaciones del RNE.

$$1/250 = \delta/L$$

Dónde:

δ : Asentamiento tolerable en mm.

L: Longitud entre columnas = 6250mm.

Reemplazando los valores tenemos un asentamiento tolerable “ δ ”.

$$\delta = 25\text{mm}$$

El asentamiento inmediato es menor que el asentamiento tolerable por lo cual se puede afirmar que nos encontramos frente a una estructura estable.

6.4.1 Cálculo de asentamientos considerando el q_{adm} del suelo

$$S_i = \frac{[q_{adm} \times B \times (1-u^2) \times \alpha]}{E_s} \dots\dots\dots(6.3)$$

$$q_{adm} = 6.6\text{kg/cm}^2$$

$$S_i = 18.02 \text{ mm}$$

El suelo en estudio permite asentamientos máximos de 18.02 mm para estructuras con los mismos cimientos los cuales son menores a los asentamientos tolerables calculados por las normas el cual es de 25mm. (ecuac.4.27).

6.5 ANALISIS QUIMICO

En el análisis químico se debe tener presente la presencia de sulfatos, cloruros y sales solubles totales ya que genera ataques químicos del concreto de la cimentación así como la corrosión de las armaduras o elementos metálicos de la edificación.

En el siguiente cuadro vemos la cantidad en PPM de cloruros y sulfatos y el grado de alteración que producen en las cimentaciones.

CUADRO N° 6.10 Sulfatos y Cloruros

Presencia en el suelo	PPM	Grado de alteración	Observación
Sulfatos	0-1000	Leve	Ocasiona un ataque químico del concreto de cimentación
	1000-2000	Moderado	
	2000-20000	Severo	
	≥ 20000	Muy Severo	
Cloruros	≥ 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos
Sales solubles totales	≥ 15000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación

Fuente: www.google.com.pe. Elementos químicos nocivos para la cimentación. Comité 318-83 ACI

El resultado del análisis Físico Químico efectuado en una muestra representativa del subsuelo muestra los siguientes valores:

CUADRO N° 6.11 Análisis químico

Calicata N°	Profundidad (m)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)
C-1	0.10 -11.00	106.83	218.51

Fuente: datos de laboratorio

El cuadro 6.10 nos muestra la cantidad que cloruros y sulfatos afectan a la estructura y los valores calculados en el análisis químico están dentro de los rangos permisibles por lo que se recomienda utilizar cemento portland tipo I, en la preparación del concreto de los cimientos

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- 1) En Miraflores la cobertura de suelos finos limos y/o arcillas de baja a mediana plasticidad varía entre 0.3m y 1.5m luego subyace el típico suelo fluvial-aluvial descrito vale decir mezcla de bolones, cantos rodados, gravas, arenas y algo de finos que conforman el cono de deyección del río Rímac y Chillón dentro de la geología de Lima y está catalogada como una zona apta para construir
- 2) .La edificación consta de 7 pisos y 2 sótanos de 3.00mt. cada una. La estructura es del tipo C con un área de 600 m² y se han realizado las investigaciones mínimas requeridas por la norma E-050 suelos y cimentaciones.
- 3) La profundidad de investigación determinada fue 11.00 mt. :

Df(m)	Hz(m)	Z(m)	B(m)
1.60	6.00	1.5*B	2.00

Para lo cual se realizaron calicatas y se encontró a la grava GP característica de Lima las cuales son de buena capacidad portante.

- 4) La capacidad de portante admisible del suelo ($q_{adm} = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$) y la presión de trabajo (5.2 Kg/cm^2). por lo que se concluye que la estructura es estable.
- 5) El asentamiento permisible ($\delta=25\text{mm}$) es mayor que el asentamiento inmediato de la estructura ($S_i=14.25\text{mm}$). por lo que se concluye que la estructura es estable.
- 6) Para los empujes laterales estos están ligados a la rigidez y apoyo de los muros de contención y limitan la capacidad de estos de moverse y girar.
Con los datos de los cuadros reemplazándolos en la fórmula N° 5.1: para el edificio a construir con los cuales el empuje lateral es de 18.21 Tn/ml.

7.2 RECOMENDACIONES

1. Se ha analizado las cantidades permisibles de compuestos químicos y las reacciones que producen en las cimentaciones de las estructuras los cuales para nuestro caso están dentro de las cantidades permisibles por lo que recomienda utilizar Cemento Portland Tipo I en la construcción
2. Se recomienda tomar las medidas de seguridad en el movimiento de tierras en la construcción de los sótanos de la edificación.
3. Se recomienda un estricto control de calidad para todos los materiales usados en la construcción de la estructura.
4. Se recomienda que durante el proceso constructivo de la cimentación, ejecutar calzaduras o muros pantalla para dar estabilidad a las edificaciones colindantes, para los cuales los parámetros de diseño de las mismas y determinación del empuje activo será mediante una distribución triangular, con los siguientes valores de coeficiente de empuje activo K_A y factores de seguridad.

Los parámetros geotécnicos para el diseño de los muros son:

Prof (m)	γ (tn/m ³)	ϕ (°)	K_A
1.00-4.10	2.21	33.00	0.295
4.10-11.00	2.228	34.00	0.283

Para el diseño de muros o pantallas ancladas los factores de seguridad en condiciones estáticas y dinámicas son:

Tipo de falla	Cond. Estática	Cond. Sísmica
deslizamiento	FSD \geq 1.50	FSD \geq 1.20
volteo	FSV \geq 1.75	FSV \geq 1.35

BIBLIOGRAFIA

1. Alva Hurtado, Jorge Elías. "Diseño de Cimentaciones". / edición Lima Perú instituto de la construcción y la gerencia.
2. Braja M. Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Cuarta Edición, Internacional Thomson Editores, México 2002.
3. Juárez Badillo, Eulalio. "Nuevas Tendencias de la Mecánica de suelos en el siglo XXI" edición Lima Perú 2000.
4. Lambe T. William (1990) "mecánica de Suelos" Tomo I II y III, Editorial Limusa- España Quinta Edición.
5. Martínez Vargas, José Alberto (1990), "Geotecnia para Ingenieros- Principios Básicos", Editorial del INGEMET, segunda edición, Lima Perú.
6. Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-050 "Suelos y Cimentaciones", Norma E.030 "Diseño SismoResistente" Ministerio de Vivienda, Lima Perú 2009.
7. Whitlow, Roy "Fundamentos de Mecánica de Suelos" Edición México CECSA 1994.