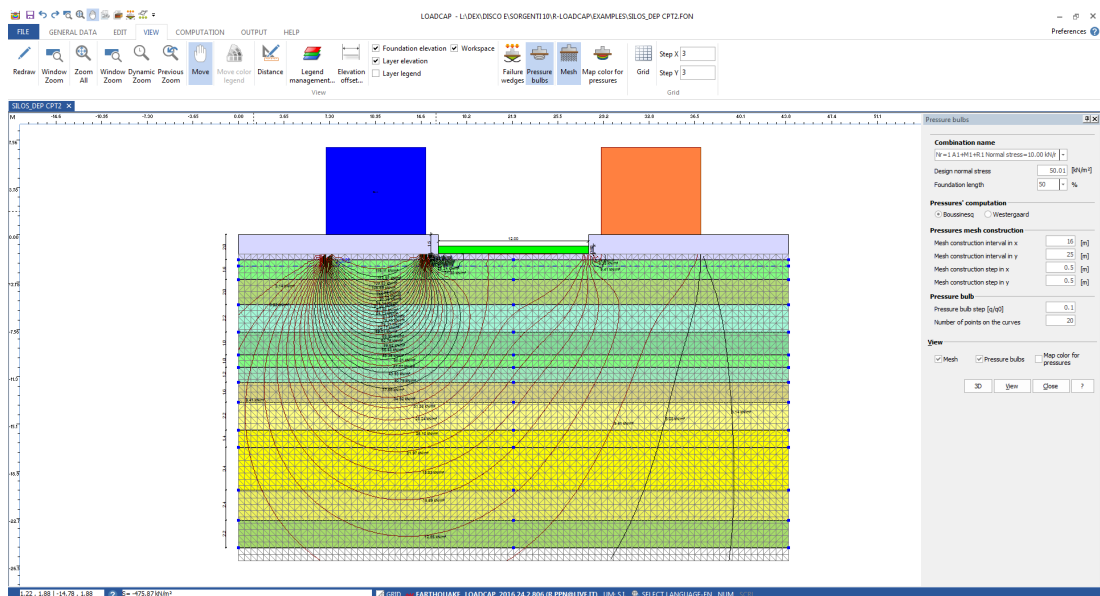


Part I LOADCAP	1
1 Datos generales	2
Database terrenos	3
Datos sistema de cimentación	4
Estratigrafía	7
Administración ensayos	15
Input gráfico	16
Cargas repartidas	17
Cargas	17
2 Nuevo proyecto	19
3 Carga última	21
Módulo terraplenes	23
4 Asientos	24
Asientos edom. -Schmertmann	24
Asientos elásticos	26
Asientos Burland & Burbidge	26
Asientos post-sísmicos	27
Comprobación de la licuefacción	27
Asientos diferenciales	28
5 Gráficos	32
6 Vista	33
7 Exportar	34
8 Geoapp	35
Sección Geoapp	36
9 Referencias Teóricas	36
Correcciones sísmicas según PAOLUCCI & PECKER	69
Capacidad Portante de cimentaciones en taludes	70
Cálculo presiones terreno	72
Check limit load (SLU)	76
Asientos Post-Sísmicos	80
Bibliografía	82
Part II UTILITY	84
1 Tablas de conversión_2	84
2 Database suelos	85
Part III Cómo configurar un nuevo proyecto	88
Part IV Comandos de short cut	92
Index	0

1 LOADCAP

Software para el cálculo de la carga última en terrenos sueltos y rocosos según [Terzaghi \(1955\)](#), [Meyerhof \(1963\)](#), [Vesic \(1975\)](#), [Brinch Hansen \(1970\)](#), [Meyerhof and Hanna \(1978\)](#), [Richards et al. \(1993\)](#), para el cálculo de los factores de capacidad portante, además de los asentamientos elásticos ([Timoshenko e Goodier, 1951](#)), edométricos y según [Schmertmann \(1970\)](#) and [Schmertmann et al. \(1978\)](#), [Burland e Burbidge \(1985\)](#), licuefacción con el método de [Idriss e Boulanger \(2008\)](#); [Pradel \(1998\)](#); [Yasuhara e Andersen \(1991\)](#).



Zapatas continuas, Zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, Losas, Zapatas circulares;

Capacidad de carga según: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Brinch-Hansen, Vesic, Zienkiewicz, Eurocódigo, Meyerhof & Hanna;

Asentamientos: elásticos, edométricos, según Schmertmann, Burland y Burbidge;

Correcciones sísmicas según SHIKHIEV & JAKOVLEV;

Presencia de nivel freático;

Análisis en términos de tensiones totales y eficaces;

Visualización del bulbo tensiones y de las cuñas de rotura 2D, 3D;

Cálculo del estado tensional inducido por cargas externas en cualquier punto;

Correlaciones Nspt con los parámetros geotécnicos según: Meyerhof, Sanglerat y Peck Hanson Thorburn Meyerhof;
Comprobación a la traslación;
Análisis de los enterrados;
Lectura automática de los sondeos generados con el software Stratigrapher;
Intercambio de datos con MP;
Cálculo automático de las cargas agentes en la fundación;

Cálculo de las tensiones con: Boussinesq, Westergaard;
Construcción de gráficos interactivos;
Función anula ripristina su multilivelli;
Análisis de los terraplenes con cálculo de los asientos;
Asientos diferenciales 3D.

Nota:

Geostru ha creado un servicio disponible en la página web de [Geoapp](#) donde hay varias aplicaciones para hacer cálculos en línea. Entre estos hay varios que se pueden usar junto con Rock Plane, por ejemplo:
Carga última y asientos; Tensiones litostáticas; Coeficiente de reacción horizontal de pilotes de cimentación; Análisis de estabilidad de superficies planas; Licuefacción; etc.; se presentan más detalles en la [Sección Geoapp](#) de esta Help.

1.1 Datos generales

Datos Generales

Permite incluir los datos del proyecto corriente:

- Descripción;
- Proyectista;
- Cliente;
- Fecha.

Zona

Escribiendo la localidad en este orden: calle xxxx, ciudad, provincia, país, se especificará automáticamente el lugar de trabajo.

Alternativamente se pueden asignar las coordenadas con el sistema WGS84 en grados decimales. La zona aparecerá en las impresiones

generales y será utilizada como localización sísmica (véase Fig.4.1.1).

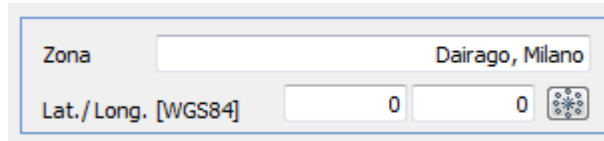


Figura 4.1.1-Localización de la zona de trabajo

Para poder identificar la zona, el sistema requiere la conexión a internet.

Tipo de terreno

Seleccionar entre terreno suelto o roca, dependiendo del tipo de suelo donde se encuentra la cimentación.

En el caso de cimentaciones en roca, el programa adecúa automáticamente la ventana datos sobre la estratigrafía (ej. RQD).

Corrección parámetros

En caso de suelos predominantemente arenosos, Terzaghi sugiere aplicar una corrección a los parámetros geotécnicos de cálculo, o sea reducir la cohesión a $2/3$ y la tangente del ángulo de resistencia al corte a $0,67 \cdot \tan\phi$.

— Comentario

Se aconseja aplicar tales correcciones solo con el cálculo M1.

1.1.1 Database terrenos

Database terrenos

Este comando permite administrar una base de datos de terrenos a través de una ventana de diálogo subdividida en tres columnas: en la columna izquierda se presenta la nomenclatura, en la central los parámetros geotécnicos y en la derecha las imágenes bitmap asociadas con cada litología.

Nuevo terreno

Para agregar una nueva litología colocarse con un clic sobre **Terrenos** en la columna izquierda, activar el menú de selección rápida con la tecla derecha del mouse y seleccionar **Nuevo**. En la lista cada litología se identifica con el Código que le haya asignado el usuario (columna central). Para cada nuevo terreno es necesario introducir los parámetros geotécnicos requeridos según su clasificación como suelo con cohesión o sin cohesión.

Textura

Para asociar una textura a una litología presente en el database, seleccionar con un clic una imagen bitmap de las que se muestran en la columna de la derecha y desplazarla, manteniendo apretado el mouse, hasta **Textura**. Si en cambio lo que se desea es solo darle un color, colocarse con el mouse sobre **Texturas** y seleccionar un color de la paleta que aparece haciendo click.

Eliminar terreno

Para eliminar una litología del database colocarse con un clic sobre la litología que se debe borrar, activar el menú de selección rápida con el lado derecho del mouse y seleccionar **Eliminar**.

1.1.2 Datos sistema de cimentación

Con este comando LoadCap permite definir todos los datos geométricos relativos al tipos de cimentación seleccionada: zapata corrida, aislada, losa, cimentación circular; a la presencia de una subcimentación; del perfil del terreno y de la profundidad del nivel freático.

Zapata corrida

Considera la tipología de cimentación en zapata corrida.

Aislada

Considera la tipología de zapata aislada.

Losas

Considera la tipología losa de cimentación.

Circular

Considera la tipología de cimentación circular.

Longitud cimentación (m)

Longitud de la cimentación en metros (*se desactiva cuando la tipología es una cimentación circular*).

Anchura cimentación (m)

Anchura de la cimentación en metros (*corresponde al Diámetro si es una cimentación circular*).

Base cimentación a la derecha (m)

Amplitud del ala derecha de la cimentación en metros (*se desactiva si es de tipo losa o cimentación circular*).

Base cimentación a la izquierda (m)

Amplitud del ala izquierda de la cimentación en metros (*se desactiva si es de tipo losa o cimentación circular*).

Altura inferior cimentación (m)

Altura de la parte inferior en metros.

Altura superior cimentación (m)

Altura de la parte superior en metros (*se desactiva si la tipología es una losa*).

Profundidad plano de cimentación

Profundidad del plano de cimentación en metros.

Altura de empotramiento

Representa la altura del terreno por encima del plano de cimentación considerada en el término ($N_q \times P.U.V. \text{ terreno} \times D$) de la carga última.

Esta opción es útil cuando hay planos de cimentación situados a algunos metros de profundidad del plano del terreno, para los cuales la carga última podría asumir valores muy altos.

Inclinación del plano de cimentación

Representa la inclinación del plano de cimentación en grados, positiva cuando es en sentido de las agujas del reloj.



Si se selecciona la opción **Altura de empotramiento = Profundidad plano de cimentación** el programa efectúa el cálculo de la carga última considerando la profundidad del plano de cimentación introducida en el punto anterior. En caso contrario, el programa asigna el valor de la altura de empotramiento a la variable D. En presencia de cimentaciones con plano completa o parcialmente enterrado, la excesiva profundidad del plano de cimentación puede llevar a valores elevados de la capacidad de carga debido al valor elevado del termino $(\gamma \cdot D \cdot Nq)$, por lo tanto puede ser útil llevar a efecto el cálculo con la altura de empotramiento, deseleccionando la opción de arriba, introduciendo el empotramiento efectivo de la cimentación en el terreno.

Subcimentación, Saliente , Altura

Indican respectivamente el saliente y la altura de la subcimentación en metros. También en este caso se le puede asignar a la estructura, una textura entre las propuestas a la derecha de la ventana.

Extensión terreno a la izquierda

Insertar la extensión del plano del terreno a la izquierda.

Extensión terreno a la derecha

Insertar la extensión del plano del terreno a la derecha.

Inclinación talud

Representa la inclinación del talud en grados, positiva cuando es en sentido de las agujas del reloj, respectivamente a la izquierda y a la derecha de la cimentación.

Distancia cimentación talud

Representa la distancia de la cimentación al talud en metros, respectivamente a la izquierda y a la derecha de la cimentación.

Profundidad nivel freático del PC

Profundidad del nivel freático medida a partir del plano del terreno. Para niveles freáticos que coinciden con el plano del terreno introducir como profundidad de nivel freático 1 cm.



Seleccionado con un clic las cotas en el gráfico del tipo de cimentación elegida, se resaltan los campos asociadas a las mismas.

1.1.3 Estratigrafía

Muestra una tabla donde se introducen los parámetros geotécnicos de cada estrato y la textura a asociada al mismo:

N°

Número del estrato. (Se colocan por orden de número)

Nota: Para un correcto funcionamiento del programa los estratos se asignan desde arriba hacia abajo.

DB Terrenos

Muestra un database de terrenos con las respectivas características geotécnicas.

Hs (m)

Altura del estrato en metros.

P.U.V. (Gk)

Peso específico del suelo.

P. E. S. saturado (GkSaturado)

Peso específico del suelo saturado.



Para análisis efectuados en términos de tensiones totales, aún sin nivel freático se debe indicar el peso específico del suelo saturado.

Fik

Parámetro característico de la resistencia al corte del suelo. En presencia de nivel freático se debe insertar el parámetro eficaz para el análisis en condiciones drenadas, ó cero en condiciones no drenadas.

Cohesión (ck)

Cohesión suelo. En presencia de nivel freático insertar el parámetro eficaz para condiciones con drenaje, y el parámetro total en condiciones no drenadas.

Cohesión no drenada (cuk)

Indicar el parámetro total de la cohesión del suelo para análisis en condiciones no drenadas.

Módulo Elástico

Módulo de elasticidad o de Young del terreno. Este parámetro es necesario para calcular los asentos de Schmertmann, si no se inserta tal valor los asentos se calculan con el método edométrico (ovviamente debe estar indicado el valor del módulo edométrico). En presencia del módulo de Young y del módulo Edométrico se da preferencia a éste último y los asentos calculados son edométricos.

Módulo Edométrico

Módulo de deformación obtenido de ensayos edométricos (condiciones de expansión lateral impedida). Este parámetro es necesario para estimar los asentos con el módulo edométrico. Si se asigna el Módulo de Young y no el Edométrico, los asentos se calculan con el método de Schmertmann.

Datos adicionales

Para poder estimar los asentos edométricos, por consolidación o los post sísmicos, el software requiere algunos datos adicionales que se pueden incluir activando la ventana Datos adicionales, como se muestra en la figura 4.1.3.1.

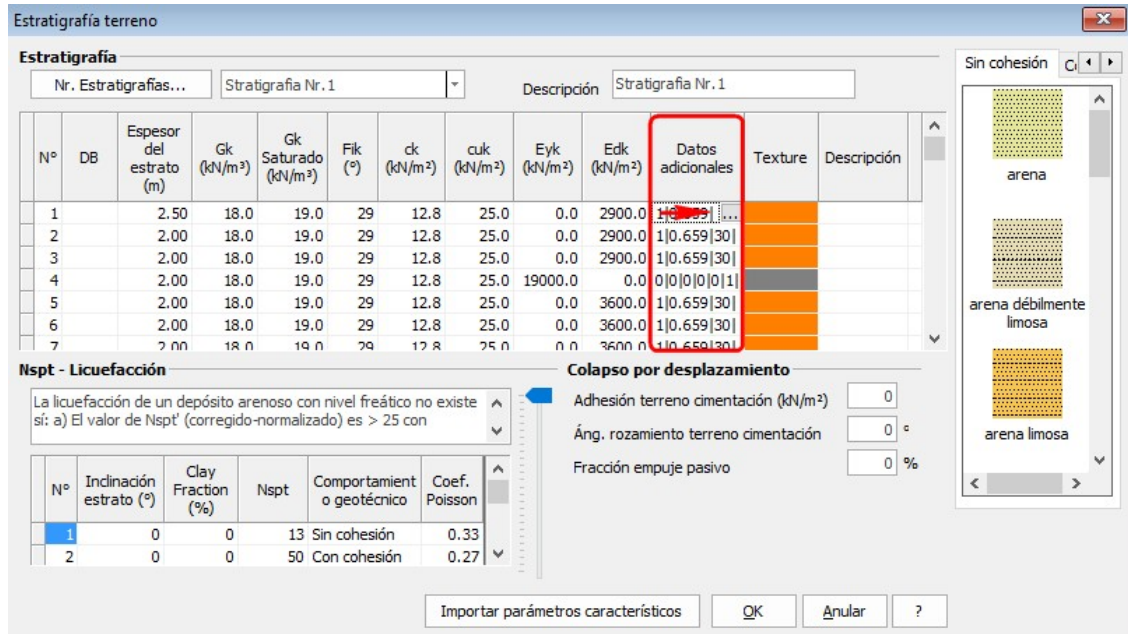


Fig. 4.1.3.1-Indicación de cómo activar la ventana "Datos adicionales cálculo asientos"

En la ventana de diálogo Datos adicionales cálculo asientos se introducen los datos necesarios para calcular los asientos edométricos y post-sísmicos.

En el cálculo de los asientos edométricos se puede tener en cuenta o no los efectos viscosos, seleccionando Módulo edométrico o Parámetros RR CR en el menú desplegable.

En el primer caso es necesario definir el módulo edométrico de cada estrato (E_d) y los coeficientes C_s y C_v , donde:

C_s (Coeficiente de consolidación secundaria): parámetro obtenido del ramo de consolidación secundaria de un ensayo edométrico. Este valor es necesario para estimar del asiento secundario de naturaleza viscosa.

C_v (Coeficiente de consolidación vertical primaria): parámetro necesario para estimar los asientos en el tiempo con el método monodimensional de Terzaghi.

En el segundo caso se deben indicar los parámetros RR y CR (Relación de recompresión y compresión) y, en estratigrafía, señalar el valor del módulo edométrico del estrato.

El asiento será calculado sin tener en cuenta los efectos secundarios.

Para que el software calcule los asientos post sísmicos, para cada estrato es necesario insertar una serie de parámetros, tal como se muestra en la figura 4.1.3.2.

▼ Datos adicionales cálculo asientos ×

Grado sobreconsolidación (OCR) 1.1

Asiento edométrico

Referencia a: Módulo edométrico ▾

Coef. consolidación secundaria C_s 0.004

Coef. consolidac. primaria C_v (cm^2/s) 0.001

Parámetro $RR = C_r / (1 + e_0)$ 0.00013

Parámetro $CR = C_c / (1 + e_0)$ 0.115

Asiento post-sísmico

Índice vacíos (eo) 64 %

Índice plasticidad (IPL) 9 %

Módulo corte estático (G) 2500 kN/m^2

Índice compresión (Cc) 0.6

Coficiente experimental (alfa=1) 1

Método Idriss Boulanger ▾

Standard Penetration Test (NSPT) 13

Point resistance (qc) 0 kN/m^2

• Idriss Boulanger 2008: Saturated granular soils $f(\text{NSPT})$ o $f(\text{qc})$

OK Anular

▼ Datos adicionales cálculo asientos ×

Grado sobreconsolidación (OCR)

Asiento edométrico

Referencia a:

Coef. consolidación secundaria Cs

Coef. consolidac. primaria Cv (cm²/s)

Parámetro RR=C_r/(1+e_o)

Parámetro CR=C_c/(1+e_o)

Asiento post-sísmico

Índice vacíos (e_o) %

Índice plasticidad (IPL) %

Módulo corte estático (G) kN/m²

Índice compresión (C_c)

Coficiente experimental (alfa=1)

Método

Standard Penetration Test (NSPT)

Point resistance (q_c) kN/m²

• Idriss Boulanger 2008: Saturated granular soils f(NSPT) o f(q_c)

Fig. 4.1.3.2-Parámetros necesarios para el cálculo de los asientos post sísmicos, enmarcados en rojo (suelos cohesivos), enmarcados en azul (suelos granulares)

Texturas

Colocándose en esta celda y haciendo clic con el lado derecho del mouse, se muestran las opciones de selección rápida, entre las cuales **Color Estrato**. Seleccionando esta opción se se le da al correspondiente estrato un color de los presentes en la paleta de colores . Para insertar las texturas seleccionar con un clic la imagen bitmap deseada entre las propuestas en **Con cohesión, Sin cohesión, Rocas y Otros**; teniendo apretado el mouse, arrastrar la textura en la celda Texture. Para personalizar las texturas se propone un editor de texturas que se abre haciendo con doble clic (o lado derecho del mouse) sobre una de las ya existentes: el editor de bitmap permite modificar las ya existentes o crear nuevas para guardarlas con nombre.

Descripción

En esta celda el usuario puede escribir un texto para describir la litología correspondiente.



Si en datos generales se ha seleccionado tipo de terreno roca, entonces en la tabla estratigrafía se requerirá, para cada estrato, el parámetro **RQD** (*Rock Quality Designation*). Asignar un valor comprendido entre 0 y 1.

— **Nspt - Liquefacción**

En presencia de terrenos constituidos por arenas sueltas bajo nivel freático, incluso si contienen una fracción fina limo-arcillosa, se debe verificar la susceptibilidad a licuefacción con uno de los métodos generalmente adoptados en ingeniería geotécnica. En tal aplicación se aplica la metodología propuesta por el **CNR** (Consiglio Nazionale delle Ricerche/Consejo Nacional de las Investigaciones) y aconsejada por el **GNDT** (Gruppo Nazionale di Difesa dai Terremoti/Grupo Nacional de Defensa contra los Terremotos).

Clay Fraction %

Porcentaje de fracción fina limo-arcillosa.

Nspt

Número promedio de golpes en el estrato obtenido con un ensayo SPT.



Los datos insertados en la tabla descrita valen también para el cálculo de los asentos con el Método de Burland y Burbidge..

Comportamiento geotécnico

Indicar si el estrato es con o sin cohesión.

Inclinación estrato

Indicar la inclinación del estrato.

Coefficiente de Poisson

Coefficiente de Poisson del estrato. Este valor es indispensable para el cálculo de los incrementos de tensiones debajo de la cimentación con el método de Westergaard.

— Verificación al deslizamiento - Colapso por desplazamiento

En conformidad con los criterios del proyecto sobre el estado límite último, la estabilidad se debe verificar con respecto al colapso por desplazamiento

y con respecto a la la rotura general. En relación al colapso por desplazamiento, la resistencia se calcula como la suma de un factor debido a la adhesión y otro debido al rozamiento cimentación-terreno. La resistencia lateral que deriva del empuje pasivo del terreno se puede considerar de acuerdo al porcentaje que indique el usuario.

Adhesión terreno cimentación

Insertar el valor de la adhesión en la unida de medida indicada.

Rozamiento terreno cimentación

Insertar el valor del ángulo de resistencia la corte en grados en la base de la cimentación aislada.

Fracción empuje pasivo

Indicar el porcentaje de empuje pasivo a considerare en la verificación de colapso por desplazamiento.



Si no se introducen los datos indicados en la columna Colapso por desplazamiento, el software asumirá automáticamente los datos geotécnicos del estrato en el que se apoya la cimentación.



Advertencia

Para la verificación al deslizamiento es necesario insertar las acciones verticales y horizontales con el comando Cargas.

1.1.4 Administración ensayos

Loadcap está en interfaz con los software de elaboración de ensayos penetrométricos y de creación de columnas estratigráficas **Dynamic Probing, Static Probing, Stratigrapher, MP, etc.**, producidos por GeoStru Software.

Para importar una estratigrafía construida con estos programas seleccionar el comando Administración ensayos del menú Estratigrafía terreno.



Con la importación de la estratigrafía se asignan también las características geotécnicas de los estratos en la unidad de medida corriente.

1.1.5 Input gráfico

Introducir estrato

Para introducir gráficamente un estrato seleccionar el comando, colocarse con el mouse sobre la estratigrafía por debajo de la cimentación y hacer clic. Se mostrará una ventana donde se propone la cota correspondiente al lugar del clic.

Modificar espesor

Para modificar gráficamente el espesor de un estrato seleccionar el comando, colocarse con el mouse sobre la estratigrafía y hacer clic. Se mostrará una ventana donde se puede introducir la nueva profundidad del estrato.

Asignar terreno

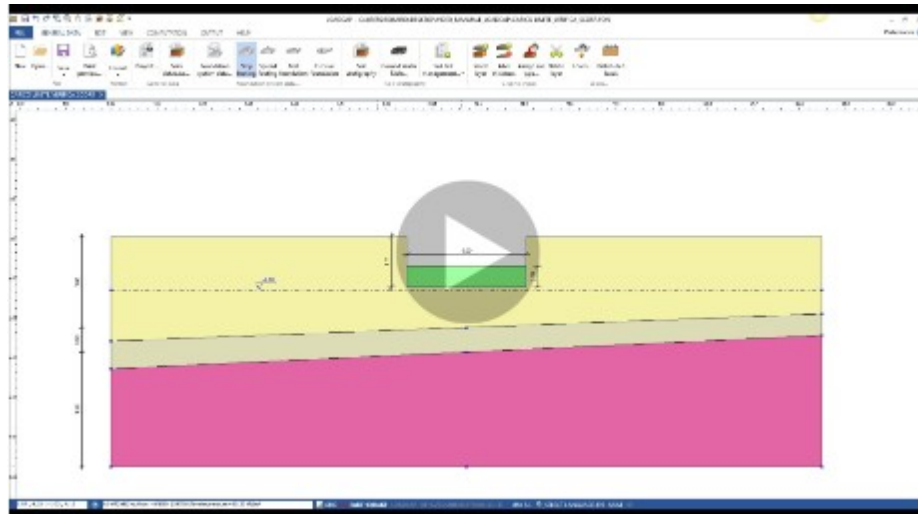
Para asignar gráficamente los parámetros geotécnicos de un estrato seleccionar el comando, colocarse con el cursor sobre el estrato y después de hacer clic elegir una de las litologías del database.



Los terrenos presentes en la lista son parte del [database terrenos](#).

Eliminar estrato

Para eliminar gráficamente un estrato seleccionar el comando, colocarse con el mouse sobre el estrato que se debe borrar y hacer clic.



1.1.6 Cargas repartidas

Son las cargas adicionales que se pueden asignar a la derecha y a la izquierda de la cimentación para tener en cuenta las sobrecargas adyacentes a la cimentación (*por ejemplo construcciones contiguas*). El efecto se considera solo como incremento de tensiones en el subsuelo para el cálculo de los asentos y de la interferencia de los bulbos.

1.1.7 Cargas

Las cargas sobre la cimentación se diferencian entre cargas de proyecto o de servicio. Ambos tipos se deben introducir respetando las convenciones indicadas en la fig. 4.1.6.1

Las cargas de proyecto se usan para estimar la carga última. Los valores a introducir son de proyecto por lo tanto tendrán que ser asignados en caso de que se realice una comprobación al estado límite último y comprenden los coeficientes de amplificación de las acciones. Las cargas de servicio se usan para el cálculo de los asentos. Se pueden asignar al mismo tiempo varias combinaciones de carga de proyecto y de servicio para efectuar el cálculo según la normativa. El tipo de carga, proyecto o servicio, se selecciona en la última columna (**Tipo**).

En lugar de las cargas se puede asignar la presión normal de proyecto.

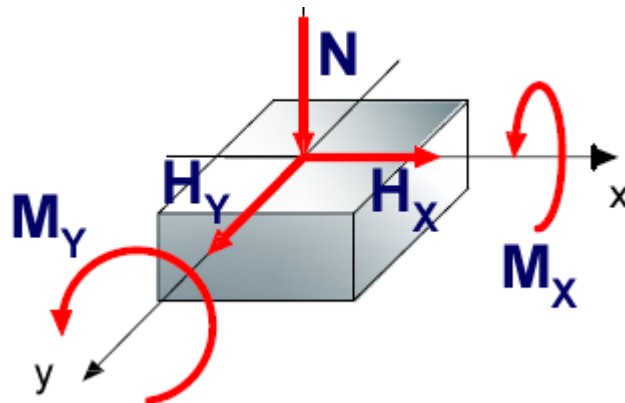


Figura 4.1.6.1- Convención del signo de las solicitaciones

Los botones "**Generar combinación**" y "**Asignar cargas**" que aparecen en esta ventana activan, respectivamente, el número y el tipo de combinaciones a adoptar según la norma a seguir seleccionada y un valor orientativo de la presión normal de proyecto, en caso de que este valor no esté disponible.

⚠ Advertencia:

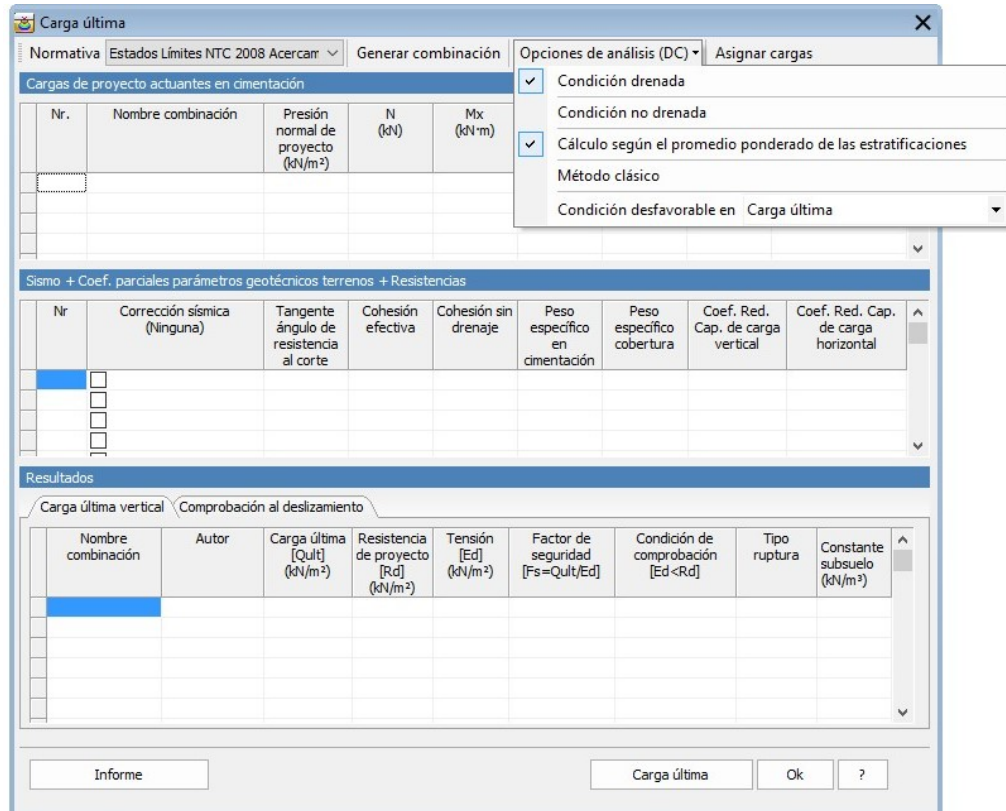
LoadCap no calcula el peso de la cimentación

Cálculo automático de las presiones sobre el terreno

[LoadCap, una vez que se han indicado los componentes \$N\$, \$M_x\$, \$M_y\$, calcula en automático la presión que la cimentación transmite al terreno.](#)

— Cálculo online del esfuerzo normal

Haciendo clic con el lado derecho del ratón sobre la tabla de las cargas, se puede importar el esfuerzo normal calculado con el *software on line Combinazioni delle azioni*.



El texto importado de GeoStru Combinazioni Online se estructura así:

unit: xx
 A1+M1+R1: xxxx
 A2+M2+R2: xxxx
 SLV sismo: xxx
 SLE casi permanente (asientos a largo plazo): xxxxx
 SLD sismo: xxx
 SLO sismo: xxxx
 SLC sismo: xxxx
 SLE raro: xxxxx
 SLE frecuente (asientos inmediatos): xxxx

Con estas combinaciones el software calcula la presión normal de proyecto a utilizar en el cálculo de la carga última (seleccionando la opción proyecto) o en los asientos (seleccionando la opción servicio).

1.2 Nuevo proyecto

Cómo crear un proyecto nuevo

Para crear un nuevo proyecto de cálculo de carga última y asientos del terreno con el software LoadCap, clicar en el menú "Archivo" y sucesivamente en "Nuevo". Se abrirá la ventana "Proyecto", en la cual se deben insertar los datos generales descriptivos y datos útiles para el cálculo (**Fig. A**).

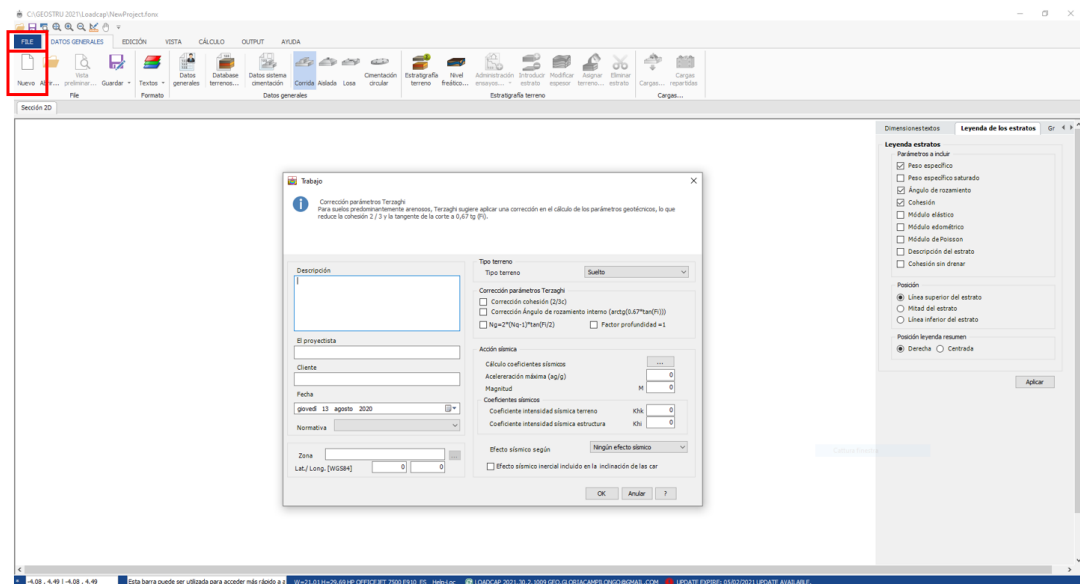


Figura A – Proyecto nuevo

Sucesivamente, después de clicar en "ok", aparece la ventana "Datos sistema de cimentación ...", donde se deben insertar los datos relativos a las cimentaciones y a la profundidad del nivel freático, si lo hay. Los valores numéricos presentes están dados por default. Estos datos también se pueden introducir clicando en la barra de datos generales (**Fig. B**) y, con base en los nuevos datos introducidos, se verá la cimentación.

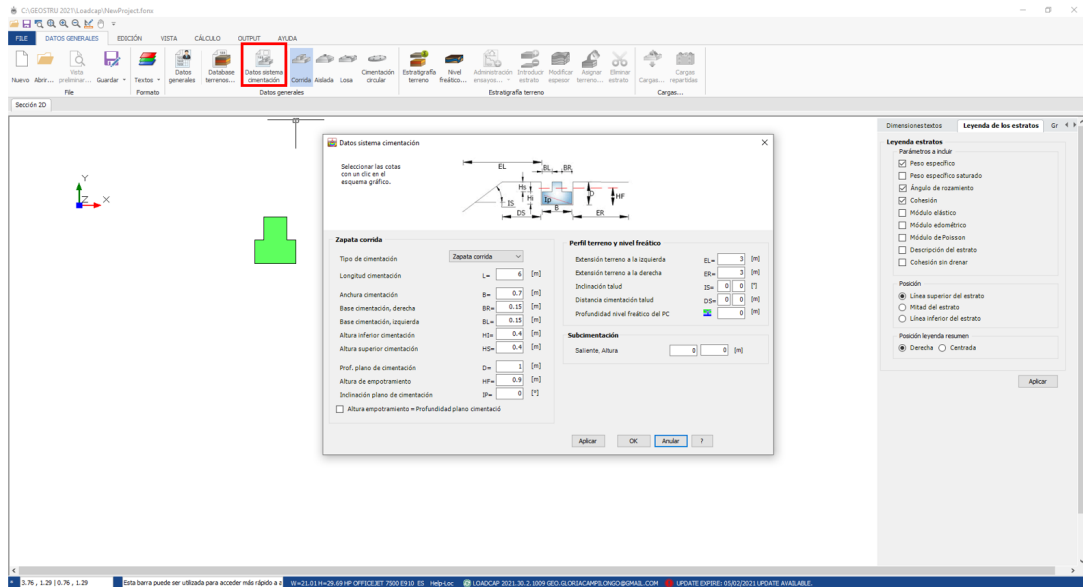


Figura B – Datos de la cimentación

1.3 Carga última

Para el cálculo de la carga última se puede elegir entre varios autores:

- **Método de Hansen**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Hansen (terrenos sin cohesión).

- **Método de Terzaghi**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Terzaghi (terrenos sin cohesión).

- **Método de Meyerhof**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Meyerhof (terrenos sin cohesión).

- **Método de Vesic**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Vesic (terrenos sin cohesión).

- **Método EC-8**

Seleccionando esta opción se efectúa el cálculo de la carga

última según las directrices del Eurocódigo 7 (sobre geotécnica) y del Eurocódigo 8 (sobre sísmica).

- **Método de Terzaghi sobre roca**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Terzaghi para las cimentaciones sobre roca.

- **Método de Zienkiewicz sobre roca**

Seleccionar esta opción para calcular la carga última con el método de Zienkiewicz para las cimentaciones sobre roca.

Carga última

La carga última vertical y horizontal se calcula para cada combinación de proyecto.

Con el menú opciones de análisis, en la ventana de cálculo de la carga última, se puede seleccionar el tipo de análisis a efectuar:

Condición drenada: Seleccionar esta opción si se desea estimar la carga última de la cimentación en condiciones drenadas (parámetros eficaces).

Condición sin drenaje: Seleccionar esta opción si se desea estimar la carga última de la cimentación en condiciones sin drenaje (parámetros totales).

Cálculo según el promedio ponderado de las estratificaciones: Seleccionar esta opción si se desea estimar la carga última de la cimentación considerando como parámetros geotécnicos aquellos obtenidos con el promedio ponderado de los parámetros de los estratos individuales; en caso contrario se tomarán en consideración únicamente los parámetros de la capa de apoyo de la cimentación (Método Clásico).

Con cada combinación es posible reducir los parámetros característicos del terreno según los coeficientes de reducción establecidos y efectuar las [Correcciones sísmicas](#) de acuerdo con los enfoques de proyectos seleccionados.

Para evaluar los efectos sísmicos sobre la capacidad de carga se proponen aceleraciones sísmicas máximas al suelo relativas a las diferentes zonas en las cuales se divide el territorio. El valor del coeficiente sísmico horizontal se calcula automáticamente en función de la zona sísmica y del perfil estratigráfico, pero se puede escribir también un valor indicado por el usuario.



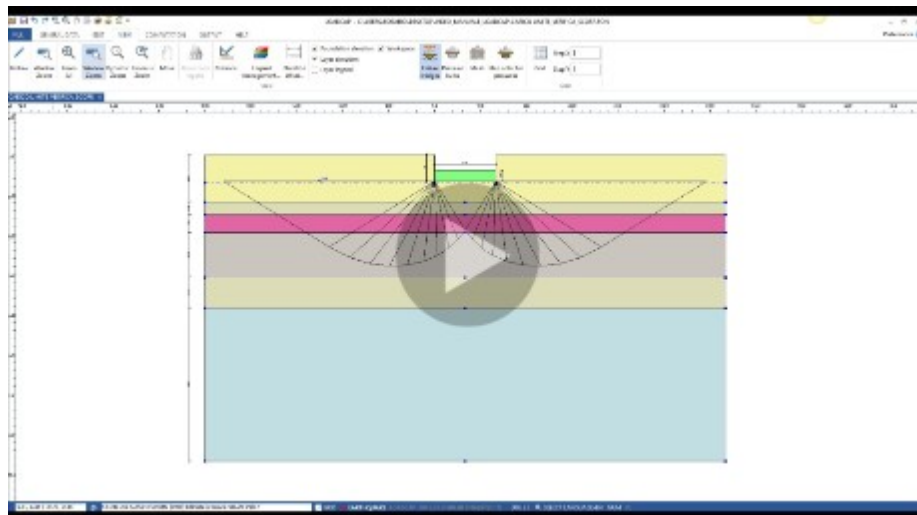
Loadcap reconoce automáticamente la peor combinación de cálculo y la selecciona con el símbolo *.

Cálculo Ks

Para el cálculo del coeficiente de balasto k_s el programa propone la fórmula adoptada por Bowles.

Verificación al deslizamiento - Colapso por desplazamiento

Ver también: [Características estratos](#) y [Referencias teóricas](#).



1.3.1 Módulo terraplenes

Con este programa auxiliar se puede calcular el asiento de los terraplenes con el método edométrico. Véase fig. 4.2.1.1.1

Presión impuesta sobre el terraplén, son las cargas agentes en el mismo, "carreteras, etc."

Definir plano cimentación desmonte, profundidad de la cimentación.

El programa calculará automáticamente el aumento neto en el plano de cimentación.

Distancia ejes - IV Punto: Los asientos se calculan en **Eje, Centro, Pie y en un punto establecido por el usuario**, en el cual se escribe, a propósito, la "*Distancia eje - IV Punto*"

Como datos de input de la estratigrafía se debe asignar: *El módulo edométrico y el grado de sobreconsolidación.*

Cálculo Asientos Terraplenes

Referencia zona: SECCIÓN 33

Carga estática sobre el terraplén: 1 t/m²

Dynamic load Embankment: 0 t/m²

1/2 anchura rectángulo: 4 m

Anchura base triángulo: 2 m

Altura terraplén: 4 m

Peso específico terraplén: 1.8 t/m³

Peso específico cimentación terraplén: 1.9 t/m³

Configurar plano de cimentación excavación: 1 m

Peso específico excavación: 2 t/m³

Incremento neto en el plano de cimentación: 8.9 t/m²

Distancia ejes - IV punto selección libre: 8 m

DISTANCIA PLANO DE CIMENTACIÓN --> SUBSTRATO: 8 m

Número de estratos a calcular: 4

Estrato	Espesor DH estrato (m)	Módulo edométrico Kg/cm ²	Grado de consolidación n OCR	Ejes (cm)	Borde Externo (cm)	Pié (cm)	IV Punto (cm)
1	2	80	1	2.228	2.026	0.399	0.063
2	2	80	1	2.168	1.568	0.726	0.238
3	2	80	1	1.667	1.254	0.757	0.366
4	2	80	1	1.34	1.034	0.71	0.417

ASIENTOS TOTALES

Ejes: 7.403

Borde: 5.882

Pié: 2.592

IV Punto: 1.084

Fig. 4.2.1.1.1 Ventana Módulo terraplenes

Véase: [Referencias teóricas](#).

1.4 Asientos

1.4.1 Asientos edom. -Schmertmann

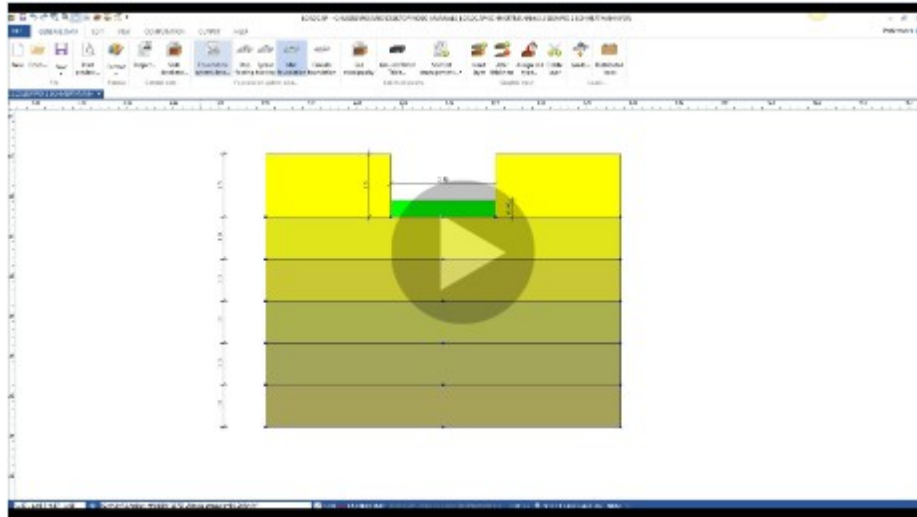
Efectúa y muestra el cálculo de los asientos según dos enfoques: edométrico y de Schmertmann.

El primero lo usa automáticamente el programa cuando el usuario introduce el módulo edométrico de los estratos y, para el cálculo del asiento secundario, el coeficiente de consolidación secundaria C_s . El segundo se usa cuando faltan los parámetros anteriores (E_d , C_s) y se cuenta con el módulo de deformación elástica E .

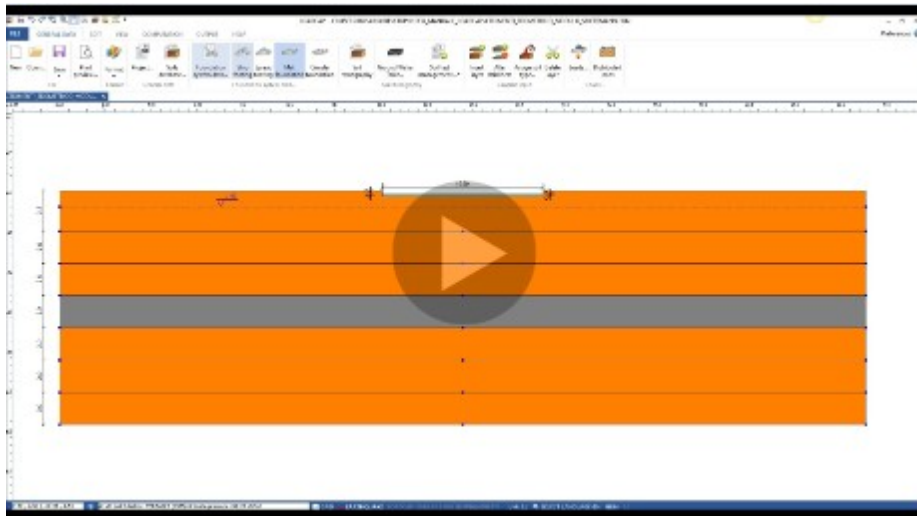
La pantalla muestra el plano de la cimentación resaltando la línea central (línea roja punteada) y el punto donde se aplica la carga

(punto rojo). Haciendo clic y manteniendo pulsado el botón se puede pasar sobre el área de influencia y conocer el asiento total: lo anterior se muestra en la barra azul de la ventana activa.

El decurso del asiento total en el tiempo y el porcentaje de asiento a t días después de la aplicación de la carga aparece, estrato por estrato, en la tabla.

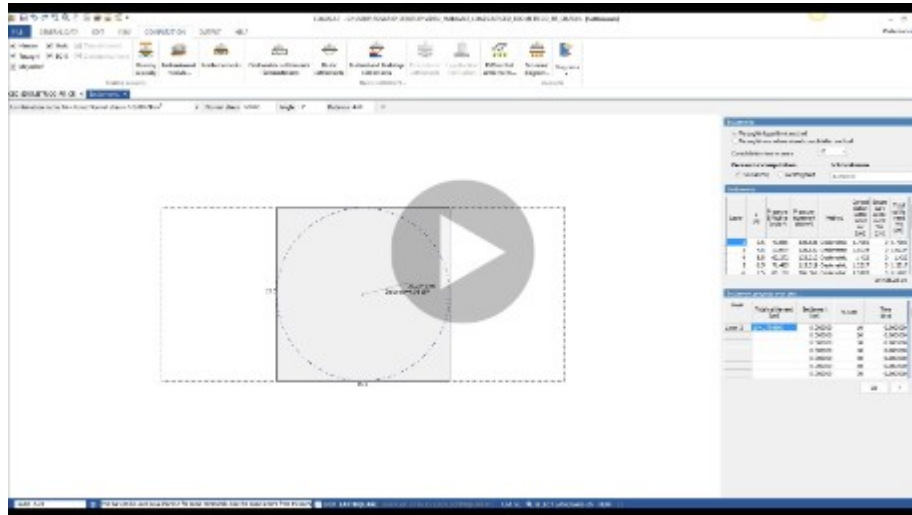


Nótese que para una valoración correcta de las asientos, los estratos de terreno compresibles deberán tener un espesor reducido (< 2.00 m), por lo tanto cuando hayan estratos de terreno de espesor elevado es preferible que el usuario haga una subdivisión de los mismos en estratos más pequeños manteniendo las características geotécnicas del estrato original y cambiando solo el N° de los estratos y su espesor.



Véase también:

[Características estratos](#), [Asientos Elásticos](#), [Asientos de Burland y Burbidge](#), Para la teoría sobre este argumento consultar las [Referencias teóricas](#)



1.4.2 Asientos elásticos


El cálculo de los asientos elásticos (inmediatos) en el borde y el centro de la cimentación se calculan con una ecuación basada en la teoría de la elasticidad de Timoshenko y Goodier (1951).


Para la teoría sobre este argumento consultar las [Referencias teóricas](#).

1.4.3 Asientos Burland & Burbidge

Cálculo de los asientos con el método de Burland y Burbidge (terrenos de grano grueso), con los diferentes factores de corrección. Para cada estrato se presenta el valor de N_{spt} promedio definido en la ventana de la estratigrafía y dicho valor se puede modificar.

Para que el programa efectúe el cálculo del asiento para una profundidad significati va de "Zi" asignada por el usuario, es necesario que la profundidad de los estratos no sea superior al valor de Zi (ver imagen).

 Asientos Burland e Burbidge ×

 Si no se asigna, la Z_i será calculada automáticamente por el programa. El método da óptimos resultados en terrenos homogéneos, mientras que se debe usar con cautela en terrenos estratificados y en cimentaciones rígidas.

Asientos

Estrato	Prof. Estrato (m)	Nspt
1	5.4	30
2	10	16
3	13	46
4	15.9	33

Presión kN/m²

Tiempo

Profundidad significativa Z_i (m)


Promedio valores Nspt al interno de Z_i

Factor de forma F_s

Factor estrato comprimible f_h

Factor tiempo f_t

Índice de compresión

Asiento (mm) 

Para la teoría sobre este argumento consultar las [Referencias teóricas](#).

1.4.4 Asientos post-sísmicos

Se calcula el asiento post sísmico de los suelos cohesivos y granulares licuables. Los detalles de cálculo se presentan en [Asientos Post-Sísmicos](#).

Advertencia

Es necesario indicar antes los Datos adicionales para el cálculo de los asientos post sísmicos en la ventana [Características estratos](#).

1.4.5 Comprobación de la licuefacción

Para cada estrato se muestra la comprobación de la licuefacción con el método propuesto por el **CNR** y sugerido por el **GNDT**. La verificación se efectúa solo en presencia de aceleraciones

sísmicas y terrenos sin cohesión con nivel freático. **Método del C.N.R. - GNDT - Da Seed e Idriss**

Véase [Características estratos](#).

Para la teoría sobre este argumento consultar las [Referencias teóricas](#).

1.4.6 Asientos diferenciales

En esta ventana es posible calcular los asientos diferenciales asignando las "Áreas estratigráficas" y las "Áreas de carga".

A cada área estratigráfica se le puede asignar una misma estratigrafía, cuyas características se especifican en el menú Estratigrafía terreno del programa principal.

En la sección "Áreas" del menú de la derecha se crean sobretodo las "Áreas estratigráficas".

A cada una de ellas se asigna una "Descripción"; la posición en el plano con las coordenadas "x", "y" e "z"; la base "B" y la longitud "L"; un "Color" y la propia estratigrafía.

Para las "**Áreas de carga**" se asigna la "Descripción", la posición, la base "B", longitud "L", la altura "H" y el tipo "T", el "Color" y la "Carga". La opción "T" permite especificar el uso de una carga cilíndrica asignando "0" o rectangular "1".

Para insertar correctamente los datos es necesario utilizar ";" como separador al interior de la casilla, tal y como se sugiere en el encabezado de la tabla.

En la sección "**Configuración**" del menú lateral se asignan los parámetros a utilizar para el análisis y la síntesis de datos. Aquí se puede establecer el espaciado de la mesh, tanto para la abscisa x como para la coordenada y; la densidad de las curvas de isoasiento; las dimensiones de los textos. También se puede

elegir si ver o no el valor del asiento y las curvas de isoasiento. El factor de escala de las texturas y del asiento permiten mejorar la vista de los resultados.

En la sección "**Análisis**" del menú lateral se generan los resultados que aparecerán en el gráfico junto con la mesh utilizada. Moviéndose con el mouse, en el diseño se presenta el valor del asiento del terreno según donde se encuentre el cursor.

Una vez efectuado el análisis, se puede crear una sección en correspondencia con la línea de puntos roja, la cual se puede adaptar según sea necesario utilizando el mouse o bien estableciendo los valores textuales del menú.

La opción "**Ver tabla**" muestra los valores de los asientos en correspondencia con las distancias para la sección calculada.

La sección, junto con la tabla, se puede ser desplazar con el mouse en el diseño.

Con el menú en alto es posible obtener una vista sólida del trabajo en 3D utilizando el comando "**Rendering**".

El comando "**Girar**" permite mover el diseño en el espacio, mientras que con el comando "**Contorno 3D**" se obtiene la visión de los contornos del proyecto, de los asientos y de la mesh in 3D. La opción 2D vuelve a la vista plana.

Importación de archivos externos

Para efectuar el análisis de asientos diferenciales en archivos importados de otros programas es suficiente preparar un archivo como el indicado en la figura 4.2.2.6.1

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Descr	x	y	z	B	L	H	T	V
2	L1	2	2	0	2	2	0,5	0	100
3	L2	8	2	0	2	2	0,5	0	120
4	L3	14	2	0	2	2	0,5	0	130
5	L4	2	8	0	2	2	0,5	0	100
6	L5	8	8	0	2	2	0,5	0	120
7	L6	14	8	0	2	2	0,5	0	130
8	L7	2	14	0	2	2	0,5	0	100
9	L8	8	14	0	2	2	0,5	0	120
10	L9	14	14	0	2	2	0,5	0	130

Desc	x	y	z	B	L	H	T	V
L1	2	2	0	2	2	0.5	0	100
L2	8	2	0	2	2	0.5	0	120
L3	14	2	0	2	2	0.5	0	130
L4	2	8	0	2	2	0.5	0	100
L5	8	8	0	2	2	0.5	0	120
L6	14	8	0	2	2	0.5	0	130
L7	2	14	0	2	2	0.5	0	100
L8	8	14	0	2	2	0.5	0	120
L9	14	14	0	2	2	0.5	0	130

Tabla 4.2.2.6.1.-Ejemplo de archivos de importación posibles

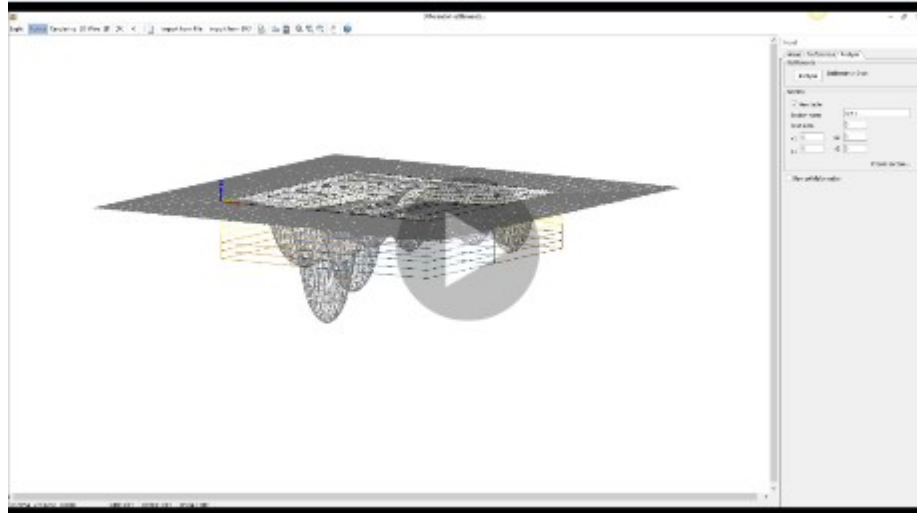
El archivo creado se debe salvar en formato TXT o CSV, con los valores separados por tabulación. Los ejemplos de la figura se encuentran en la carpeta LoadCap.



Para importar el archivo usar el lado derecho del ratón en las tablas datos.

Importar DXF

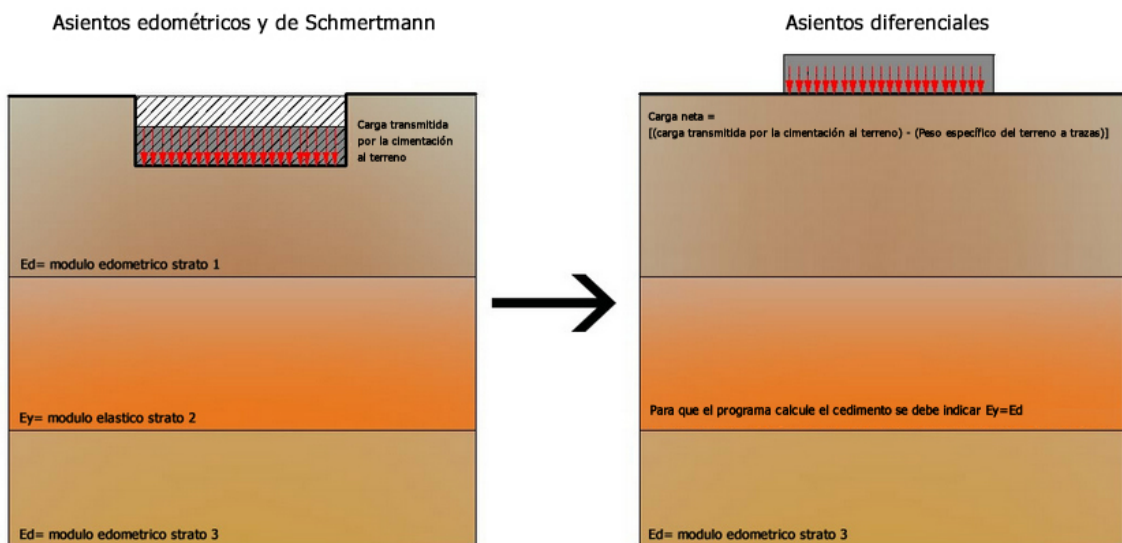
El archivo dxf debe estar formado por rectángulos, los cuales se deben dibujar en los siguientes layer: LAY1 para las áreas estratigráficas LAY2 área de carga. En la carpeta del programa se encuentra un archivo DXF como ejemplo de importación.



Cálculo de los asientos diferenciales

Los asientos diferenciales que calcula el programa se tratan en todo caso de asientos edométricos y se calculan mediante la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.

Los valores de los asientos calculados en la sección "Asientos edométricos y de Schmertmann" y los del módulo de los "Asientos diferenciales" son comparables siempre y cuando se reste el peso del suelo. (véase la imagen siguiente). El asiento diferencial se calcula solamente en aquellos estratos donde se presente el módulo edométrico, mientras que si hay presencia solo de módulo elástico el programa no calcula el asiento.



1.5 Gráficos

Diagrama tensiones

Muestra un diagrama donde se ven las variaciones de las tensiones en el subsuelo, calculadas al centro de la cimentación, en función de la profundidad z , con la teoría de Boussinesq o de Westergaard (según la selección efectuada en Bulbo tensiones).

Parámetros gráficos

Permite modificar los parámetros de los gráficos de output (carga última-base de la cimentación, carga última-profundidad del plano de cimentación), seleccionar el autor para el cálculo de las tensiones en el subsuelo, intervenir, con la opción de variación de longitud de la cimentación, en la tabla Informe diagramas.

Ejemplo: modificando el intervalo de la profundidad del plano cimentación se modifica la escala de representación en el eje x del gráfico (Q, D).

Informe diagramas

Muestra una tabla con los diferentes valores de la carga admisible en función de la profundidad del plano de cimentación D y de la anchura B , para cada longitud L seleccionada de entre las que se proponen. La tabla se reconstruye con base en los parámetros generales de los gráficos asignados en el menú.

Gráfico Carga última-Profundidad (Q-D)

Muestra un diagrama donde se ven las variaciones de la carga última calculada con los métodos elegidos en función de la profundidad del plano de cimentación D . Para cada conjunto de valores de la base B y de la longitud L se construye un diagrama, que se puede copiar y/o imprimir usando el menú Edición y que también se puede exportar (menú Exportar). Cada uno de estos comandos se puede también seleccionar apretando la parte derecha del mouse.

Gráfico Carga última-Base (Q-B)

Muestra un diagrama donde se ven las variaciones de la carga última calculada con los métodos elegidos en función de la anchura de la cimentación B . Para cada conjunto de valores del plano de cimentación D y de la longitud L se construye un diagrama, que se puede copiar y/o imprimir (menú Edición) o exportarlo (menú Exportar). Cada uno de estos comandos se puede también seleccionar apretando la parte derecha del mouse.

1.6 Vista

Gestión leyendas

Permite personalizar la leyenda de los estratos (Parámetros del estrato a incluir, posición).

Cuñas de rotura

Muestra en el área de trabajo las zonas de rotura activa, pasiva y de transición.

Bulbo tensiones

Muestra en el área de trabajo los bulbos de las tensiones, o sea las variaciones con la profundidad de la razón q/q_0 , donde q es la presión inducida por la carga aplicada q_0 en el plano de la cimentación. El incremento de tensiones por debajo de la cimentación se puede calcular con el método de Boussinesq o con el de Westergaard.

— Construcción bulbo tensiones

Presión normal de proyecto

Presión normal de proyecto para el cálculo de las tensiones.

Longitud cimentación

Corresponde a la sección de la cimentación respecto a la cual se representa el bulbo. Por ejemplo, si se indica el 50% el bulbo aparece en el centro y por lo tanto los valores de tensión se refieren a la sección central de la viga.

Intervalo construcción malla en x y espaciado

Amplitud, en el eje de las abscisas, de la malla necesaria para la construcción del bulbo de tensiones. El espaciado representa la amplitud de las celdas.

Intervalo construcción malla en y

Amplitud, en el eje de las ordenadas, de la malla necesaria para la construcción del bulbo de tensiones.



Nota:

Puede suceder que, como se muestra en la Figura 4.5.1, los bulbos tensiones se vean en forma parcial.

Para poder verlos completamente o en forma más amplia es necesario calibrar, con base en las dimensiones de la cimentación, los valores predefinidos del intervalo y del espaciado de la mesh, ya sea en dirección x que en dirección y como en la figura 4.5.2.

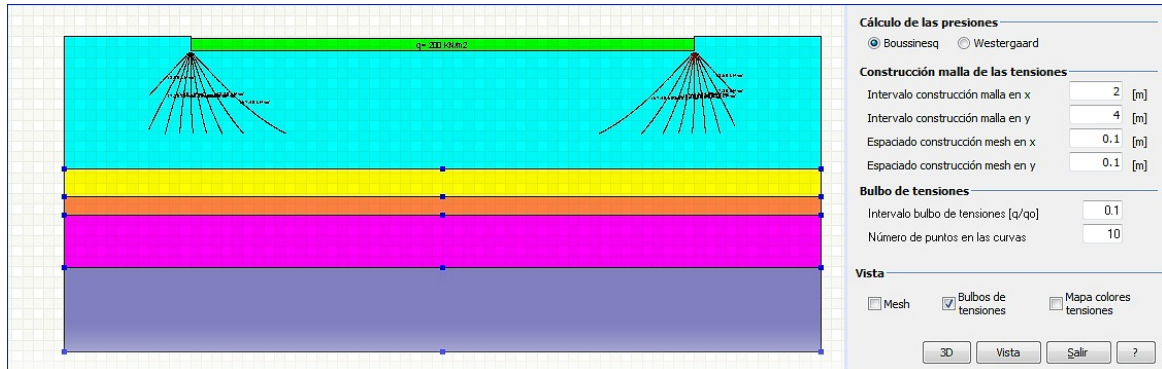


Figura 4.5.1-Bulbo de presiones, mesh tensional asignada incorrectamente

Mesh

Muestra en la hoja de trabajo la malla con celdas triangulares para la construcción de las variaciones del estado tensional por debajo del plano de cimentación.

Mapa colores tensiones

Muestra los bulbos de tensiones en forma de áreas coloradas.

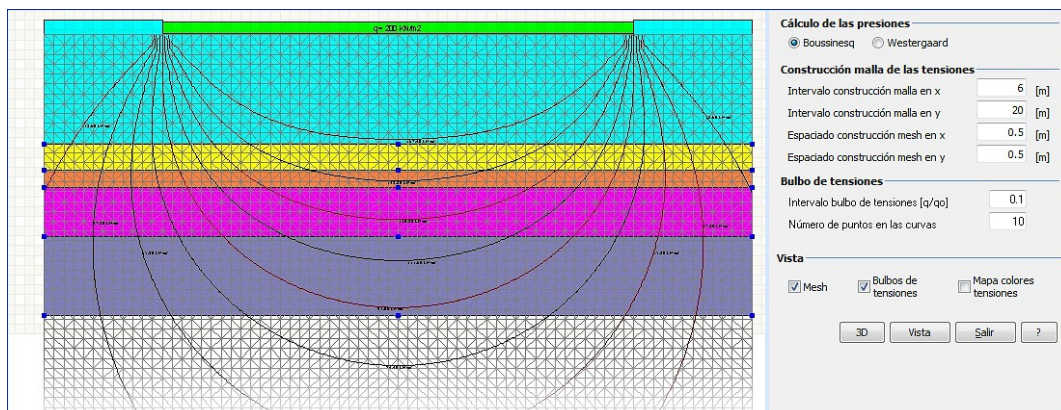


Figura 4.5.2-Bulbo de presiones, mesh tensional asignada correctamente

1.7 Exportar

Opciones

Permite asignar la posición de las texturas, establecer los parámetros de la hoja de trabajo, las salidas en formato texto (márgenes de la página, tablas, seleccionar si incluir o no las referencias teóricas en el informe). Además se puede seleccionar el sistema de medida de trabajo (S.I. o Técnico) e indicar los datos de la sociedad.

Exportar en formato RTF

Exporta el informe. Se puede elegir si incluir o no la teoría y si se desea que las tablas tengan borde.

Exportar en Dxf

Reproduce el diseño del área de trabajo (cimentación, estratos, leyendas, cotas, etc.)

Exportar Bitmap

Crea y guarda una imagen del área de trabajo.

Exportar en GFAS y Exportar en Slope

Prepara los archivos para poder importarlos desde GFAS (Calculador con elementos finitos para mecánica de suelos) y Slope (software para el análisis de estabilidad de taludes en terrenos sueltos y rocosos), ambos producidos por GeoStru Software.

1.8 Geoapp

Geoapp: la suite más grande de la web para cálculos en línea

Las aplicaciones que componen [Geostru Geoapp](#) han sido diseñadas para brindar soporte profesional en la solución de múltiples casos técnicos. Geoapp comprende más de 40 [aplicaciones](#) para: Ingeniería, Geología, Geofísica, Hidrología e Hidráulica.

La mayoría de las aplicaciones son gratuitas, mientras algunas requieren suscripción mensual o anual.

Suscribirse en Geoapp significa:

- usar aplicaciones profesionales en cualquier momento, lugar y dispositivo;
- guardar los archivos en la nube y en el propio PC;
- abrir los archivos para elaboraciones sucesivas;
- servicios de impresión de los informes y las elaboraciones gráficas;

- información sobre nuevas aplicaciones e inclusiones automáticas en la propia cuenta de usuario;
- disponibilidad de versiones siempre actualizadas;
- servicios de asistencia técnica por medio de Tickets.

1.8.1 Sección Geoapp

General e Ingeniería, Geotecnia y Geología

Entre las aplicaciones presentes, se puede utilizar una amplia gama para Loadcap. Para este propósito, se recomiendan las siguientes aplicaciones:

- [Carga última y asentos](#)
- [Tensiones litostáticas](#)
- [Coeficiente de reacción horizontal de pilotes de cimentación](#)
- [Licuefacción \(Boulanger 2014\)](#)
- [Tierras reforzadas](#)

1.9 Referencias Teóricas

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (*método de Frolich*), o también como aquel valor de carga, mayor que el anterior, con el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (*método de Prandtl y sucesivos*).

Observaciones experimentales han demostrado que la rotura se puede dar por medio de tres mecanismos (véase Fig. 4.5.1): La rotura general que se caracteriza por la formación de superficies de deslizamiento bien definidas. Parte desde la cimentación hasta el plano del terreno y hace que el terreno presente levantamientos a los lados de la cimentación. La rotura por punzonamiento, con la cual el hundimiento de la cimentación se debe a la formación de planos de corte verticales, a lo largo del perímetro, sin generar superficies de deslizamiento. La rotura local corresponde siempre a la formación de una clara superficie de deslizamiento bajo la cimentación que sin embargo se dispersa en el suelo adyacente. Se nota una modesta tendencia al levantamiento del terreno.

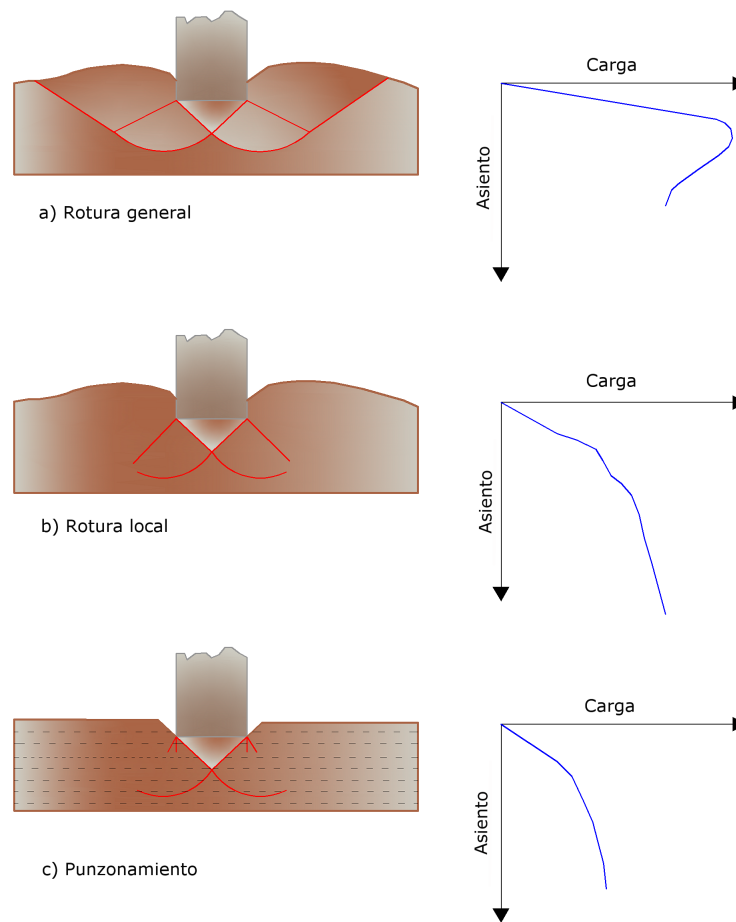


Figura 4.5.1- Tipos de rotura del terreno

Las soluciones disponibles para el cálculo de la carga última se basan en el supuesto de un comportamiento rígido-plástico del suelo y rigurosamente, por lo tanto, se pueden aplicar solo al caso de rotura general.

Se puede demostrar que la carga última de un terreno es la suma de tres factores: peso del terreno γ' , sobrecarga q' y cohesión c' . Las soluciones con las que actualmente se cuenta se obtienen de la superposición de problemas individuales independientes.

Prandtl (1921) ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico por efecto de una carga aplicada en su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley del tipo:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi' \quad (1-1)$$

válida también para suelos.

Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación (1-1)
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho $2b$ (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales iguales a cero al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.
- Ausencia de sobrecarga en los bordes de la cimentación ($q'=0$)

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie GFBCD. (véase Fig. 4.5.2)

En el triángulo AEB la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45^\circ + \varphi/2$ con respecto al horizontal.

En las zonas ABF y EBC la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos A y E y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas. Los polos de éstas son los puntos A y E. En los triángulos AFG y ECD la rotura se da en segmentos inclinados en $(45^\circ + \varphi/2)$ con respecto a la vertical.

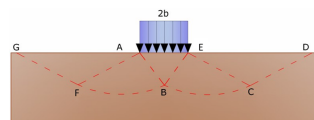


Figura 4.5.2- Solución de Prandtl

Identificado el volumen de terreno que experimenta rotura con la carga última, esta se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre fuerzas agentes en cualquier volumen de terreno delimitado bajo cualquiera de las superficies de deslizamiento. Se llega a la solución exacta que se expresa por medio de la ecuación:

$$q_{lim} = c' \cdot B$$

donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ' del terreno. Para $\varphi' \neq 0$ el factor $B = 5,14$.

En el caso particular de terreno sin cohesión ($c'=0$, $\gamma' \neq 0$) resulta $q'=0$. Según la teoría de Prandtl, no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.

Si bien no se puede aplicar prácticamente, en esta teoría se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.

En efecto Caquot se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h , con $h \leq 2b$; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características: $\gamma' = 0$, $\phi' \neq 0$, $c' = 0$ es decir un medio dotado de peso pero sin resistencia. Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma' + B \cdot c'$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que aún no refleja la realidad.

Terzaghi (1955)

Terzaghi, prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características del conjunto obra de cimentación - terreno.

Bajo la acción de la carga transmitida por la cimentación, el terreno que está en contacto con esta última tiende a retirarse lateralmente, pero se lo impiden las resistencias tangenciales que se producen entre la cimentación y el terreno; lo que implica un cambio del estado tensional en el terreno que se encuentra directamente bajo la cimentación. Para tenerlo en cuenta, Terzaghi asigna a los lados **AB** y **EB** de la cuña de Prandtl una inclinación Y respecto a la horizontal, seleccionando el valor de Y en función de las características mecánicas del terreno al contacto terreno-cimentación.

De esta manera se supera la hipótesis $\gamma' = 0$ para el terreno bajo la cimentación admitiendo que las superficies de rotura quedan inalteradas, la expresión de la carga última entonces es:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma' \cdot h + B \cdot c' + C \cdot \gamma' \cdot b$$

donde:

C es un coeficiente que resulta función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno bajo el nivel de cimentación y del ángulo j antes definido;

b es la semianchura de la franja.

Además, basándose en datos experimentales, Terzaghi pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Terzaghi aportó otra contribución sobre el comportamiento efectivo del terreno. En el método de Prandtl se supone un comportamiento del suelo rígido-plástico, mientras que Terzaghi supone este comportamiento en suelos muy compactos. En estos, de hecho, la curva cargas-asientos presenta un primer tramo rectilíneo, seguido por un breve tramo curvilíneo (comportamiento elastoplástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite se determina claramente (rotura general). En un terreno muy suelto en cambio, la razón cargas-asientos presenta un tramo curvilíneo acentuado ya desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la identificación de la carga última no es tan clara y evidente como en el caso de los terrenos compactos.

Para los terrenos muy sueltos, Terzaghi aconseja, al calcular la carga última, tener en consideración el valor calculado con la fórmula anterior pero introduciendo valores reducidos de las características mecánicas del terreno, precisamente:

$$\operatorname{tg}\varphi'_{\text{rid}} = 2/3 \cdot \operatorname{tg}\varphi'$$

$$c'_{\text{rid}} = 2/3 \cdot c'$$

Haciendo explícitos los coeficientes de la fórmula anterior, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$c'_{\text{rid}} = 2/3 \cdot c'$$

donde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi'/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi'/2) \operatorname{tg}\varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{2} \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\varphi'} - 1 \right)$$

Tipo de cimentación:	Corrida	Circular	Cuadrada
Sc	1.0	1.3	1.3
Sg	1.0	0.6	0.8

Meyerhof (1963)

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente $s_{q'}$ multiplica el factor $N_{q'}$, factores de profundidad d_i y d_{ii} pendiente, para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof suponiendo varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados. Los factores de N se presentan en la Tabla 4.5.1.

$$\text{Carga vertical} \quad q_{ult} = c' \cdot N_{c'} \cdot s_{c'} \cdot d_{c'} + \gamma' \cdot D \cdot N_{q'} \cdot s_{q'} \cdot d_{q'} + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma'} \cdot s_{\gamma'} \cdot d_{\gamma'}$$

$$\text{Carga inclinada} \quad q_{ult} = c' \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} + \gamma' \cdot D \cdot N_{q'} \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma'} \cdot i_{\gamma'} \cdot d_{\gamma'}$$

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

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

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

Factores	Valor	Para
Forma	$s_c = 1 + 0.2 \times k_p \frac{B}{L}$	cualquier φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \times k_p \frac{B}{L}$	$\varphi > 10$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	cualquier φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	$\varphi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Inclinación donde : $k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ θ =inclinación de la resultante en la vertical	$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$	cualquier φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2$	$\varphi > 10$
	$i_\gamma = 0$	$\varphi = 0$

Tabla 4.5.1-Factores de forma, profundidad e inclinación de la fórmula de Meyerhof

Hansen (1970)

Es una extensión ulterior de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de b_i que considera la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendiente. La fórmula de Hansen vale para cualquier razón D/B , ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación (véase tabla 4.5.2); sin estos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Factores de forma	Factores de profundidad	Factores de inclinación de la carga	Factores de inclinación del terreno	Factores de inclinación del plano de apoyo de la cimentación
$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$d'_c = 1 + 0.4k$	$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta}{147}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$d_c = 1 + 0.4k$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
$s^{***}_c = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$d_\gamma = 1 \forall \phi$	$i^*_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	Note: $\beta + \eta < 90^\circ$ $\beta < \phi$	
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$		$i^{**}_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$		
$k = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$				
$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} (rad)$ se $\frac{D}{B} > 1$				

- * $\eta = 0$
- ** $\eta > 0$
- *** zapatas corridas

- las expresiones con exponentes (5) valen cuando $\phi = 0$.
- A_f = área efectiva de la cimentación (B' x L')
- D profundidad de la cimentación en el terreno a utilizarse con B y no B'.
- c_a es la adherencia a la base, igual a la cohesión o a una fracción propia.

Tabla 4.5.2-Factores propuestos por Hansen para el cálculo de q_{lim}

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'c	0	0.4	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6
		0	3	4	5	9	1	2

Vesic (1975)

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con N_q y N_c como en la fórmula de Meyerhof y N_γ como se indica a continuación:

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; mientras se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

Brinch-Hansen (EC 7 - EC 8)

Para que una cimentación pueda resistir la carga de proyecto en seguridad con respecto a la rotura general, para todas las combinaciones de carga relativas al ELU (Estado límite último), se debe dar la siguiente desigualdad:

$$V_d \leq R_d$$

donde:

- **V_d** es la carga de proyecto al ELU, normal en la base de la cimentación, que incluye también el peso de la cimentación misma;
- **R_d** es la carga última de proyecto de la cimentación con respecto a las cargas normales, teniendo en cuenta también el efecto de cargas inclinadas o excéntricas.

En la evaluación analítica de la carga última de proyecto R_d se deben considerar las situaciones a corto y a largo plazo en los terrenos de grano fino.

La carga última de proyecto en **condiciones no drenadas** se calcula como:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q$$

donde:

$$A' = B' \times L'$$

área de la cimentación efectiva de proyecto, entendida, en caso de carga excéntrica, como el área reducida en cuyo centro se aplica la resultante de la carga.

c_u	cohesión no drenada.
q	presión litostática total en el plano de cimentación.
$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L} \right)$	factor de forma para cimentaciones rectangulares
$s_c = 1.2$	factor de forma para cimentaciones cuadradas o circulares.
$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' \cdot c_u} \right)$	factor de corrección de la inclinación de la carga debida a una carga H.

En **condiciones drenadas** la carga última de proyecto se calcula como sigue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

donde:

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \text{sen} \varphi'$	rectangular	$i_q = i_\gamma = 1 - H/\sqrt{\quad}$	$i_q = \left[-0.7H/\sqrt{\quad + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right]$
$s_q = 1 + \text{sen} \varphi'$	cuadrada o circular	$i_c = (i_q \cdot N_q - 1)(N_q)$	$i_\gamma = \left[-H/\sqrt{\quad + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right]$
$s_\gamma = 1 - 0.3 \left(\frac{B'}{L'}\right)$	rectangular		$i_c = (i_q \cdot N_q - 1)(N_q - 1)$
$s_\gamma = 0.7$	cuadrada o circular		
$s_c = (i_q \cdot N_q - 1)(N_q)$	rectangular, cuadrada o circular		

Tabla 4.5.3- Factores correctivos propuestos por Brinch-Hansen en el cálculo de q_{lim}

Además de los factores correctivos de la tabla anterior, se consideran los complementarios de la profundidad del plano de cimentación y de la inclinación y de la inclinación del plano de cimentación y del plano terreno (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1973)

All the theoretical analysis dealt with so far is based on the assumption that the subsoil is isotropic and homogeneous to a considerable depth. In nature, soil is generally non-homogeneous with mixtures of sand, silt and clay in different proportions. In the analysis, an average profile of such soils is normally considered. However, if soils are found in distinct layers of different compositions and strength characteristics, the assumption of homogeneity to such soils is not strictly valid if the failure surface cuts across boundaries of such layers.

The present analysis is limited to a system of two distinct soil layers. For a footing located in the upper layer at a depth D , below the ground level, the failure surfaces at ultimate load may either lie completely in the upper layer or may cross the boundary of the two layers. Further, we may come across the upper layer strong and the lower layer weak or vice versa. In either case, a general analysis for ($c = 0$) will be presented and will show the same

analysis holds true if the soil layers are any one of the categories belonging to sand or clay.

The bearing capacity of a layered system was first analyzed by Button (1953) who considered only saturated clay ($\phi = 0$). Later on Brown and Meyerhof (1969) showed that the analysis of Button leads to unsafe results. Vesic (1975) analyzed the test results of Brown and Meyerhof and others and gave his own solution to the problem.

Vesic considered both the types of soil in each layer, that is clay and ($c = 0$) soils. However, confirmations of the validity of the analysis of Vesic and others are not available. Meyerhof (1974) analyzed the two layer system consisting of dense sand on soft clay and loose sand on stiff clay and supported his analysis with some model tests.

Again Meyerhof and Hanna (1978) advanced the earlier analysis of Meyerhof (1974) to encompass ($c = 0$) soil and supported their analysis with model tests. The present section deals briefly with the analyses of Meyerhof (1974) and Meyerhof and Hanna (1978).

Case 1: A Stronger Layer Overlying a Weaker Deposit

Figure 12.16(a) shows a strip footing of width B resting at a depth D , below ground surface in a strong soil layer (Layer 1). The depth to the boundary of the weak layer (Layer 2) below the base of the footing is H . If this depth H is insufficient to form a full failure plastic zone in Layer 1 under the ultimate load conditions, a part of this ultimate load will be transferred to the boundary level mn . This load will induce a failure condition in the weaker layer (Layer 2). However, if the depth H is relatively large then the failure surface will be completely located in Layer 1 as shown in Fig. 12.16b.

The ultimate bearing capacities of strip footings on the surfaces of homogeneous thick beds of Layer 1 and Layer 2 may be expressed as

Layer 1

$$q_1 = c_1 N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} \quad (12.43)$$

Layer 2

$$q_2 = c_2 N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma 2} \quad (12.44)$$

where $N_{c1}, N_{\gamma 1}$ = bearing capacity factors for soil in Layer 1 for friction angle ϕ_1

$N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = bearing capacity factors for soil in Layer 2 for friction angle ϕ_2

For the footing founded at a depth D_f , if the complete failure surface lies within the upper stronger Layer 1 (Fig. 12.16(b)) an expression for ultimate bearing capacity of the upper layer may be written as

$$q_u = q_t = c_1 N_{c1} + q'_o N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} \quad (12.45)$$

If q_1 is much greater than q_2 and if the depth H is insufficient to form a full failure plastic condition in Layer 1, then the failure of the footing may be considered due to pushing of soil within the boundary and be through the top layer into the weak layer. The resisting force for punching may be assumed to develop on the faces ad and bc and be passing through the edges of the footing. The forces that act on these surfaces are (per unit length of footing),

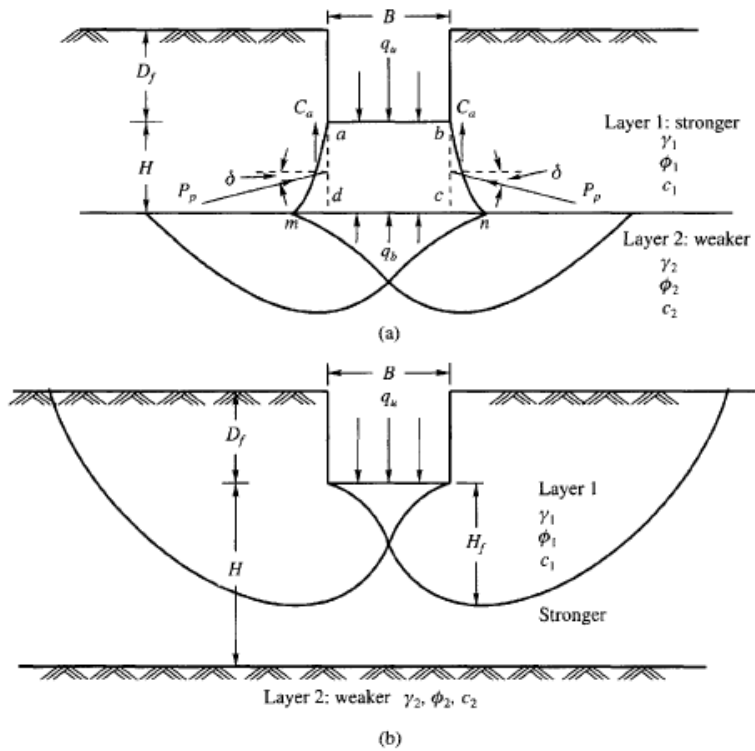


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

$$\begin{aligned} \text{Adhesive force, } C_a &= c_a H \\ \text{Frictional force, } F_f &= P_p \sin \delta \end{aligned} \quad (12.46)$$

where c_a = unit cohesion, P_p = passive earth pressure per unit length of footing, and δ = inclination of P_p with the normal (Fig 12.16(a)).

The equation for the ultimate bearing capacity q_u for the two layer soil system may now be expressed as

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (12.47)$$

where, q_b = ultimate bearing capacity of Layer 2

The equation for P_p may be written as

$$P_p = \frac{\gamma_1 H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p \quad (12.48)$$

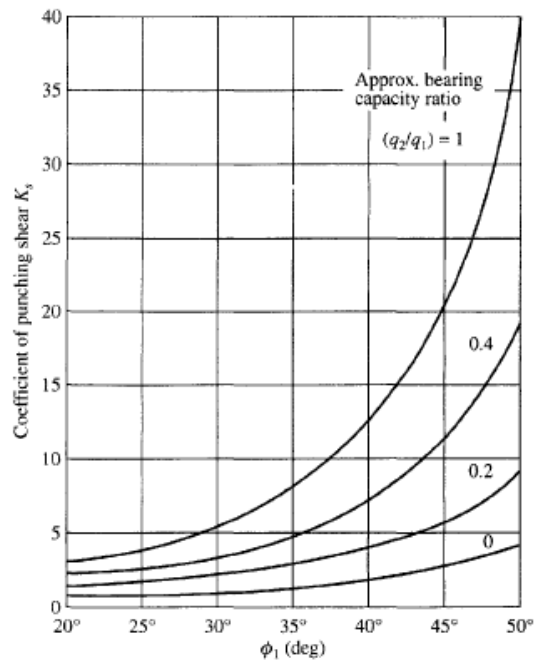


Figure 12.17 Coefficients of punching shear resistance under vertical load (after Meyerhof and Hanna, 1978)

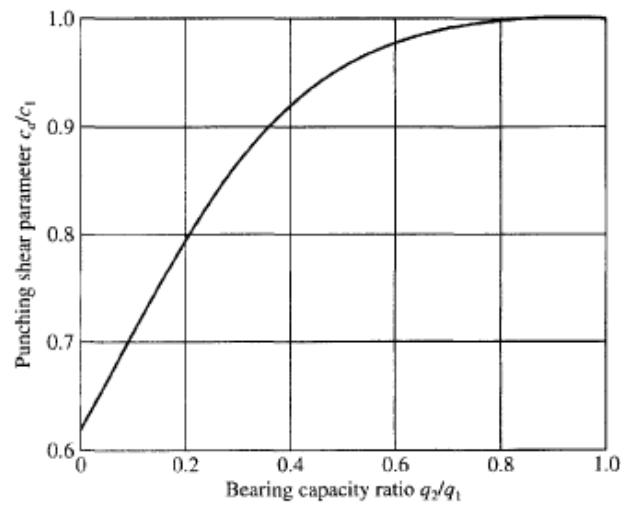


Figure 12.18 Plot of c_s/c_1 versus q_2/q_1 (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Substituting for P_p and C_a , the equation for q_u may be written as

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \left[1 + \frac{2D_f}{H} K_p \tan \delta - \gamma_1 H \right] \quad (12.49)$$

In practice, it is convenient to use a coefficient K_s of punching shearing resistance on the vertical plane through the footing edges so that

$$K_s \tan \phi_1 = K_p \tan \delta \quad (12.50)$$

Substituting, the equation for q_u may be written as

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \left[1 + \frac{2D_f}{H} K_s \tan \phi_1 - \gamma_1 H \right] \leq q_t \quad (12.51)$$

Figure 12.17 gives the value of K_s for various values of ϕ_1 as a function of q_2/q_1 . The variation of c_d/c_l with q_2/q_1 is shown in Fig. 12.18.

Equation (12.45) for q_t and q_b in Eq. (12.51) are for strip footings. These equations with shape factors may be written as

$$q_t = c_1 N_{c1} s_{c1} + \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1} \quad (12.52)$$

$$q_b = c_2 N_{c2} s_{c2} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q2} s_{q2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma 2} s_{\gamma 2} \quad (12.53)$$

where s_c , s_q and s_γ are the shape factors for the corresponding layers with subscripts 1 and 2 representing layers 1 and 2 respectively.

Eq. (12.51) can be extended to rectangular foundations by including the corresponding shape factors.

The equation for a rectangular footing may be written as

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} \left[1 + \frac{B}{L} \right] + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \left[1 + \frac{B}{L} K_s \tan \phi_1 - \gamma_1 H \right] \leq q_t \quad (12.54)$$

Case 2: Top Layer Dense Sand and Bottom Layer Saturated Soft Clay ($\phi_2 = 0$)

The value of q_b for the bottom layer from Eq. (12.53) may be expressed as

$$q_b = c_2 N_{c2} s_{c2} + \gamma_1 (D_f + H) \quad (12.55)$$

From Table (12.3), $s_{c2} = (1 + 0.2 B/L)$ (Meyerhof, 1963) and $N_c = 5.14$ for $\phi = 0$. Therefore

$$q_b = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] 5.14 c_2 + \gamma_1 (D_f + H) \quad (12.56)$$

For $c_1 = 0$, q_t from Eq. (12.52) is

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1} \quad (12.57)$$

We may now write an expression for q_u from Eq. (12.54) as

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] 5.14 c_2 + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \left[1 + \frac{B}{L} K_s \tan \phi_1 \right] + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1} \quad (12.58)$$

The ratio of q_2/q_1 may be expressed by

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c2}}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma 1}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma 1}} \quad (12.59)$$

The value of K_s may be found from Fig. (12.17).

Case 3: When Layer 1 is Dense Sand and Layer 2 is Loose Sand ($c_1 = c_2 = 0$)

Proceeding in the same way as explained earlier the expression for q_u for a rectangular footing may be expressed as

$$q_u = \gamma_1 (D_f + H) N_{q2} s_{q2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma 2} s_{\gamma 2} + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \left[1 + \frac{B}{L} \right] \left[1 + \frac{2D_f}{H} K_s \tan \phi_1 - \gamma_1 H \right] \leq q_t \quad (12.60)$$

where $q_t = \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1}$ (12.61)

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma 2}}{\gamma_1 N_{\gamma 1}} \quad (12.62)$$

Richards et al.

Richards, Helm y Budhu (1993) desarrollaron un procedimiento que permite, en condiciones sísmicas, calcular ya sea la carga última que los asientos derivados y por ende verificar ambos estados límite (último y de daño). El cálculo de la carga última se obtiene mediante una simple extensión del problema de la carga última al caso de la presencia de fuerzas de inercia en el terreno de cimentación debidas al sismo, mientras la estimación de los asientos se obtiene haciendo referencia a Newmark (Apéndice H de "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"- Associazione Geotecnica Italiana/"Aspectos geotécnicos del proyecto en zona sísmica"-Asociación Geotécnica Italiana). Los autores han alargado el trinomio de la fórmula de la carga última:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

Donde los factores de capacidad de carga se calculan con las siguientes fórmulas:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Examinando con el enfoque de equilibrio límite un mecanismo a la Coulomb y teniendo en cuenta las fuerzas de inercia agentes en el volumen de terreno a rotura. De hecho, en campo estático, el clásico mecanismo de Prandtl se puede aproximar, como se muestra en la figura 4.5.3, eliminando la zona de transición (abanico de Prandtl) y reduciéndola a la línea AC, que viene vista como una pared ideal en equilibrio bajo la acción del empuje activo y del empuje pasivo que recibe de las cuñas I y III:

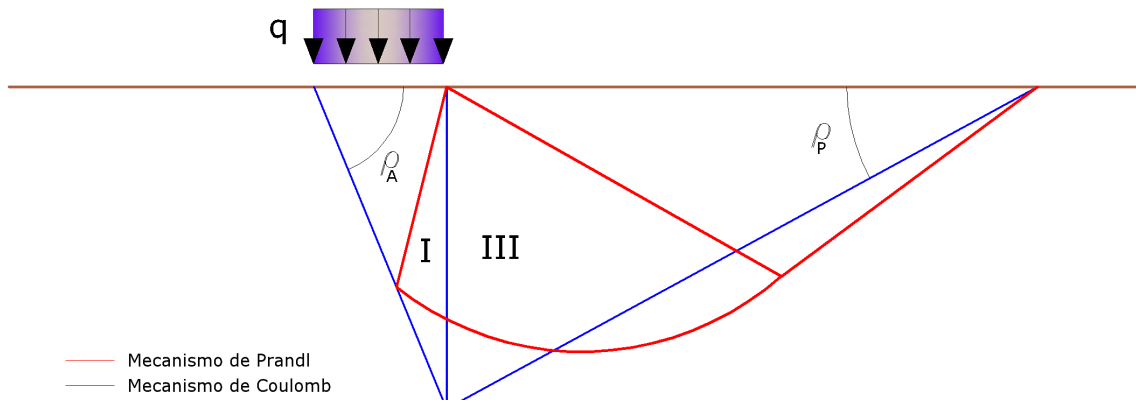


Figura 4.5.3- Esquema de cálculo de la carga última (q_{lim})

Los autores han extraído las expresiones de los ángulos ρ_A y ρ_P que definen las zonas de empuje activo y pasivo y de los coeficientes de empuje activo y pasivo K_A y K_P en función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno y del ángulo de rozamiento δ terreno – pared ideal:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

Es de observar que el empleo de las fórmulas anteriores asumiendo $\varphi = 0.5\delta$, conduce a valores de coeficientes de carga última muy cercanos a los basados en un análisis a la Prandtl. Por lo tanto Richards et. Al. extendieron la aplicación del mecanismo de Coulomb al caso sísmico, teniendo en cuenta las fuerzas de inercia agentes en el volumen de terreno a rotura. Tales fuerzas de masa, debidas a aceleraciones $k_h g$ y $k_v g$, agentes respectivamente en dirección horizontal y vertical, son a su vez iguales a $k_h g$ y $k_v g$. Se obtienen así las extensiones de las expresiones de ρ_A y ρ_P

además de KA y KP, respectivamente indicadas como ρ_{AE} y ρ_{PE} y como K_{AE} y K_{PE} para denotar las condiciones sísmicas:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)] - \tan(\varphi - \vartheta)}}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)] - \tan(\varphi - \vartheta)}}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

Los valores de N_q y N_y se determinan también valiéndose de las fórmulas precedentes, empleando obviamente las expresiones de los ángulos ρ_{AE} y ρ_{PE} y de los coeficientes K_{AE} y K_{PE} relativas al caso sísmico. En tales expresiones aparece el ángulo ϑ definido como:

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

En la Tabla 4.5.4 se muestran los factores de capacidad de carga calculados para los siguientes valores de los parámetros:

$$\begin{aligned} \phi &= 30^\circ \\ \delta &= 15^\circ \end{aligned}$$

Y para diferentes valores de los coeficientes de empuje sísmico:

0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabla 4.5.4.- Factores de capacidad de carga para $f=30^\circ$

Carga última de cimentación en roca

Para estimar la capacidad de carga admisible de las rocas se deben considerar algunos parámetros significativos como las características geológicas, el tipo y calidad de roca, medida con RQD. En la capacidad portante de las rocas se utilizan normalmente factores de seguridad muy altos y unidos en alguna manera al valor del coeficiente RQD: por ejemplo, para una roca con RQD igual al máximo de 0.75 el factor de seguridad varía entre 6 y 10. Para determinar la capacidad de carga de una roca se pueden usar las fórmulas de Terzaghi, usando ángulo de rozamiento y cohesión de la roca, o las propuestas por Stagg y Zienkiewicz (1968) donde los coeficientes de la fórmula de la capacidad portante valen:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tales coeficientes se usan los factores de forma utilizados en la fórmula de Terzaghi.

La capacidad de carga última calculada es siempre función del coeficiente RQD según la siguiente expresión:

$$q' = q_{ult} \cdot (RQD)^2$$

Si el sondeo en roca no suministra piezas intactas (RQD tiende a 0), la roca se trata como un terreno, estimando mejor los parámetros c y φ .

Verificación del deslizamiento

De acuerdo con los criterios de cálculo en ELU, se debe comprobar la estabilidad de una zapata aislada con respecto al colapso por deslizamiento y al colapso por rotura general. Con el primero, la resistencia se estima como la suma de un componente debido a la adhesión más otro debido al rozamiento cimentación-terreno; la resistencia lateral derivada del empuje

pasivo del terreno se puede tener en cuenta como un porcentaje cuyo valor será indicado por el usuario.

La resistencia de cálculo por rozamiento y adhesión se calcula mediante la expresión:

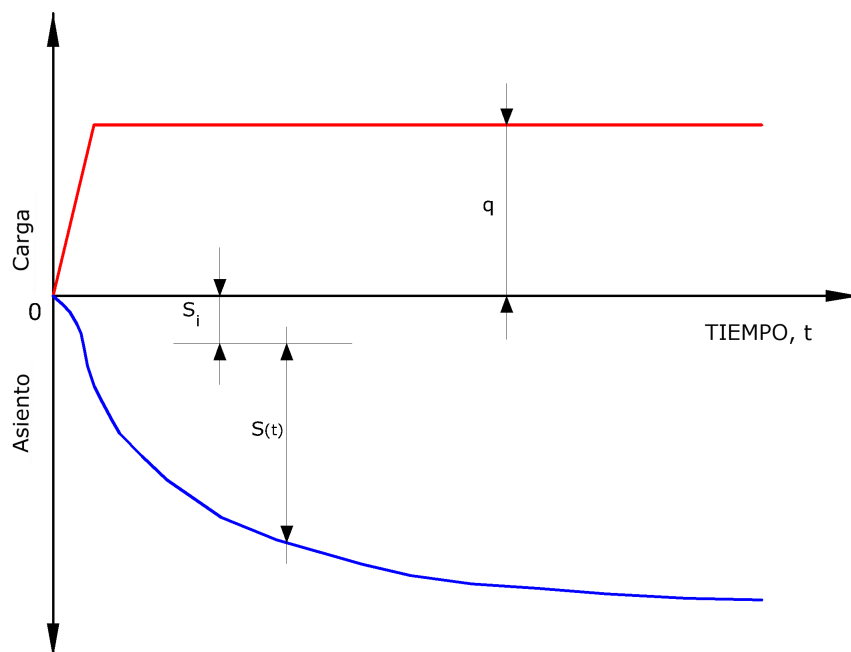
$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

donde:

- N_{sd} valor de cálculo de la fuerza vertical;
- δ ángulo de resistencia al corte en la base de la cimentación;
- c_a adhesión zapata -terreno;
- A' área de la cimentación efectiva, entendida, en caso de cargas excéntricas, como área reducida al centro de la cual se aplica el resultado.

Cálculo de los asientos

La aplicación de una carga de dimensiones finitas sobre un terreno cohesivo genera una serie de fenómenos, los cuales se pueden ilustrar como en la Fig. 4.5.4.



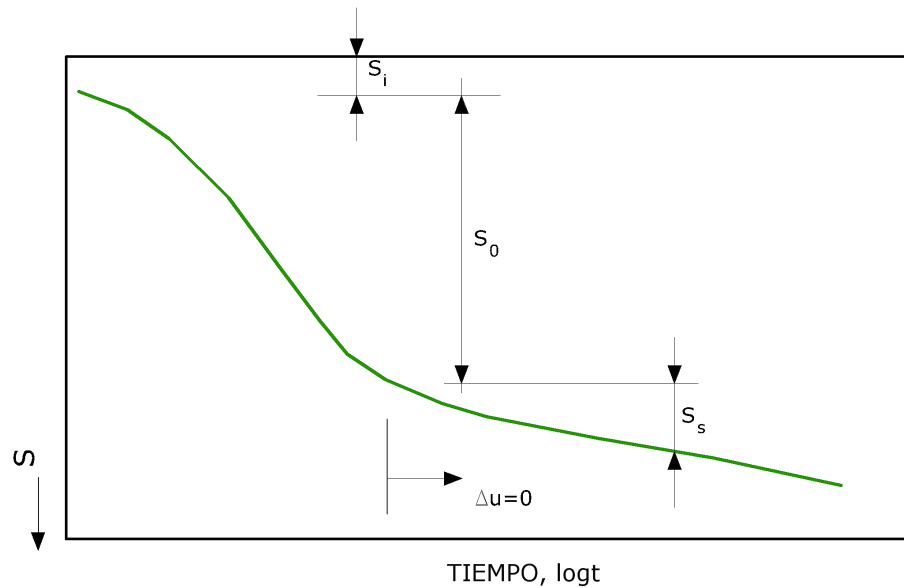


Figura 4.5.4.- Tipos de asientos

1. Durante la fase de carga, en el terreno se producen subpresiones del agua intersticial Δu , y dada la baja permeabilidad del terreno, se puede asumir que, en el ámbito de las usuales velocidades de aplicación de la carga, nos encontremos en condiciones no drenadas. El estrato de arcilla se deforma a volumen casi constante y el consiguiente asiento se indica como asiento inmediato.
2. La instauración del drenaje, con la transferencia progresiva de la carga de la base fluida a la armazón sólida, comporta ulteriores asientos cuya velocidad en el tiempo depende principalmente de las condiciones de drenaje. Este proceso se conoce como consolidación primaria y el análisis se lleva a cabo con los diferentes modelos de la teoría de la consolidación. El asiento que deriva de este proceso de expulsión del agua de los vacíos intersticiales se denomina asiento de consolidación.
3. Por último, aún cuando las sobrepresiones intersticiales se disipan ($\Delta u = 0$), continúan a darse en el tiempo asientos debidos a deformaciones viscosas en condiciones drenadas y este asiento se conoce como asiento secundario.

El comportamiento de los terrenos de grano grueso (arenas y gravas) resulta macroscópicamente diferente a los de grano fino (limos y arcillas) debido a la diferente permeabilidad.

En este caso se habla de asiento inicial y secundario para indicar los asentamientos de naturaleza elasto-plástica y los debidos a fenómenos de naturaleza viscosa.

Asientos elásticos

Los asientos de una cimentación rectangular de dimensiones $B' \times L'$ ubicada en la superficie de un semiespacio elástico, se pueden calcular por medio de una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \cdot I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

donde:

q_0 Intensidad de la presión de contacto;

B' Mínima dimensión del área reactiva;

E_s e ν Parámetros elásticos del terreno;

$I_i = f(L'/B', H, m, D)$ Coeficientes de influencia dependientes de:

L'/B' , espesor del estrato H , Coeficiente de Poisson ν , profundidad del nivel de cimentación D ;

I_F Coeficiente de influencia.

Los coeficientes I_1 y I_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), en función de la razón $M=L'/B'$ ed $N=H/B$, utilizando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ para los coeficientes I_i del centro y $B'=B$ e $L'=L$ para los coeficientes I_i del borde. El coeficiente de influencia I_F deriva de las ecuaciones de Fox (1948), que indican que el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de Poisson y de la razón L/B . Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \cdot I_2$$

Se puede escribir la fórmula (1) en su versión más compacta:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S \cdot I_F$$

Esta ecuación se puede aplicar a cimentaciones flexibles o rígidas con los oportunos cambios del valor de I_S .

Analizando un cierto número de casos, el autor concluye que para que la ecuación anterior dé buenos resultados, se debe aplicar como sigue:

1. Efectuar la mejor estimación de q_0 ;
2. Convertir la cimentación, si es circular, en una cimentación cuadrada equivalente.
3. Determinar el punto donde calcular el asiento y subdividir la base de apoyo en forma tal que el punto se encuentre en correspondencia de una arista interna común a varios rectángulos.
4. El espesor del estrato H responsable del asiento se toma como el mínimo de los dos siguientes valores: profundidad $z=5B$ donde B es la dimensión mínima global de la base de la cimentación; profundidad a la cual se encuentra un estrato duro (E_s del estrato debe ser aproximadamente 10 veces el valor del espesor adyacente).
5. Calcular correctamente la razón H/B' . Con un espesor del estrato $H=z=5B$ se encuentra, para el centro de cimentación $H/B'=5B/0,5B=10B$, para una arista $5B/B=5$.
6. Obtener I_s con una estimación cuidadosa de m y tomando los coeficientes de influencia I_1 y I_2 de la tabla que propone el autor.
7. Obtener I_F con la ayuda de la Fig. 4.5.5.
8. Obtener E_s en el espesor del estrato $z=H$ como promedio ponderado de los valores de E_{s_i} de cada estrato en el espesor H_i .

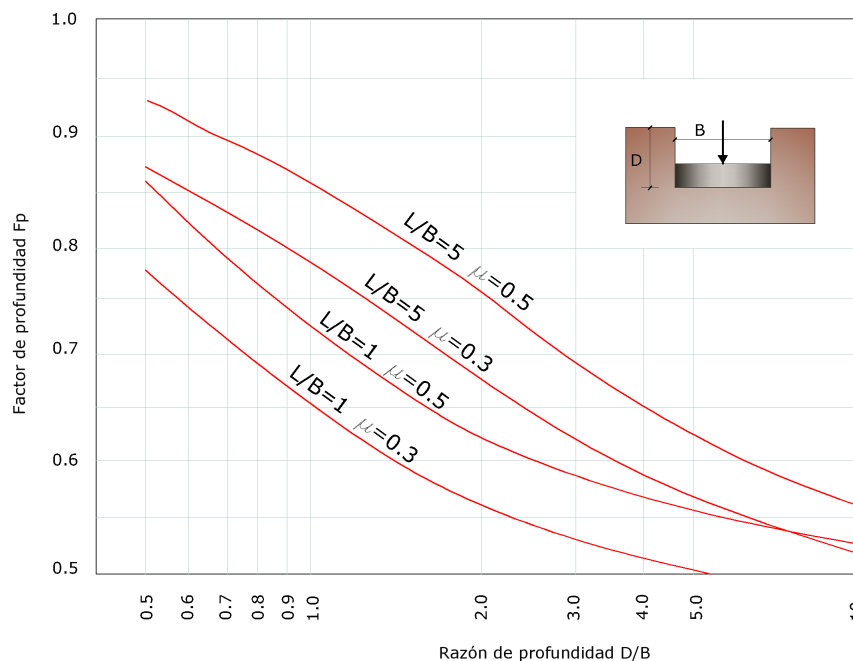


Fig. 4.5.5.-Coeficiente de influencia I_F de una cimentación colocada en profundidad D .

Asientos edométricos

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite estimar un asiento de consolidación unidimensional (Terzaghi-1943), producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación con este método se debe considerar empírica, en vez de teórica.

No obstante esto, la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo convierten en un método muy utilizado.

Según el esquema de la Fig. 4.5.6., el asiento ΔH de un estrato con espesor inicial H_0 está dado por:

$$\Delta H = H_0 \cdot \left[RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

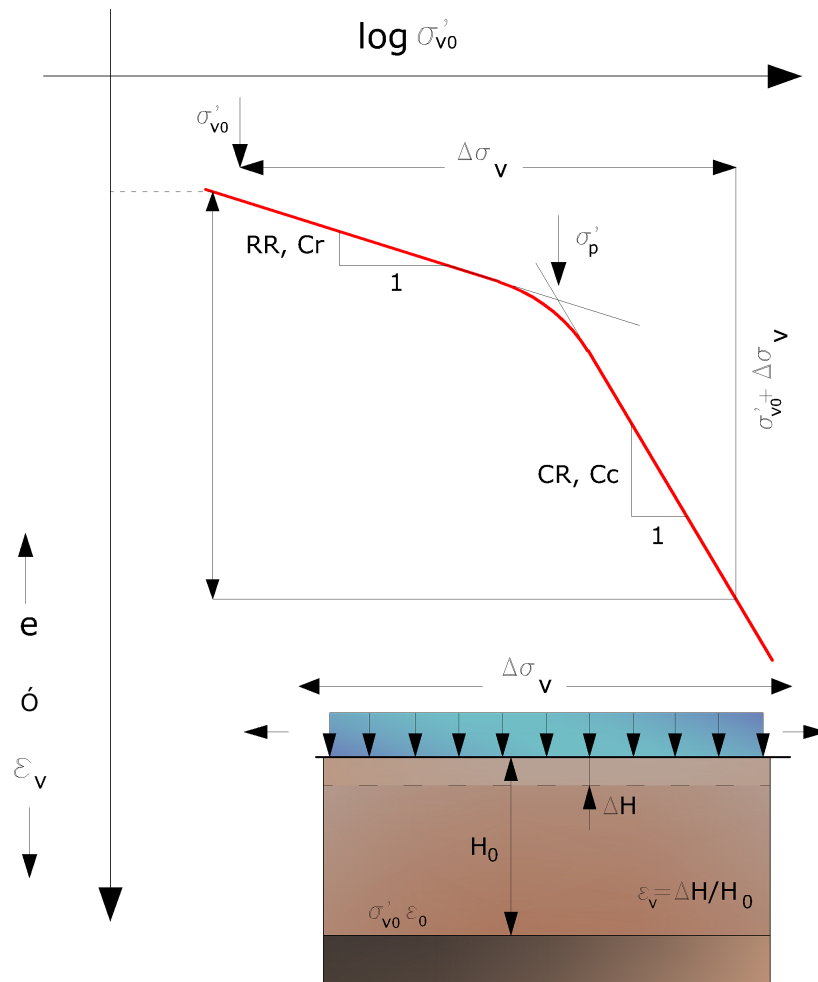


Figura 4.5.6.-Asiento edométrico

El enfoque edométrico en el cálculo de los asentos pasa esencialmente por dos fases:

1. El cálculo de las tensiones verticales inducidas en las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad (enfoque de Boussinesq, Westergaard...);
2. El cálculo de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se estima de la siguiente manera:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno sobreconsolidado ($OCR > 1$), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace que se supere la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es normalmente consolidado ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se calcula como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

donde:

- RR Razón de recompresión;
- CR Razón de compresión;
- H_0 espesor inicial del estrato;
- σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;
- $\Delta\sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros RR y CR se hace referencia al módulo edométrico M; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema examinado. Una correcta aplicación de este enfoque requiere:

- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato.

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas no son muy indicativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula según la razón:

$$\Delta H_S = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

donde:

H_c es la altura del estrato en fase de consolidación;
 C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendiente en el tramo secundario de la curva asiento-logaritmo tiempo;
 T tiempo en que se desea calcular el asiento secundario;
 T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

Los supuestos de este método son:

- la consolidación secundaria inicia después de terminado el proceso de consolidación primaria;
- el valor de C_α se puede considerar constante mientras se da el asiento secundario.

Método de Schmertmann

Un método alternativo para calcular los asientos es el propuesto por Schmertmann (1970), el cual ha correlaciona la variación del bulbo tensiones a la deformación. Schmertmann por lo tanto propone considerar un diagrama de las deformaciones de forma triangular (Fig. 4.5.7) donde la profundidad a la cual se tienen deformaciones significativas se toma como igual a $4B$, en el caso de cimentaciones corridas, para cimentaciones cuadradas o circulares es igual a $2B$.

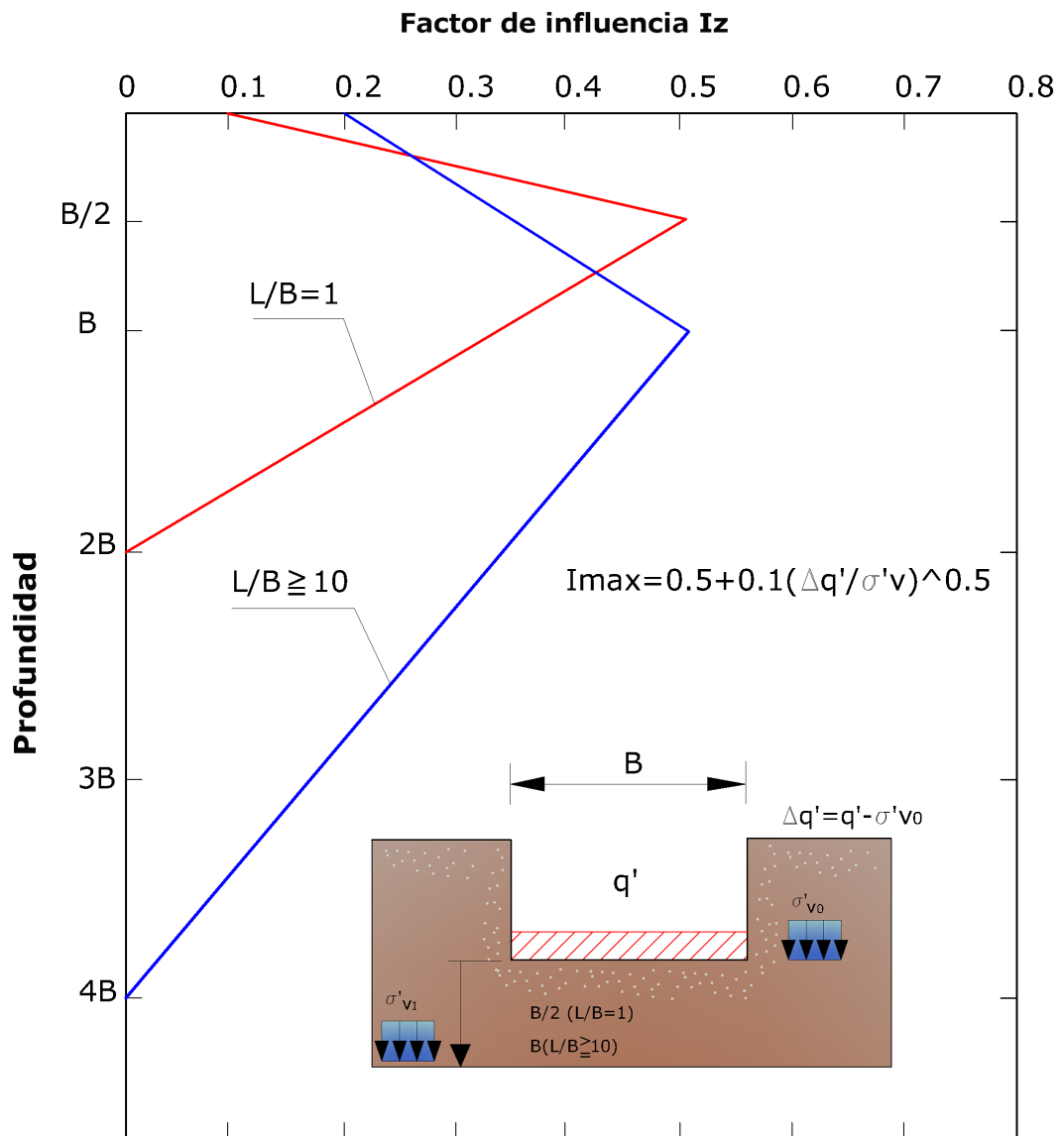


Fig. 4.5.7.- Variación del factor de influencia según la profundidad

Según este enfoque el asiento se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

donde:

Δq representa la carga neta aplicada a la cimentación;

I_z es un factor de deformación cuyo valor es nulo a la profundidad de $2B$, para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad $4B$, para cimentaciones corridas.

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

donde:

σ'_{v0} representa la tensión vertical eficaz a la profundidad B/2 para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad B para cimentaciones corridas

E_i representa el módulo de deformación del terreno correspondiente al estrato i-ésimo considerado en el cálculo;

Δz_i representa el espesor del i-ésimo estrato;

C_1 y C_2 son dos coeficientes correctivos.

El módulo E_i se considera igual a 2.5 qc para cimentaciones circulares o cuadradas e igual a 3.5 qc para cimentaciones corridas. En los casos intermedios, se interpola en función del valor de L/B.

El término qc que interviene en la determinación de E representa la resistencia a la puntaza obtenida con la prueba CPT.

Las expresiones de los dos coeficientes C_1 y C_2 son:

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

que toma en cuenta la profundidad del plano de cimentación.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

que toma en cuenta las deformaciones diferidas en el tiempo por efecto secundario.

En la expresión anterior, t representa el tiempo, expresado en años después de haber terminado la construcción, de acuerdo con el cual se calcula el asentamiento.

Burland y Burbidge

Si para calcular los asentamientos se dispone de datos obtenidos con ensayos penetrométricos dinámicos, entonces es posible valerse del método de Burland y Burbidge (1985), en el cual se relaciona un índice de compresibilidad I_c al resultado NSPT del ensayo penetrométrico

dinámico. La expresión del asiento propuesta por los autores es la siguiente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

Donde:

q' es la presión eficaz bruta;
 σ'_{v0} es la tensión vertical eficaz en la cota establecida de la cimentación;
 B es el ancho de la cimentación;
 I_c es el índice de compresibilidad;
 f_S, f_H, f_t son factores correctores que consideran respectivamente la forma, el espesor del estrato comprensible y el componente viscoso de los asientos.

El índice de compresibilidad I_c está legado al valor medio N_{AV} de N_{spt} al interno de una profundidad significativa z_i (que el software calcula en automático):

$$I_C = \frac{1.076}{N_{AV}^{1.4}}$$

Con respecto a los valores de N_{spt} a utilizar en el cálculo del valor medio N_{AV} , hay que precisar que los valores se deben corregir para arenas con componentes limosos bajo el nivel freático y $N_{spt} > 15$, según la indicación de *Terzaghi y Peck (1948)*

$$N_C = 15 + 0.5(N_{spt} - 15)$$

donde N_c es el valor correcto a usar en los cálculos.

Para depósitos gravosos arenosos-gravosos el valor corregido es igual a:

$$N_C = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Las expresiones de los factores correctores f_S, f_H y f_t son respectivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

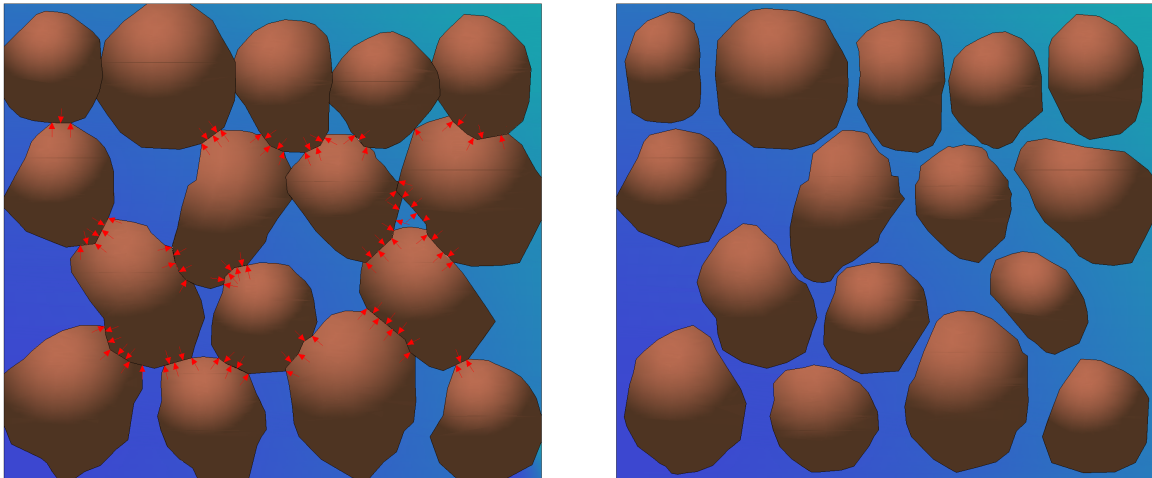
t = tiempo en años > 3;

R₃ = constante igual a 0.3 para cargas estáticas y 0.7 para cargas dinámicas;

R = 0.2 en el caso de cargas estáticas y 0.8 para cargas dinámicas.

Verificación de la licuefacción

El fenómeno de la licuefacción tiene que ver con los depósitos arenosos saturados que, durante un evento sísmico o más ampliamente durante e inmediatamente después de una sollicitación cíclica, sufren una drástica reducción de la resistencia al corte. Es generalmente aceptado que la causa principal de la licuefacción de los terrenos arenosos saturados, que se produce durante los eventos sísmicos, sea debida al aumento de las presiones intersticiales originadas por las sollicitaciones de corte cíclicas, que a su vez han de atribuirse a la propagación de las ondas de corte en el terreno. La aplicación de una sucesión de esfuerzos cíclicos en condiciones drenadas genera inicialmente una reducción de volumen; sin embargo, si la sollicitación se da muy rápidamente con respecto a la capacidad de drenaje del depósito, sucede que la reducción de volumen no puede manifestarse y el mismo será sometido a un proceso de carga no drenada. El impedimento de la deformación volumétrica se acompaña de un aumento de la presión de poro y de una reducción de las tensiones efectivas, con las tensiones totales constantes. El aumento de presión neutra depende del grado de densificación inicial del terreno y del tipo de sollicitación cíclica. Si el terreno se encuentra en estado poco denso y la sollicitación cíclica resulta suficientemente elevada, el incremento de presión neutra resultante puede igualar la tensión efectiva de confinamiento y las partículas de terreno ya no estarán sujetas a ningún esfuerzo intergranular. En tales condiciones y siendo la cohesión nula, el terreno ya no tiene ninguna resistencia al corte.



Suelo arenoso saturado antes del efecto de la licuefacción (izquierda), se notan las tensiones entre los granos representadas con las flechas rojas. Suelo arenoso saturado con proceso de licuefacción, tensiones intergranulares ausentes.

CASOS EN LOS QUE SE PUEDE EXCLUIR LA PRESENCIA DE FENÓMENOS DE LICUEFACCIÓN (EC8)

La verificación de la licuefacción se podrá obviar cuando se manifieste por lo menos una de las siguientes circunstancias:

1. Eventos sísmicos esperados de magnitud M menor que 5;
2. Aceleración máxima esperada en superficie menor que 0.1 g;
3. Aceleración máxima esperada en superficie menor que 0.15 g y suelos con características pertenecientes a una de las tres siguientes categorías:

FC > 20%, IP > 10;

FC ≥ 35%, N'SPT (corregido-normalizado) > 20;

FC ≤ 5%, N'SPT (corregido-normalizado) > 25 ;

Nota:

$$N'_{SPT} = N_{SPT} \cdot C_N \quad C_N \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5}$$

donde:

pa es la presión atmosférica;
σ'v la presión efectiva vertical.

4. Material con $U_c < 3.5$ – Granulometría del suelo externa a las zonas indicadas en la Fig. 4.5.9;

Material con $U_c > 3.5$ – Granulometría del suelo externa a las zonas indicadas en la Fig. 4.5.10

5. Profundidad promedio estacional del nivel freático mayor a los 15 m (siempre que el plano del terreno sea sub-horizontal y estructuras con cimentaciones superficiales).

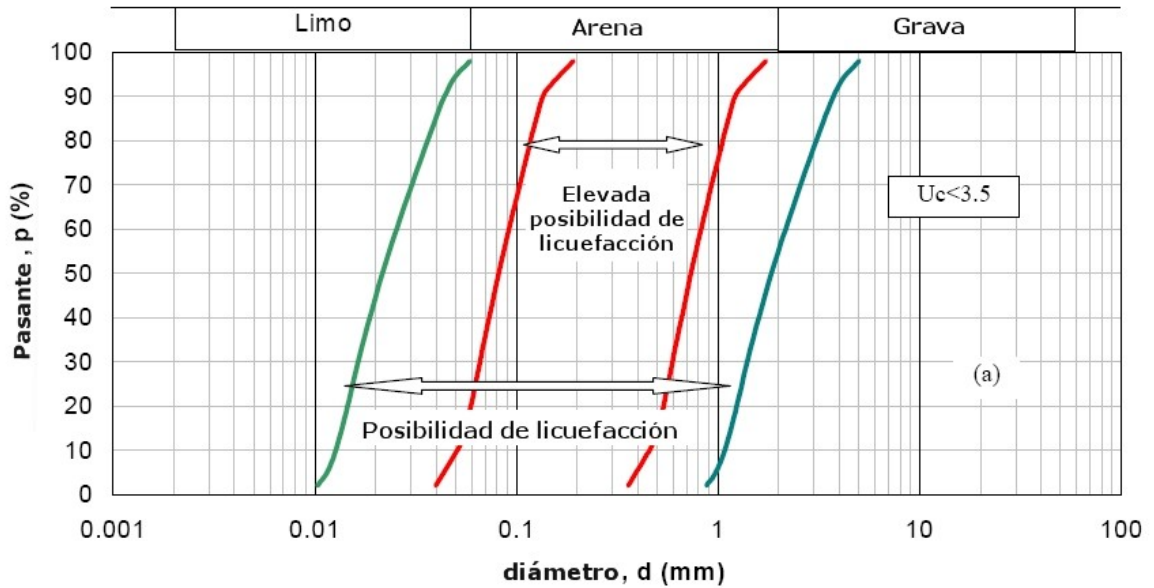


Figura 4.5.9 – Tramos granulométricos críticos $U_c < 3.5$

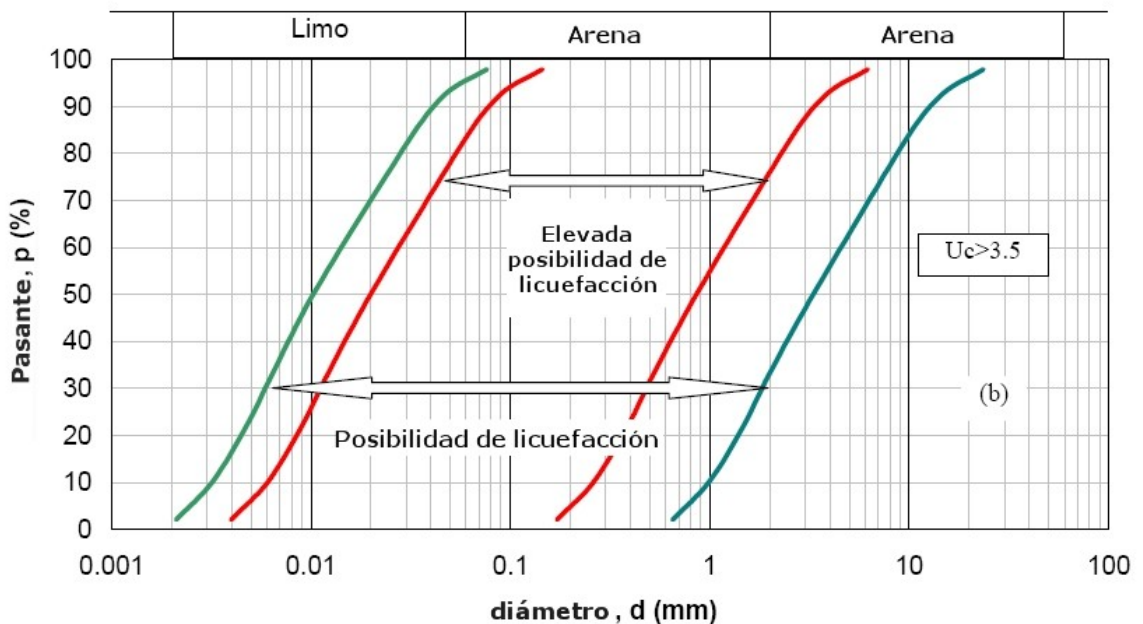


Figura 4.5.10 – Tramos granulométricos críticos $U_c > 3.5$

Seed e Idriss

El método que utiliza LoadCap para determinar la licuefacción de un terreno arenoso durante un evento sísmico es el propuesto por Seed e Idriss, el cual es el más conocido y utilizado de los métodos simplificados.

Dicho método se basa en el número de golpes del ensayo Standard Penetration Test y requiere de pocos parámetros geotécnicos: la granulometría, la densidad relativa, el peso de volumen.

El factor de resistencia a la licuefacción FS se deriva de la relación entre la capacidad de resistencia normalizada (R) y el esfuerzo cíclico resistente (T), multiplicado por un factor de escala que se estima considerando un evento sísmico esperado de magnitud $M=6.5$ que asume un valor constante igual a 1.19 (peor condición).

La capacidad de resistencia normalizada con respecto a la tensión vertical efectiva inicial se expresa con:

$$R = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

y se puede determinar a partir del gráfico de la Fig. 4.5.11, función de parámetros obtenidos con ensayos SPT oportunamente corregidos y normalizados.

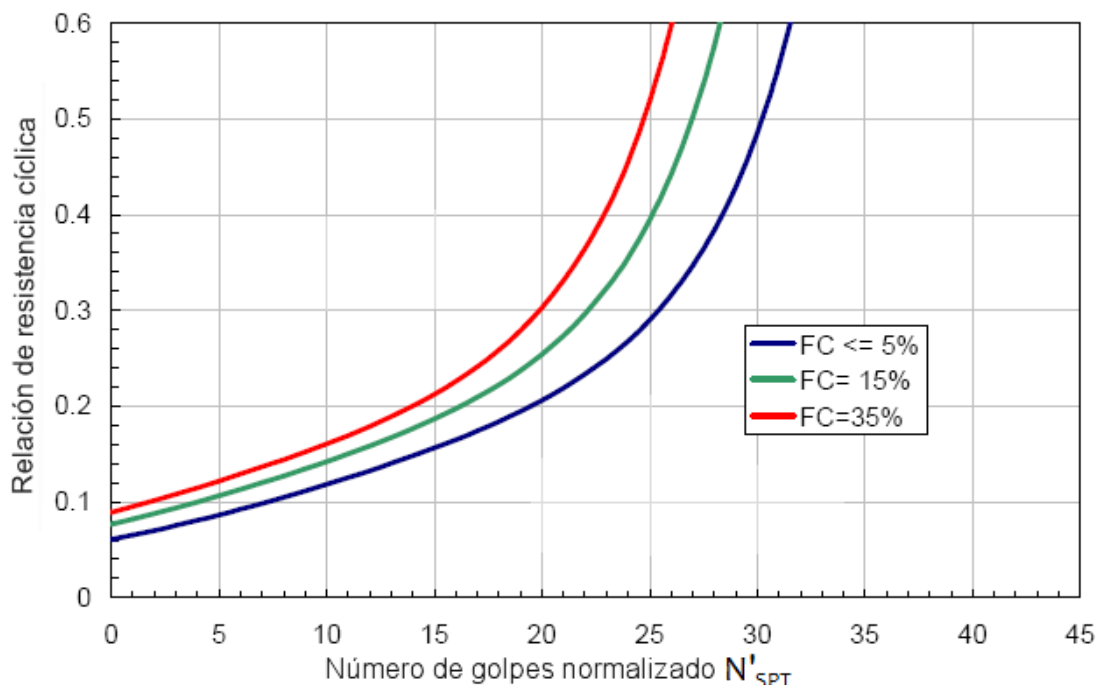


Figura 4.5.11 – Correlación entre capacidad de resistencia cíclica y número de golpes corregido del ensayo penetrométrico dinámico (N'_{SPT})

La relación de esfuerzos cíclicos se expresa como :

$$T = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

donde:

g aceleración de la gravedad;

σ_v, σ'_v respectivamente, tensión vertical total y tensión vertical efectiva a la profundidad considerada;

$r_d = 1 - 0.015z$ factor de reducción que tiene en cuenta la deformabilidad del terreno al pasar de las ondas sísmicas de corte.

En la expresión de esfuerzos cíclicos (T), para tener en cuenta el carácter esporádico de los picos de aceleración, se corrige el esfuerzo máximo cíclico inducido por el evento sísmico del 35% obteniendo un valor de "esfuerzo equivalente uniforme".

Si $FS > 1.3$ el depósito se considera no licuable.

1.9.1 Correcciones sísmicas según PAOLUCCI & PECKER

El efecto de la acción sísmica sobre la carga última de una cimentación se puede calcular introduciendo, en los tres términos de la capacidad portante, los factores parciales Z de corrección determinados en la siguiente manera:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

donde:

$$k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$$

es el coeficiente sísmico horizontal calculado en función de la aceleración máxima al suelo ag/g e de la categoría de perfil.



Véase también:

[Cálculo de los factores de capacidad portante en condiciones sísmicas](#)

1.9.2 Capacidad Portante de cimentaciones en taludes

Un problema particular que ocasionalmente se puede presentar son las cimentaciones situadas en un talud o en las inmediaciones del mismo. En la Fig. 4.5.2.1 se muestra como la ausencia de terreno en el lado en pendiente de la cimentación tiende a reducir la estabilidad .

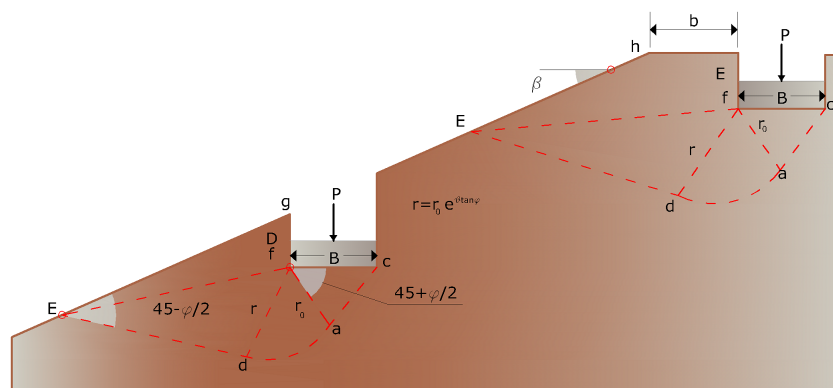


Figura 4.5.2.1- Cimentación en talud o en las cercanías del mismo

La resolución del problema viene afrontada calculando de los coeficientes reducidos $N'c$ ed $N'q$ ed asumiendo que la línea d'inclinación dello stesso pendio rappresenti una direzione principale.

El coeficiente $N'c$ reducido se calcula considerando como superficie de rotura $ade = L_0$, la relativa al caso de cimentación horizontal y $adE = L1$ de la figura, obteniendo así:

$$N'_c = N_c \cdot \frac{L_1}{L_0}$$

El coeficiente N'_q se reduce con la relación entre las áreas $D(ce) = A_0$ en caso de cimentaciones en llano, y Efg de la figura 4.5.2.1(a) (o, como alternativa, Efgh = A_1 de la Figura 4.5.2.1(b), obteniendo así:

$$N'_q = N_q \cdot \frac{A_1}{A_0}$$

En caso de talud con $A_1 \geq A_0$:

$$N'_q = N_q$$

Se debería después verificar la estabilidad global del talud bajo el efecto de la carga transmitida por la cimentación utilizando un programa de estabilidad de taludes (Slope de GeoStru).

La capacidad de carga por lo tanto se calcula utilizando las fórmulas usuales y los coeficientes de reducción:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N'_q \cdot s_q \cdot i_q + c \cdot N'_c \cdot s_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

El coeficiente N_γ , que depende del terreno, no se corrige a la hora de tener en cuenta el talud. Cuando $b = 0$, los coeficientes N'_c y N'_q coinciden con los del caso de cimentaciones en terreno llano para cada valor de f independientemente de las relaciones D/B (profundidad plano de cimentación/anchura) y b/B (distancia del talud/anchura). Cuando $D/B > 0$, visto que el efecto de la profundidad está ya considerado sea en N_c que en N_q , no se deberían usar más los coeficientes d_i .

1.9.3 Cálculo presiones terreno

Existen situaciones en las cuales es imposible mantener la resultante de la presión en el terreno al interno del tercio medio de la base. Tal situación se manifiesta cuando una o más combinaciones de carga superan en buena medida la capacidad de la cimentación de oponerse al momento de vuelco (*condiciones de carga transitorias o temporales debidas a viento o a sismo*). Si bien por lo común las cimentaciones no se proyectan para tales condiciones de carga, se debería verificar la estabilidad al vuelco en presencia de estas cargas temporales.

El consultor geotécnico debería suministrar, a petición del cliente, una evaluación separada de la presión admisible sobre el terreno q'_0 válida en condiciones de carga temporal, además de la que se utiliza en condiciones de estado límite.

Para una excentricidad

$$e > \frac{L}{6}$$

con respecto a uno de los ejes, de la figura 4.5.3.1 se obtiene una ecuación para determinar la presión máxima en el terreno y la longitud L' efectiva de la cimentación, en donde obviamente el área de la base no reacciona con una longitud igual a $L - L'$.

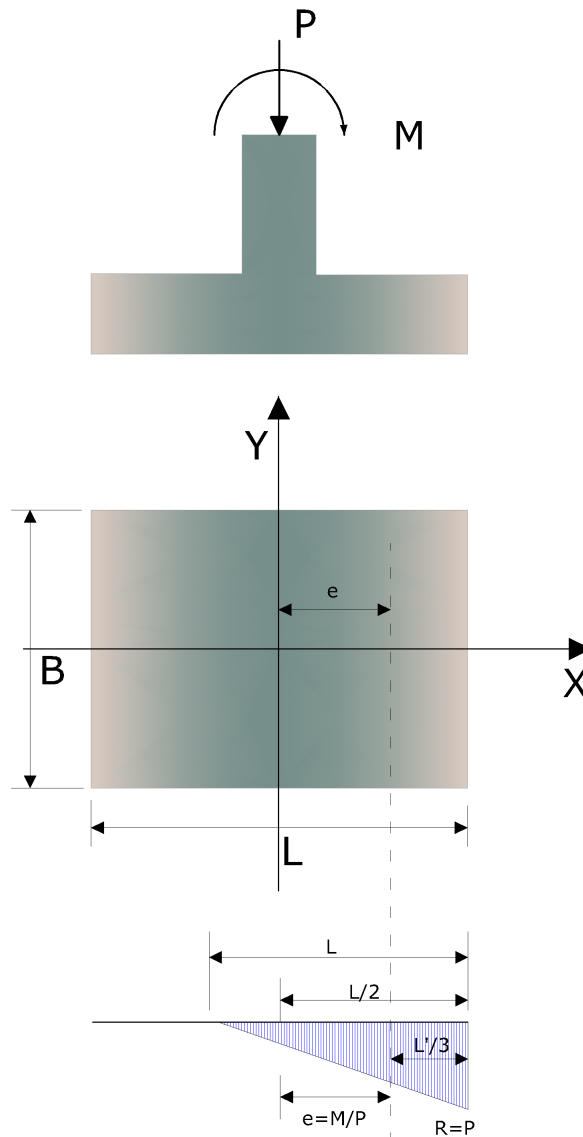


Figura 4.5.3.1-Diagrama de las presiones cuando $e > L/6$

El área del triángulo de las presiones debe ser igual a la carga vertical P y el resultado se debe aplicar a $L'/3$ de la extremidad más sometida a solicitaciones y pasar por el baricentro del triángulo. Este punto está a una distancia

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

del centro de la cimentación de manera que

$$L/2 = e + L'/3$$

y

$$P = \frac{q}{2} \cdot (B \cdot L')$$

Sustituyendo L' en la expresión de P y resolviendo respecto a q se obtiene

$$q = \frac{2P}{3B \cdot (L/2 - e)} \leq q'_a$$

Con P , q'_a y excentricidad determinados, se resuelve con respecto a B y a L con tanteo hasta satisfacer la igualdad.

Cuando que se presenta el momento ya sea respecto al eje X que al eje y , la posición de la resultante resulta como en la figura 4.5.3.2.

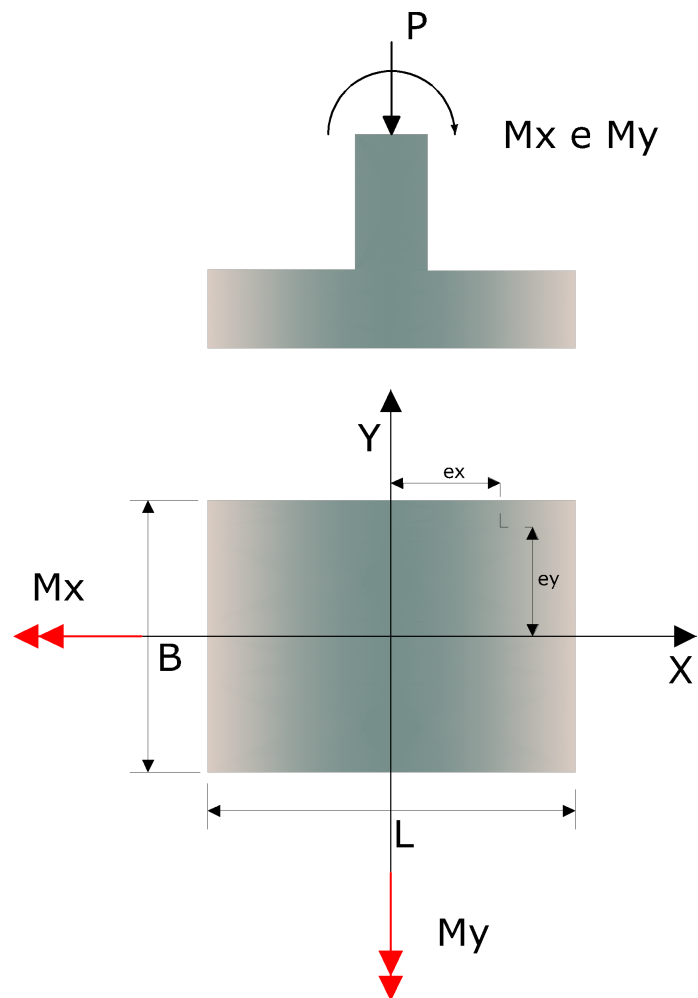


Figura 4.5.3.2-Posición de la resultante cuando se tiene momento ya sea respecto a x que a y

y si ambas excentricidades son tales que

$$e_x > \frac{L}{6} \quad e_y > \frac{B}{6}$$

solo una parte de la cimentación responde.

La presión en el terreno en cimentaciones con excentricidad respecto a ambos ejes, se puede calcular, cuando no se da ningún levantamiento de la cimentación, del siguiente modo:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x}$$

ó

$$q = \frac{P}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{L} \pm \frac{6 \cdot e_y}{B} \right)$$

Se recuerda que

$$I_x = \frac{LB^3}{12} \quad I_y = \frac{BL^3}{12}$$

M_y es el momento respecto al eje y ;

M_x es el momento respecto al eje x ;

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_y = \frac{M_x}{P}$$

Los lados positivos son los ilustrados

En caso de cimentación circular las relaciones utilizadas para calcular la presión máxima de contacto son:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

$$A = \pi \cdot R^2$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi \cdot R^4}{4}$$

y y x se estiman partiendo desde el eje baricéntrico de la sección. Estableciendo $q=0$ se obtiene la posición del eje neutro que permite calcular el área efectiva (área reactiva a compresión) utilizada en la prueba del deslizamiento.

1.9.4 Check limit load (SLU)

The vertical bearing capacity of the foundation soil is verified according to the theory of limit states using the following inequality:

$$\sigma \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

or based on the factor of safety as:

$$\frac{R_d}{\sigma} \geq SF_v$$

where:

σ -extreme design contact stress at the footing bottom

R_d -design bearing capacity of foundation soil

γ_{RV} -coefficient of vertical bearing capacity of foundation

SF_v -safety factor for vertical bearing capacity

Extreme design contact stress at the footing bottom is assumed the form:

$$\sigma = \frac{V}{A_{ef}}$$

where:

V -extreme design vertical force

A_{ef} -effective area of foundation

Effective Area

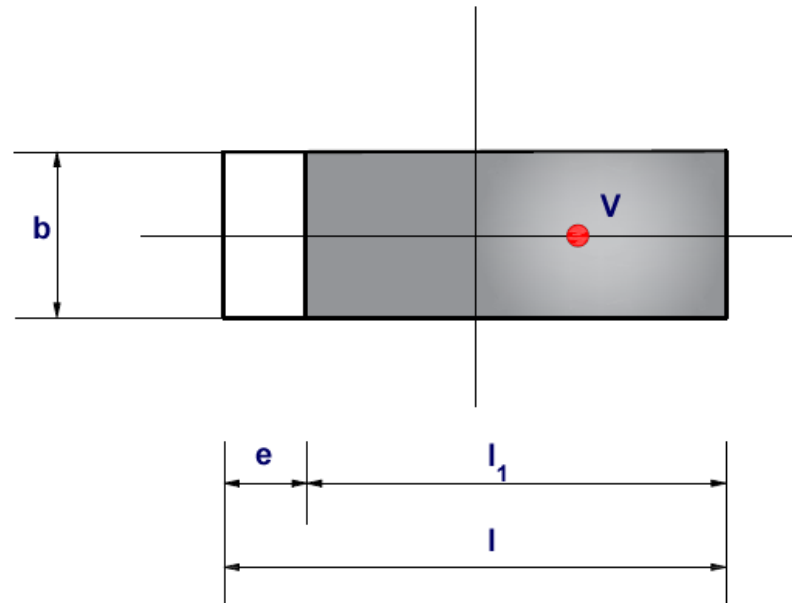
When solving the problem of eccentrically loaded foundations the program offers two options to deal with an effective dimension of the foundation area:

- a rectangular shape of effective area is assumed
- circular shape of effective area is assumed

Rectangular shape

A simplified solution is used in such cases. In case of axial eccentricity (bending moment acts in one plane only) the analysis assumes a uniform distribution of contact stress σ

applied only over a portion of the foundation l_1 , which is less by twice the eccentricity e compared to the total length l .



Determination of effective area in case of axial eccentricity

An effective area ($b \cdot l_1$) is assumed to compute the contact stress, so that we have:

$$\sigma = \frac{V}{b \cdot (l - 2 \cdot e)}$$

In case of a general eccentric load (foundation is loaded by the vertical force V and by bending moments M_1 and M_2 the load is replaced by a single force with given eccentricities:

$$e_1 = \frac{M_1}{V}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{V}$$

The size of effective area follows from the condition that the force V must act eccentrically:

$$A_{ef} = b_{ef} \cdot l_{ef} = (b - 2 \cdot e_2) \cdot (l - 2 \cdot e_1)$$

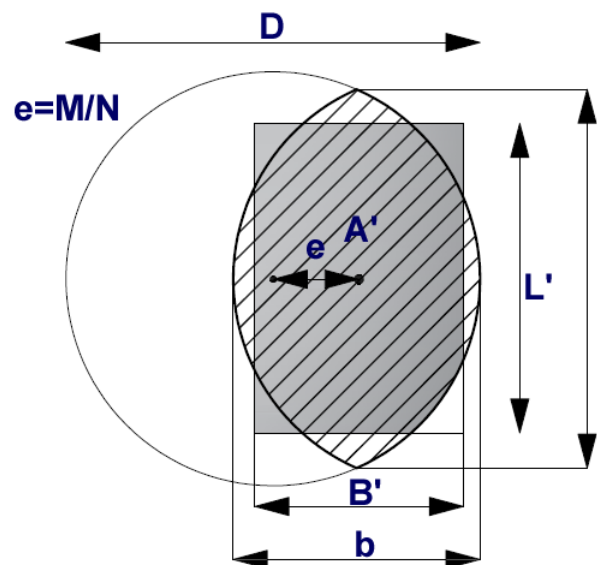
Circular shape

A circular foundation subjected to a vertical load applied with an eccentricity $e = M_d / N_d$ can be regarded as an equivalent fictitious foundation with a centrally applied load (Figure), as suggested by Meyerhof (1953) and Vesic (1973). In this case, the area of the fictitious foundation, A' , can be calculated as:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

The aspect ratio of the equivalent rectangular area can also be approximated as the ratio of the line lengths b to l , as shown in Figure that is,

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Método de cálculo de las dimensiones equivalentes de una cimentación sometida a carga no baricéntrica

1.9.5 Asientos Post-Sísmicos

Los asientos por consolidación que se registran en un terreno después de un evento sísmico se deben a la disipación de las presiones intersticiales a medida que el agua es expulsada de la zona de interés. Para estimar la dimensión de dichos asentamientos es necesario caracterizar, desde el punto de vista geotécnico, los diferentes estratos del suelo por medio de ensayos in situ y de laboratorio.

El número de verticales examinadas deberá ser mayor entre más importante sea la obra a realizar y entre más amplia sea el área en análisis. Es necesario determinar mediante registros apropiados la entidad de las fluctuaciones de los niveles de agua y en el análisis considerar la condición menos cautelara. Para cada una de las verticales se calcularán los asientos por consolidación post cíclica.

El asiento por consolidación para suelos granulares saturados licuables y para suelos cohesivos, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H$$

donde H es la altura del estrato generico y ε_{vr} (%) representa la deformación volumétrica post-cíclica definida por:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

donde:

- α constante experimental comprendida entre 1 y 1.5;
- e_0 è el índice de vacíos inicial;
- $C_r = 0.225 C_c$ índice de consolidación post-cíclica;
- C_c índice de compresión.

Nota: Existen relaciones empíricas que permiten calcular, de manera aproximada, el índice de compresión. En caso de suelos granulares, están en función de la densidad relativa, en caso de suelos cohesivos, del índice de plasticidad.

En el caso de suelos cohesivos, Loadcap calcula la relación de presión intersticial como:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{max}}{\gamma_v} \right]$$

donde σ'_0 es el valor inicial de la tensión efectiva promedio en la profundidad considerada;

$$\sigma'_0 = \sigma'_{v0} \cdot \frac{(1 + 2k_0)}{3}$$

σ'_0 es la tensión vertical efectiva y k_0 el coeficiente de empuje al reposo

γ_{\max} es la deformación de corte máxima alcanzada durante el sismo;

b es aproximadamente igual a 0.45 (*coeficiente experimental*);

γ_v es la deformación de umbral volumétrico, determinable con ensayos cíclicos de laboratorio, pero que se puede calcular también, como primera aproximación, con la siguiente relación.

$$\gamma_v = A \cdot (\text{OCR} - 1) + B$$

OCR es el grado de sobreconsolidación, A y B son coeficientes experimentales que se pueden calcular por interpolación lineal según la Tabla 4.7.5.1.

I_p [%]	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

Tabla 4.7.5.1 - Valores sugeridos para los coeficientes A y B

La relación de presión intersticial, en el caso de suelos incoherentes licuables, se determina por interpolación lineal de los valores que aparecen en la Tabla 4.7.5.2 en función de la amplitud de la deformación máxima inducida por el suelo.

g_{\max} [%]	$r_u = \Delta_u / \sigma'_0$
0.005	0.2
0.1	0.4
0.2	0.6
0.4	0.8
5	0.95

Tabla 4.7.5.2- Relacion de presion intersticial r_u en funcion de γ_{\max}

La amplitud de la deformación de máxima γ_{\max} se calcula con la siguiente relación:

$$\gamma_{\max} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

donde:

- $a_{\max,s}$ es el pico de aceleración en el plano del terreno del sismo de proyecto;
- γ es la aceleración de gravedad;
- σ_v es la tensión total vertical;
- r_d coeficiente reductor de la acción sísmica que toma en cuenta la deformabilidad del subsuelo determinado por la relación $r_d=1-0.015z$;
- G modulo de corte correspondiente al nivel deformativo γ_{\max}

El módulo de corte se puede determinar con ensayos de laboratorio o mediante la Tabla 4.7.5.3 aplicando un factor de reducción al módulo de corte G_0 (módulo de corte en pequeñas deformaciones).

$a_{\max,s}$ [g]	G/G_0
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

Tabla 4.7.5.3- Factor de reducción del módulo de corte en los primeros 20 m en función de la aceleración $a_{\max,s}$

1.9.6 Bibliografía

- AGI** Associazione Geotecnica Italiana, 1984. Raccomandazioni sui pali di fondazione.
- Berardi G.**, 1972. Ingegneria delle Fondazioni, Enciclopedia dell'Ingegneria, vol. VII. ISEDI.
- Boulanger R.W., Idriss I.M.** (2004) - State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. Proc., 11th rd International Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3 International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Univ. of California, Berkeley, CA, 2004
- Bowles, J. E.** (1987). "Elastic foundation settlement on sand deposits." J. Geotech. Eng, Vol.113(8):846-860.
- Cestelli Guidi C.**, 1980. Geotecnica e Tecnica delle fondazioni, vol. I, Hoepli, Milano.
- Colombo P.**, 1971. Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro. RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.

- Coulomb, C. A.** (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture. Mem. Acad. Roy. Div. Sav., vol. 7, pp. 343–387.
- De Simone P.**, 1981. Fondazioni. Ed. Liguori, pp.264.
- Deere D.U.**, 1968. Geological Considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice, ed E.G. Stagg and D.C. Zienkiewicz, Wiley, New York, pp.1-20.
- Frohlich O.K.**, 1934. Druckverteilung im Baugrunde. Mit Besonderer Berucktigung der Plastischen Erscheinungen. Julius Springer: Wien.
- Hanna A.M.** and **Meyerhof G.G.**, 1981. Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal, Vol.18, No4, pp. 599-603.
- Hansen J.B.**, 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Idriss, I. M.**, and **Boulanger, R. W.** (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Lambe T. W.** (1968). The behaviour of foundations during construction. JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.
- Lancellotta R.**, 1995. Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.
- Mascardi C.**, 1968. Micropali ad elevata capacità portante. Rivista Italiana di Geotecnica, n4, pp.189.
- Meyerhof G.G.**, 1963. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26.
- Paolucci R, Pecker A.**, 1997. Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. Soils and Foundations, vol.37, n.3, pp.95-105.
- Paolucci R, Pecker A.**, 1997. Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. Engineering Structures, vol. 19, n.8, Elsevier Science Ltd., pp.637-643.
- Poulos H. G.** , **Davis E. H.**, 1980. Pile Foundation Analysis and Design, J. Wiley & Sons , New York.
- Pradel D.**, 1998. Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ACSE, 124(4), 364-368.
- Schmertmann J.H.**, 1970."Static cone to compute static settlementoversand."J Soil Mech Found Div, Vol.96(3):1011–1043.

- Schmertmann, J. H., Brown, P. R., and Hartman, J. P. (1978). "Improved strain influence factor diagrams." J Geotech Eng Div, ASCE, Vol.104(8):1131-1135.
- Seed H.B. and Idriss I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Geotech. Egrg. Div, ASCE, 97(9), 1249-1274.
- Terzaghi K. and Peck R. B., 1967. Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.
- Terzaghi K., 1995. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 41-50.
- Timoshenko S. and Goodier J.N., 1951. Theory of Elasticity. 2nd Edition, McGraw-Hill, New York, Toronto, London.
- Vesic A.S., 1975. Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook, 1st edn., H.F. Winterkorn and H.Y. Fang (eds.), Chapter3, Van Nostrand Reinhold Company, Inc., New York, N.Y.
- Viggiani C., 1983. Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

2 UTILITY

2.1 Tablas de conversión_2

Inclinación (%)	Ángulo (°)	Inclinación (%)	Ángulo (°)
1	0.5729	26	14.5742
2	1.1458	27	15.1096
3	1.7184	28	15.6422
4	2.2906	29	16.1722
5	2.8624	30	16.6992
6	3.4336	31	17.2234
7	4.0042	32	17.7447
8	4.5739	33	18.2629
9	5.1428	34	18.7780
10	5.7106	35	19.2900
11	6.2773	36	19.7989
12	6.8428	37	20.3045
13	7.4069	38	20.8068
14	7.9696	39	21.3058
15	8.5308	40	21.8014
16	9.0903	41	22.2936
17	9.6480	42	22.7824

18	10.2040	43	23.2677
19	10.7580	44	23.7495
20	11.3099	45	24.2277
21	11.8598	46	24.7024
22	12.4074	47	25.1735
23	12.9528	48	25.6410
24	13.4957	49	26.1049
25	14.0362	50	26.5651

Conversión de inclinación en grados

De	A	Operación	Factor
N	kg	Dividir entre	9.8
kN	kg	Multiplicar por	102
kN	Tonn	Dividir entre	9.8
kg	N	Multiplicar por	9.8
kg	kN	Dividir entre	102
Tonn	kN	Multiplicar por	9.8

Conversión fuerzas: 1 Newton (N) = 1/9.81 Kg = 0.102 Kg ; 1 kN = 1000 N

De	A	Operación	Factor
Tonn/m ²	kg/cm ²	Dividir entre	10
kg/m ²	kg/cm ²	Dividir entre	10000
Pa	kg/cm ²	Dividir entre	98000
kPa	kg/cm ²	Dividir entre	98
Mpa	kg/cm ²	Multiplicar por	10.2
kPa	kg/m ²	Multiplicar por	102
Mpa	kg/m ²	Multiplicar por	102000

Conversión presiones: 1 Pascal (Pa) = 1 Newton/m² ; 1 kPa = 1000 Pa; 1 MPa = 1000000 Pa = 1000 kPa

2.2 Database suelos

Suelo	Valor mínimo	Valor máximo
Arena suelta	0.48	1.60
Arena medianamente compacta	0.96	8.00
Arena compacta	6.40	12.80
Arena arcillosa medianamente compacta	2.40	4.80
Arena limosa medianamente compacta	2.40	4.80
Arena y gravas compactas	10.00	30.00
Terreno arcilloso con qu < 2 Kg/cm ²	1.20	2.40

Suelo	Valor mínimo	Valor máximo
Terreno arcilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno arcilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valores aproximados del módulo de Winkler K en Kg/cm^3

Suelo	Valor mínimo	Valor máximo
Gravas secas	1800	2000
Gravas húmedas	1900	2100
Arena seca compacta	1700	2000
Arena húmeda compacta	1900	2100
Arena mojada compacta	2000	2200
Arena seca suelta	1500	1800
Arena húmeda suelta	1600	1900
Arena mojada suelta	1900	2100
Arcilla arenosa	1800	2200
Arcilla dura	2000	2100
Arcilla semisólida	1900	1950
Arcilla blanda	1800	1850
Turba	1000	1100

Valores aproximados del peso de volumen en Kg/cm^3

Suelo	Valor mínimo	Valor máximo
Gravas compactas	35	35
Gravas sueltas	34	35
Arena compacta	35	45
Arena suelta	25	35
Marga Arenosa	22	29
Marga grasa	16	22
Arcilla grasa	0	30
Arcilla arenosa	16	28
Limo	20	27

Valores aproximados del ángulo de rozamiento ϕ , en grados, para suelos

Suelo	Valor
Arcilla arenosa	0.20
Arcilla blanda	0.10
Arcilla plástica	0.25
Arcilla semisólida	0.50
Arcilla sólida	1
Arcilla tenaz	2÷10
Limo compacto	0.10

Valores aproximados de la cohesión en Kg/cm^2

Suelo	Valor máximo de E	Valor mínimo de E
Arcilla muy blanda	153	20.4
Arcilla blanda	255	51
Arcilla media	510	153
Arcilla dura	1020	510
Arcilla arenosa	2550	255
Loess	612	153
Arena limosa	204	51
Arena suelta	255	102

Suelo	Valor máximo de E	Valor mínimo de E
Arena compacta	816	510
Pizarra	51000	1530
Limo	204	20.4
Arena y gravas sueltas	1530	510
Arena y gravas compactas	2040	1020

Valores aproximados del módulo elástico, en Kg/cm², para suelos

Suelo	Valor máximo de n	Valor mínimo de n
Arcilla saturada	0.5	0.4
Arcilla no saturada	0.3	0.1
Arcilla arenosa	0.3	0.2
Limo	0.35	0.3
Arena	1.0	-0.1
Arena gravosa comúnmente usada	0.4	0.3
Loess	0.3	0.1
Hielo	0.36	
Hormigón	0.15	

Valores aproximados del coeficiente de Poisson para suelos

Rocas	Valor mínimo	Valor máximo
Pómez	500	1100
Toba volcánica	1100	1750
Caliza tobosa	1120	2000
Arena gruesa seca	1400	1500
Arena fina seca	1400	1600
Arena fina húmeda	1900	2000
Arenisca	1800	2700
Arcilla seca	2000	2250
Caliza tierna	2000	2400
Travertino	2200	2500
Dolomía	2300	2850
Caliza compacta	2400	2700
Traquita	2400	2800
Pórfido	2450	2700
Gneis	2500	2700
Serpentina	2500	2750
Granito	2550	2900
Mármol sacaroideo	2700	2750
Sienita	2700	3000
Diorita	2750	3000
Basalto	2750	3100

Valores aproximados del peso específico de algunas rocas en Kg/m³

Rocas	Valor mínimo	Valor máximo
Granito	45	60
Dolerita	55	60
Basalto	50	55
Arenisca	35	50
Pizarra	15	30

Rocas	Valor mínimo	Valor máximo
Caliza	35	50
Cuarcita	50	60
Mármol	35	50

Valores aproximados del ángulo de rozamiento φ , en grados, para rocas

Rocas	E		n	
	Valor máximo	Valor mínimo	Valor máximo	Valor mínimo
Basalto	1071000	178500	0.32	0.27
Granito	856800	142800	0.30	0.26
Esquisto cristalino	856800	71400	0.22	0.18
Caliza	1071000	214200	0.45	0.24
Caliza porosa	856800	35700	0.45	0.35
Arenisca	428400	35700	0.45	0.20
Pizarra	214200	35700	0.45	0.25
Hormigón	Variable		0.15	

Valores aproximados del módulo elástico y del coeficiente de Poisson para rocas

3 Cómo configurar un nuevo proyecto

Cuando se inicia un nuevo proyecto para el cálculo de la capacidad de carga y de los asientos con el programa LoadCap, se aconseja utilizar el comando Nuevo trabajo guiado del menú Archivo. De esta manera el programa toma todos los datos necesarios para concluir el cálculo sin errores.

Naturalmente, después de esto el usuario debe modificar los datos del proyecto para adaptarlos al propio caso: los datos del proyecto se deben modificar con el menú Datos generales.

1 Tipo terreno

Seleccionar entre terreno suelto y roca según el tipo de suelo en el cual se apoya la cimentación.

Para cimentaciones en roca el programa adecua automáticamente la ventana de los datos en la estratigrafía (ej. RQD).

2 Corrección parámetros

Para terrenos prevalentemente arenosos, Terzaghi sugiere aplicar una corrección a los parámetros geotécnicos de cálculo, o sea reducir la cohesión a $2/3$ y la tangente del ángulo de resistencia al corte a $0,67 \cdot \tan(j)$.

3 Datos sistema de cimentación

Introducir los datos geométricos de la cimentación examinada según lo indicado en la ventana de input.

Entre las dimensiones geométricas se pide la profundidad del plano de cimentación D respecto al plano del terreno y la altura de empotramiento: si se introducen ambas y se marca la opción "Altura de empotramiento = Profundidad plano de cimentación ", el programa considera la profundidad D al calcular el primer término de la capacidad portante ($\gamma \cdot D \cdot Nq$). En caso contrario, el programa asigna a la variable D , el valor de la altura de empotramiento. Con cimentaciones de plano completa o parcialmente enterrado, la excesiva profundidad del plano de cimentación puede provocar valores elevados de la capacidad de carga por motivos del elevado valor del término ($\gamma \cdot D \cdot Nq$), por lo tanto puede ser útil efectuar el cálculo con la altura de empotramiento, sin seleccionar la opción anterior e insertando el empotramiento efectivo de la cimentación en el terreno.

4 Estratigrafía terreno

Usando este comando, aparece la ventana donde se deben introducir los datos geotécnicos que usa el programa para calcular la capacidad de carga y el asiento.

— Notas parámetros geotécnicos

Si se procede con teorías a los estados límites, los parámetros geotécnicos quedan entendidos como característicos.

Pruebas penetrométricas

Si se cuenta con resultados de pruebas penetrométricas dinámicas en términos de N_{spt} del estrato, se puede efectuar el cálculo de la susceptibilidad a la licuefacción del estrato en presencia de acción sísmica, nivel freático y terreno sin cohesión. Tal

valoración se realiza con el método de Seed e Idriss y con la condición de que el espesor del estrato sea de más de 1 metro.

5 Cargas

Es necesario establecer las cargas solo cuando la finalidad es calcular los asientos. La introducción de una carga para calcular la capacidad de carga última del terreno sirve para determinar el nivel de seguridad como razón Q_{lim}/Q_d entre la carga última y la carga del proyecto.

El programa permite evaluar varias condiciones de carga, ya sea de la capacidad de carga que de los asientos, las cuales se definen en la ventana de las Acciones-Resistencias.

En cada condición a definir se debe seleccionar el Tipo: puede ser de Proyecto cuando la finalidad es calcular el nivel de seguridad de la capacidad de carga última del terreno o de Servicio para calcular los asientos.

Cada una de las condiciones de carga se debe introducir en forma de "Presión normal del proyecto" o de esfuerzo normal N , de momentos M_x y M_y , o de cortes H_x y H_y . Por ejemplo en el caso de una cimentación aislada es más fácil contar con estos datos que con la presión normal del proyecto. En todo caso, la carga establecida se refiere al plano de cimentación y por lo tanto debe incluir también el peso de esta.

Además, cada condición se debe asignar ya amplificada con eventuales factores en las cargas.

Para definir los niveles de seguridad aceptables por parte del usuario o impuestos por las normas aplicadas, es necesario introducir los Coeficientes Reductores Capacidad de carga vertical y horizontal.

En el mismo recuadro (Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias) se definen también los coeficientes parciales de las propiedades geotécnicas de los terrenos (c' , c_u , $\tan\phi$, y los cuales representan los coeficientes parciales M_i introducidos por los Eurocódigos, que reducen los parámetros geotécnicos definidos en la estratigrafía. Este tipo de

coeficientes se considera solo en las condiciones de carga de tipo Proyecto y no en las de Servicio.

También la [corrección sísmica](#) en la capacidad de carga se refiere solo a condiciones concernientes a la capacidad de carga y por lo tanto al tipo Proyecto. Los valores de los coeficientes reductores sísmicos aparecen en el informe formato RTF que produce el programa (menú Exportar, comando Exportar en formato RTF). Los botones Generar combinación y Asignar cargas que aparecen en la ventana en cuestión activan, respectivamente, el número y el tipo de combinaciones a adoptar con base en la norma a seguir seleccionada y asigna un valor orientativo a la presión normal de proyecto, en caso que no fuese disponible.

6 Cargas repartidas

Son las cargas adicionales que se pueden asignar a la derecha y a la izquierda de la cimentación para considerar la presencia de sobrecargas adyacentes a la misma. (por ej. construcciones contiguas). El efecto se considera solo como incremento de tensiones en el subsuelo para el cálculo de los asentos y de la interferencia de los bulbos.

7 Métodos de cálculo

Los métodos analíticos para el cálculo de la capacidad de carga límite del terreno son los clásicos presentes en la literatura geotécnica: Terzaghi, Vesic, Meyerhof, Hansen y Brinch-Hansen, para terrenos; Terzaghi y Zienkiewicz, para rocas.

8 Cálculo

El programa presenta comandos de cálculo para la capacidad de carga y para los asentos.

Carga última: El cálculo de la carga última da los resultados de cada condición de carga de tipo Proyecto introducida en la ventana cargas. El comando vuelve a proponer la misma ventana de cargas

añadiendo una tabla de resultados. El usuario tiene por lo tanto la posibilidad de realizar cambios ya sea en las cargas que en los coeficientes sin tener que salir del comando y volver a entrar en la ventana Acciones-Resistencias del menú Datos Generales. Para cada carga se calcula el factor de seguridad como razón Q_{lim}/Q_{ass} entre carga última y carga asignada (tensión o presión de proyecto) y la condición Verificado/Sin verificar dependiendo de si el factor de seguridad obtenido es superior o no al nivel de seguridad impuesto por el usuario en la ventana de las cargas.

Finalmente, para cada autor, se calcula el coeficiente de reacción del suelo (K_s) con el método propuesto por Bowles:

$k_s = q_{lim}/\Delta H$ con $\Delta H = 2,5$ cm desplazamiento considerado como admisible.

4 Comandos de short cut

La barra indicada en la Fig. 4.7.1 posee una serie de funciones:

- 1) Con las letras de short cut de los menús seguidas de enter, se obtiene acceso veloz a los comandos.

Ejemplo: N+Enter para crear un archivo nuevo.

- 2) Se le puede hacer una pregunta al programa seguida de ?+Enter. En este caso se efectúan búsquedas avanzadas en el manual.

Ejemplo: Sismo+?+Enter para más informaciones sobre el análisis sísmico.

- 3) Activación rápida de un programa.

Ejemplo: Slope+Enter para abrir otro software GeoStru.

- 4) Acceso rápido a los contactos con GeoStru.

Ejemplo: Contactos+?+Enter para acceder la lista de los contactos

- 5) Acceso rápido a funciones web:
-

