

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS DEFORMACIONES DE LOS SUELOS
MEDIANTE TEORÍAS TRADICIONALES Y SOFTWARE DE ELEMENTOS
FINITOS**

JENNIFER ANDREA REMOLINA MANOSALVA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2016

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS DEFORMACIONES DE LOS SUELOS
MEDIANTE TEORÍAS TRADICIONALES Y SOFTWARE DE ELEMENTOS
FINITOS**

JENNIFER ANDREA REMOLINA MANOSALVA

**Trabajo de aplicación modalidad profundización para optar al título de
Magíster en Geotecnia**

Directora

Ing. Msc. Luz Marina Torrado Gómez

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2016

DEDICATORIA

Dedico a Dios este logro, que gracias a los talentos recibidos por El, fortaleza, constancia, disciplina y demás virtudes, pude superarme a mí misma y ser más fuerte que los obstáculos.

A mis Padres, por brindarme su apoyo, amor infinito e incondicionalidad, por creer siempre en mí, porque sin ellos esto no tendría el mismo valor.

A mi hermana por su voz de aliento y cariño en los momentos alegres y difíciles.

A mi familia que de una u otra manera han sido participes de mi proceso y que tuvieron una palabra de apoyo para mí durante mis estudios.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por colocar personas valiosas en este camino, con grandes carismas y de gran calidad humana.

Agradezco sinceramente a todos los docentes que estuvieron presentes a lo largo de esta maestría, por su tiempo, enseñanzas y por compartir sus conocimientos y experiencias desde el ámbito ingenieril y personal.

A la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander, por ser haber sido un ente facilitador de herramientas y procesos académicos.

A mi directora de proyecto Luz Marina Torrado y a los docentes Wilfredo del Toro y Jose Alberto Rondón, que me guiaron en este camino de aprendizaje, por su ejemplo de superación y buen profesionalismo.

TABLA DE CONTENIDO

1.	OBJETIVOS	18
1.1	OBJETIVO GENERAL:	18
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	18
2.	MARCO TEÓRICO.....	19
2.1	FUNDACIONES SUPERFICIALES	19
2.1.1	Número y profundidad de las perforaciones	19
2.2	CAPACIDAD DE CARGA (CAPACIDAD PORTANTE / CAPACIDAD DE SOPORTE)	20
2.2.1	Factor de seguridad	21
2.3	PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA	22
2.3.1	Relación de vacíos (e):	22
2.3.2	Peso saturado (γ_{sat}):	22
2.3.3	Ángulo de fricción (ϕ):	23
2.4	ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA (CAPACIDAD PORTANTE)	23
2.4.1	Terzaghi (1943)	23
2.4.2	Meyerhof (1963)	26
2.4.3	Hansen (1970)	29
2.4.4	Vesic (1975).....	32
2.4.5	Brinch – hansen.....	33
2.4.6	Capacidad de carga en condiciones no drenadas – (arcilla $\phi = 0$)	35
2.4.6.1	Efecto de la posición del nivel freático	37
2.4.6.1.1	Caso I: Nivel freático por encima de la profundidad de cimentación.....	37
2.4.6.1.2	Caso II: Nivel freático por debajo de la profundidad de cimentación y $d \leq B$	37
2.5	CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DE ENSAYOS DE CAMPO	38
2.5.1	Ensayo de penetración estándar (spt)	38
2.5.1.1	Factor de corrección por energía	41

2.5.1.2	Factor de corrección por confinamiento.....	42
2.5.1.3	Correlaciones con parámetros geotécnicos.....	43
2.6	DEFORMACIONES EN LOS SUELOS.....	43
2.6.1	Deformaciones elásticas o inmediatas.....	46
2.6.1.1	En arcillas	46
2.6.1.1.1	Espacio semi-infinito	47
2.6.1.1.2	Capa limitada por base rígida	49
2.6.1.1.3	Dos o más capas limitadas por una base rígida	50
2.6.2	Asentamientos por consolidación	51
2.6.2.1	Asentamiento en arcillas normalmente consolidadas (schmertmann 1970).....	54
2.6.2.2	Asentamiento en arcillas pre-consolidadas (schmertmann 1970).....	57
2.6.2.2.1	Caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_0$	57
2.6.2.2.2	Caso $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_0$	58
2.6.3	Deformaciones por consolidación primaria	59
2.6.4	Deformaciones por consolidación secundaria	60
2.6.5	Asentamiento tolerable de las fundaciones de estructuras.....	61
3.	METODOLOGÍA	62
3.1	CALCULO DE CAPACIDADES PORTANTES	62
3.1.1	Datos generales.....	62
3.1.1.1	Database terrenos	63
3.1.1.2	Datos sistema de cimentación	63
3.1.1.3	Estratigrafía	63
3.1.1.4	Input gráfico	63
3.1.1.5	Cargas	68
3.1.2	Carga última	69
3.1.3	Gráficos	70
3.1.3.1	Diagrama de tensiones.....	70
3.1.3.2	Parámetros gráficos.....	70
3.1.3.3	Informe diagramas	71
3.1.3.4	Gráfico carga Última – Base (Q-B)	71

3.2	DEFORMACIONES O ASENTAMIENTOS.....	79
3.2.1	Deformaciones elásticas o inmediatos mediante la teoria clásica	79
3.2.2	Deformaciones elásticas o inmediatos mediante elementos finitos (plaxis 3d)	85
3.2.2.1	Introducción de datos y pre-procesador 3d.....	85
3.2.2.1.1	Geometría de entrada	85
3.2.2.1.2	Geometría del contorno	86
3.2.2.1.3	Planos de trabajo	87
3.2.2.1.4	Propiedades del material	87
3.2.2.1.5	Borehole.....	95
3.2.2.1.6	Aplicación de carga.....	95
3.2.2.1.7	Generación de la malla	96
3.2.2.2	Cálculos	97
3.2.2.2.1	Puntos de control	98
3.2.2.3	Post-procesos de los resultados.....	99
3.2.3	Deformaciones o asentamientos por consolidación unidimensional.....	101
3.2.3.1	Incremento del esfuerzo bajo un terraplén.....	101
3.2.3.2	Incremento del esfuerzo debajo de una cimentación por el método 2:1 ..	103
3.2.4	Deformaciones o asentamientos por consolidación unidimensional mediante elementos finitos (plaxis 2d).....	105
3.2.5	Deformaciones o asentamientos diferenciales	107
4.	ANÁLISIS COMPARATIVO.....	108
4.1	CAPACIDADES PORTANTES	108
4.2	DEFORMACIONES ELÁSTICAS	108
4.3	DEFORMACIONES POR CONSOLIDACIÓN	109
4.4	DEFORMACIONES TOTALES POR LOS METODOS CLÁSICOS Y DE ELEMENTOS FINITOS.....	110
4.5	MEJORAMIENTO AL MODELO DE PLAXIS 2D	111
5.	CONCLUSIONES.....	116
	BIBLIOGRAFIA	117

ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.8
--------------	--------------------------------

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Procedimiento para un estudio de suelos en fundaciones superficiales.	19
Figura 2. Clasificación de las unidades de construcción por categorías.	19
Figura 3. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.	20
Figura 4. Curva de capacidad de carga.	21
Figura 5. Superficies de ruptura.	24
Figura 6. Solución de Skempton arcillas no drenadas ($\varphi = 0$).	36
Figura 7. Efecto del nivel freático Caso I.	37
Figura 8. Efecto del nivel freático Caso II.	37
Figura 9. Muestreador de tubo partido.	39
Figura 10. Montaje del equipo de perforación ⁶ .	40
Figura 11. Deformación de un cimiento rígido o flexible.	44
Figura 12. Asentamiento inmediato o elástico ³ .	45
Figura 13. Asentamiento por consolidación primaria y secundaria ³ .	45
Figura 14. Asentamiento inmediato en arcillas en un espacio semi-infinito.	47
Figura 15. Asentamiento inmediato en arcillas en una capa limitada por base rígida.	49
Figura 16. Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida.	50
Figura 17. Asentamiento por consolidación.	52
Figura 18. Variación volumétrica en el suelo.	52
Figura 19. Curva de consolidación.	53
Figura 20. Curva de consolidación para una arcilla normalmente consolidada.	54
Figura 21. Asentamiento para una arcilla normalmente consolidada para un número arbitrario de capas.	56
Figura 22. Curva de consolidación para una arcilla pre-consolidada caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_0$.	57
Figura 23. Curva de consolidación para una arcilla pre-consolidada caso $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_0$.	58
Figura 24. Asentamiento por consolidación para arcillas pre-consolidada con un número arbitrario de capas.	59
Figura 25. Datos generales de entrada al software.	64
Figura 26. Ventana de la base de datos de materiales.	65
Figura 27. Ventana de los datos del sistema de cimentación.	66
Figura 28. Ventana del perfil del suelo.	67
Figura 29. Ventana de estratigrafía.	67

Figura 30. Convención del signo de las solicitaciones.	68
Figura 31. Ventana selección del tipo de carga.	68
Figura 32. Ventana de cargas para selección de opciones de análisis.....	69
Figura 33. Gráfico de tensiones según Boussinesq.	70
Figura 34. Tabla de parámetros gráficos.	71
Figura 35. Gráfico Carga última – Profundidad (B-Qlim).....	72
Figura 36. Perfil de suelo con la carga del muro.	80
Figura 37. Perfil de suelo con la carga de la estructura.	83
Figura 38. Ventana de configuración general (General Settings).....	86
Figura 39. Ventana de workplanes.....	87
Figura 40. Ventana de propiedades del material arcilloso.	94
Figura 41. Ventana de Borehole.	95
Figura 42. Ventana de introducción de cargas.....	96
Figura 43. Ventana de generación de la malla 2D.	96
Figura 44. Ventana de generación de la malla 3D.	97
Figura 45. Ventana de cálculos (definición de fases).....	98
Figura 46. Ventana de selección de puntos de control en el nivel -3.00 m.	99
Figura 47. Gráfico de deformaciones elásticas generadas por PLAXIS 3D.	100
Figura 48. Gráfico de curva de desplazamientos de la fase <i>carga de la estructura</i>	100
Figura 49. Incremento de esfuerzo bajo un terraplén.....	102
Figura 50. Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación.....	104
Figura 51. Modelo generado en PLAXIS 2D.	106
Figura 52. Cimentación con las distancias entre columnas.	107
Figura 52. Capacidades de carga a un 1.0 m de profundidad.	108
Figura 53. Comparativo de deformaciones elásticas.	109
Figura 54. Comparativo de deformaciones por consolidación.	110
Figura 55. Comparativo de deformaciones totales.....	111
Figura 56. Modelo de la malla deformada con refuerzo de geotextil.....	112
Figura 57. Deformaciones totales con refuerzo de geotextil.	112
Figura 58. Fuerzas axiales generadas por el geotextil.....	113
Figura 59. Deformaciones totales incluyendo el geotextil.	114
Figura 60. Comparativo de deformaciones por consolidación teniendo en cuenta el geotextil en PLAXIS 2D.	115
Figura 61. Comparativo de deformaciones totales teniendo en cuenta el geotextil en PLAXIS 2D.....	115

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Condiciones de forma según Terzaghi.	25
Tabla 2. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi.	25
Tabla 3. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vesic.	27
Tabla 4. Factores de forma, profundidad e inclinación de las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof (1951).	28
Tabla 5. Factores de profundidad de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen.	30
Tabla 6. Factores de forma y profundidad de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen.	30
Tabla 7. Factores de inclinación de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen y Vesic.	31
Tabla 8. Factores de inclinación de la superficie y factores de base inclinada de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen y Vesic.	32
Tabla 9. Factores de forma de la ecuación de capacidad de carga de Brinch – Hansen.	34
Tabla 10. Factores de inclinación de la ecuación de capacidad de carga de Brinch – Hansen.	35
Tabla 11. Resumen de relaciones de energía ⁸	42
Tabla 12. Correlaciones para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo de SPT ⁸	43
Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young o Elasticidad (E) a partir del ensayo de SPT ⁸	43
Siendo ϕ el ángulo de fricción.....	48
Tabla 14. Factores de forma y rigidez en un espacio semi-infinito.	48
Tabla 15. Factores de forma y rigidez en una capa limitada por base rígida.	49
Tabla 16. Valores máximos de deformaciones o asentamientos diferenciales.	61
Tabla 17. Parámetros para cálculo de la capacidad portante.....	73
Tabla 18. Cargas de proyecto actuantes en cimentación.....	73
Tabla 19. Parámetros del suelo para el cálculo de asentamientos elásticos.....	80
Tabla 20. Deformaciones elásticas en los diferentes estratos generados por el muro.....	81
Tabla 21. Deformaciones elásticas en los diferentes estratos generados por la carga estructural.	83
Tabla 22. Resumen de parámetros para el material de relleno.....	88
Tabla 23. Resumen de parámetros para el material de base granular.....	89
Tabla 24. Resumen de parámetros para el material arcilla 1.	90

Tabla 25. Resumen de parámetros para el material arcilla 2.	91
Tabla 26. Resumen de parámetros para el material limo 1.	92
Tabla 27. Resumen de parámetros para el material limo 2.	93
Tabla 28. Asentamientos por consolidación generados por la carga del muro. ..	102
Tabla 29. Asentamientos por consolidación generados por la carga estructural.	104
Tabla 30. Rango de la permeabilidad hidráulica parra varios suelos.	106
Tabla 31. Cálculos de asentamientos diferenciales según la NSR-10.	107

TÍTULO: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS DEFORMACIONES DE LOS SUELOS MEDIANTE TEORÍAS TRADICIONALES Y SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS*

AUTOR: JENNIFER ANDREA REMOLINA MANOSALVA**

PALABRAS CLAVES: Deformaciones o asentamientos, capacidad portante, propiedades geomecánicas, Software de elementos finitos, compresibilidad, plasticidad, consolidación.

RESUMEN:

En este trabajo de aplicación se realiza un análisis comparativo de las deformaciones mediante teorías tradicionales y software de elementos finitos. Para la primera alternativa se tienen las teorías clásicas como las de Terzaghi, Meyerhof, Vesic, Hansen y Brinch – Hansen, para la segunda alternativa el uso de software de elementos finitos por medio de Plaxis 2D y 3D.

Además de las deformaciones y la capacidad de carga a la que está sometido el suelo, y así poder comparar estos dos métodos para saber qué tan desfasados se encuentra el uno del otro.

Este análisis se realizará para un caso en específico: "ESTACIÓN 3", que consiste en la construcción de un muro en tierra armada, el cual presenta suelos arcillosos de compresibilidad media, plasticidad baja y presencia de nivel freático.

Para la construcción de este muro en tierra armada se hizo control y registro de las deformaciones inmediatas por medio de topografía.

Con el presente proyecto se busca comparar las deformaciones obtenidas mediante las ecuaciones teóricas y elementos finitos contra las deformaciones producidas por este tipo de suelos en la realidad.

Finalmente, se realizó el análisis comparativo de las teorías y que diferencias cuantitativas se pueden obtener, dado que lo calculado teóricamente siempre es un aproximado y no un valor exacto, sobre todo cuando se tienen condiciones de consolidación.

*Trabajo de aplicación

**Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.

Directora Luz Marina Torrado Gómez.

TITLE: COMPARATIVE ANALYSIS OF SOIL DEFORMATION BY TRADITIONAL THEORIES AND FINITE ELEMENT SOFTWARE*

AUTHOR: JENNIFER ANDREA REMOLINA MANOSALVA

KEYWORDS: Deformations or settlements, bearing capacity, geochemical properties, finite element software, compressibility, plasticity, consolidation.

ABSTRACT:

In this application work, a comparative analysis of deformations using traditional theories and finite element software is done. For the first alternative they have classical theories such as Terzaghi, Meyerhof, Vesic, Hansen and Brinch – Hansen, for the second alternative the use of finite element software by Plaxis 2D y 3D.

In addition to the deformations and the load capacity which is subject to the soil, so you can compare these two methods to find out how outdated is each other.

This analysis is performed for a specific case: "ESTACIÓN 3", which involves the construction of a wall on reinforced earth, which has clay soils, soils of medium compressibility, low plasticity and the presence of water table.

For the construction of this wall on reinforced earth, control and registration of the immediate deformation made by topography.

This project also it seeks to compare the strains obtained by the theoretical equations and finite element against deformations caused by this type of soil in reality.

Finally, the comparative analysis was performed theories and what quantitative differences can be obtained; insomuch that theoretically calculated is always an approximate and not an exact value, especially when you have conditions of consolidation.

*Aplication work

**School of Civil Engineering. Faculty of Physico-Mechanical Engineering. Master in Geotechnics.
Director Luz Marina Torrado Gómez.

INTRODUCCIÓN

Como bien dice la frase, una buena construcción siempre dependerá como primera medida de buenos cimientos, de ahí la importancia de conocer todo sobre la cimentación.

Los cimientos son la base de una construcción, una cimentación mala o pobre es un augurio de un futuro poco promisorio para toda estructura¹.

Principalmente la función de la cimentación es asegurar una distribución uniforme de las cargas y fuerzas en toda su área de trabajo, para evitar futuros asentamientos diferenciales.

Otros factores influyentes que garantizan un buen estudio geotécnico son los ensayos de campo, laboratorios y la buena elección y uso de herramientas de cálculos que nos ofrece la actualidad.

Por ello, en este trabajo aplicativo tiene por objetivo realizar un análisis comparativo mediante las ecuaciones tradicionales y el software de elementos finitos. Esto en pro de la geotecnia y en la búsqueda de nuevas alternativas.

Para este proyecto, y en el tipo de estructura y suelo que se estudiará, se tendrán en cuenta ciertas condiciones y parámetros debido a la geología típica de la zona, como lo son suelos arcillosos, de compresibilidad media, plasticidad baja y registro de nivel freático superficial.

Para el análisis comparativo se realizaran cálculos de capacidad portante del suelo y deformaciones para los cuales nos apoyaremos por una parte con las teorías clásicas existentes que son producto de resultados experimentales y analíticos; y por otra parte con el uso del software de elementos finitos que para uso de geotecnia se hará a través de Plaxis 2D y 3D, el cual permitirá simular la estructura. Los resultados que se obtengan mediante estos dos métodos se confrontaran y se analizaran sus diferencias o que tan desfasados está el uno del otro, de igual manera sus ventajas y desventajas con respecto a los datos que se registran en la realidad con relación a las deformaciones elásticas.

¹ IDEAS PARA CONSTRUIR. "Funciones e importancia de la cimentación". Internet : (<<http://ideasparaconstruir.com/n/4015/funciones-e-importancia-de-la-cimentacion.html>>).

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL:

Realizar un análisis comparativo de deformaciones de suelos en vivienda de categoría baja mediante diferentes teorías tradicionales y software de elementos finitos.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Determinar las propiedades geomecánicas del suelo.
- Determinar la capacidad de carga a la cual está sometido un suelo en vivienda de categoría baja.
- Determinar los esfuerzos y asentamientos del suelo encontrado por métodos empíricos y mediante software de elementos finitos.
- Comparación y conclusiones de los resultados – Análisis caso Estación 3.

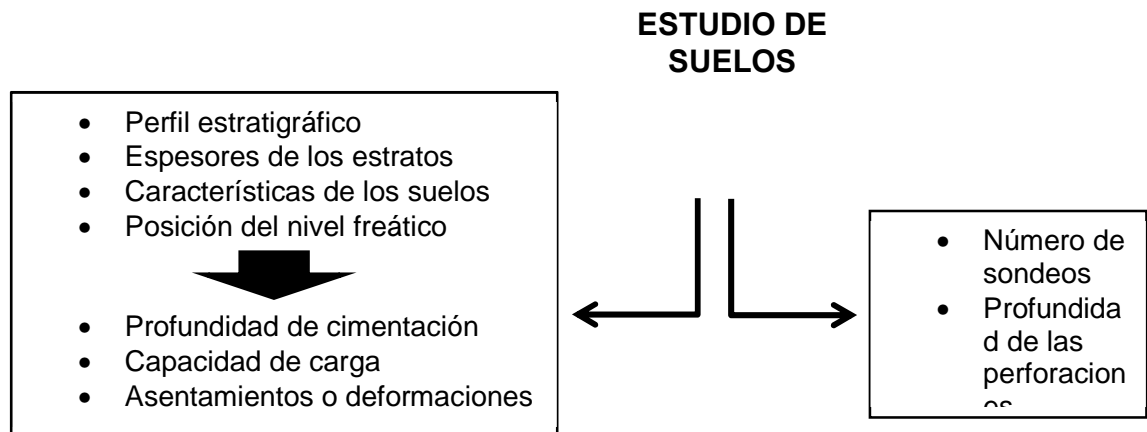
2. MARCO TEÓRICO

2.1 FUNDACIONES SUPERFICIALES

Un análisis de cimentación supone las siguientes fases:

- Debe empezar por conocer el tipo y función de la estructura a cimentar. Por lo tanto debe tenerse información sobre las cargas o hacer un cálculo aproximado de ellas.
- Debe conocerse el perfil del suelo y sus características geotécnicas, es decir, se debe realizar un estudio de suelo.

Figura 1. Procedimiento para un estudio de suelos en fundaciones superficiales.



2.1.1 Número y profundidad de las perforaciones

Figura 2. Clasificación de las unidades de construcción por categorías.

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: Norma Sismo Resistente NSR-10.

Figura 3. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.

Tabla H.3.2-1 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción Categoría de la unidad de construcción			
Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Norma Sismo Resistente NSR-10

2.2 CAPACIDAD DE CARGA (CAPACIDAD PORTANTE / CAPACIDAD DE SOPORTE)

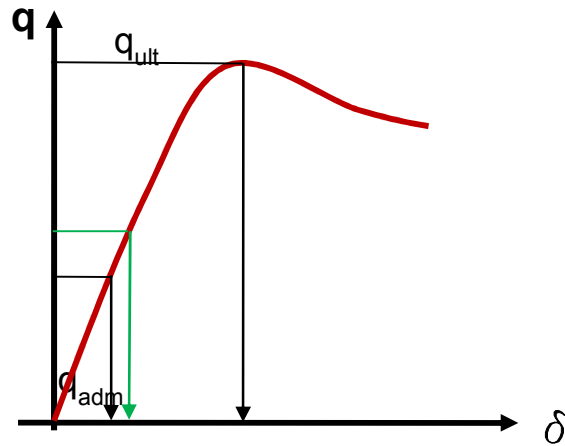
La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura, o también como aquel valor de carga, mayor que el anterior, con el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo².

Una capacidad de carga segura es aquella que el suelo puede cargar de forma segura y sin deformarse demasiado; se conoce como capacidad de carga admisible y se determina por²:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \rightarrow 2 \leq F.S. \leq 3$$

² DEL TORO, WILFREDO. "Capacidad de carga". Geotecnia II. Universidad Industrial de Santander. Marzo de 2015.

Figura 4. Curva de capacidad de carga.



Fuente: Norma Sismo Resistente NSR-10.

2.2.1 Factor de seguridad

- **Capacidad portante admisible**

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

- **Capacidad portante última neta**

$$q_{neta} = q_{ult} - q$$

$$q = \gamma D_f$$

- **Capacidad admisible neta**

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_{ult} - q}{F.S.}$$

2.3 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Para el cálculo de las capacidades de carga se requieren de ciertos parámetros geomecánicos tales como peso específico seco, peso saturado, cohesión y ángulo de fricción.

Para el cálculo de estos parámetros geomecánicos se parte asumiendo valores estimados para el peso específico seco, gravedad específica y cohesión propuestos por Grundbau Taschenbuch (1980) Tomado de Oteo (1989).

A partir de dichos parámetros y de la clasificación de suelos realizada a las muestras obtenidas mediante el ensayo SPT, se obtienen los demás parámetros requeridos.

2.3.1 Relación de vacíos (e):

$$e = \left(\frac{G_s * \gamma_w}{\gamma_{unsat}} \right) - 1$$

2.3.2 Peso saturado (γ_{sat}):

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w * (e + G_s)}{1 + e}$$

2.3.3 Ángulo de fricción (ϕ):

Correlación	Referencia
$\phi' = 23,7 + 0,57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27,1 + 0,30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{32,5} \right]^{0,34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996

2.4 ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA (CAPACIDAD PORTANTE)

2.4.1 Terzaghi (1943)

Terzaghi pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Una sucesiva contribución sobre el efectivo comportamiento del terreno ha sido aportada por Terzaghi.

Terzaghi admite este comportamiento en los terrenos muy compactos.

En éstos, de hecho, la curva cargas-asentamientos presenta un primer tracto rectilíneo, seguido por un breve tracto curvilíneo (comportamiento elástico-plástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite resulta claramente individuado (rotura general).

En un terreno muy suelto en cambio la relación cargas-asentamientos presenta un tramo curvilíneo acentuado desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la individualización de la carga límite no es tan claro y evidente como en el caso de los terrenos compactos³. Ver figura 5.

Donde:

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

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

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

Tabla 1. Condiciones de forma según Terzaghi.

	Largo	Redondo	Cuadrado
S _c =	1.0	1.3	1.3
S _γ =	1.0	0.6	0.8

Tabla 2. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi.

Φ deg	N _c	N _q	N _γ	K _{pγ}
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.9
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0

35	57.8	41.6	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

2.4.2 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 forma³.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q , factores de profundidad d_i y de pendiente i_i para el caso en que la carga transmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

- Carga Vertical**

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c + \gamma D N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

- Carga Inclinada**

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \gamma D N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Donde:

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

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

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

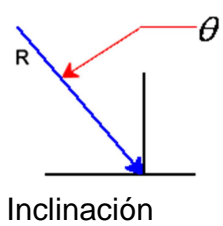
$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Tabla 3. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vesic.

ϕ	Nc	Nq	N γ (M)	N γ (H)	N γ (V)	Nq/Nc	$\frac{2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2}{}$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.1	1.2	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.432	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.515	0.311
26	22.25	11.9	8.0	7.9	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	11.2	10.9	16.7	0.571	0.299
30	30.13	18.4	15.7	15.1	22.4	0.611	0.289
32	35.47	23.2	22.0	20.8	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	31.1	28.8	41.0	0.699	0.262
36	50.55	37.8	44.4	40.1	56.2	0.747	0.247
38	61.31	48.9	64.1	56.2	77.9	0.798	0.231
40	75.25	64.2	93.7	79.5	109.3	0.853	0.214
45	133.7 3	134.9	262.7	200.8	271.3	1.009	0.172

50	266.5	319.1	873.9	568.6	761.3	1.197	0.130
----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Tabla 4. Factores de forma, profundidad e inclinación de las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof (1951).

FACTORES	VALOR	PARA
Forma	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Cualquier ϕ θ = inclinación de la resultante en la vertical
	$i_\gamma \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

2.4.3 Hansen (1970)

Es una extensión de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de bi que tiene en cuenta la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor gi para terreno en pendiente.

La fórmula de Hansen vale para cualquier relación 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; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad³.

La fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Cuando $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 Cu (1 + S'_c + d'_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma D$$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
-----	---	---	-----	---	---	----	----	-----

d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62
------	---	------	------	------	------	------	------	------

Donde:

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

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

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

Tabla 5. Factores de profundidad de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen.

FACTORES DE PROFUNDIDAD	
Para valores de $D/B < 1.0$	Para valores de $D/B > 1.0$
$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$

En los factores siguientes las expresiones con ápicos (') valen cuando $\phi=0$.

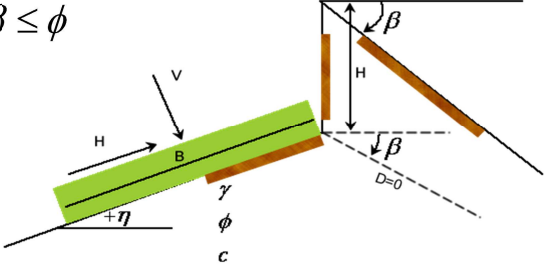
Tabla 6. Factores de forma y profundidad de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen.

FACTORES DE FORMA	FACTORES DE PROFUNDIDAD
$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$ $s_c = 1 \quad \text{para cimentaciones continuas}$ $s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$d'_c = 0.4k$ $d_c = 1 + 0.4k$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$ $d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \phi$ $k = \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} > 1$

Tabla 7. Factores de inclinación de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen y Vesic.

FACTORES DE INCLINACIÓN (HANSEN Y VESIC)	
$i'_{c(H)} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \quad i'_{c(V)} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\text{Hansen y Vesic})$	
$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \quad i_{q(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^m$ $i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$	
$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{(0.7H - \eta^\circ / 450)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5 - (\eta > 0) \quad i'_{\gamma(V)} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{m+1}$	
$m = m_b = \frac{2+B/L}{1+B/L} \quad H \text{ paralelo a } B \quad m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B} \quad H \text{ paralelo a } L$	
Nota:	$i_q, i_\gamma > 0$

Tabla 8. Factores de inclinación de la superficie y factores de base inclinada de las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen y Vesic.

INCLINACIÓN DE LA SUPERFICIE	FACTORES DE BASE (BASE INCLINADA)
$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
Para Vesic usa $N_\gamma = -2 \tan \beta \text{ para } \phi = 0$	$b_{q(H)} = e^{-2\eta \tan \phi}$ $b_{\gamma(H)} = e^{-2.7\eta \tan \phi}$
$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$b_{q(V)} = b_{\gamma(V)} = (1 - \eta \tan \phi)^2$
$g_{q(H)} = g_{\gamma(H)} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$\beta + \eta \leq 90^\circ$ $\beta \leq \phi$ 
$g_{q(V)} = g_{\gamma(V)} = (1 - \tan \beta)^2$	

2.4.4 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:

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

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, como se muestran en la figura 5.; 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), ver tablas 6 y 7.

2.4.5 Brinch – hansen

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 desigualdad³:

$$V_d < R_d$$

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; mientras

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:

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

Donde:

A' = B' L' Es el 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 carga³.

c_u Es la cohesión no drenada.

q Es la presión litostática total en el plano de cimentación.

s_c = 1 + 0,2 (B'/L') Factor de forma para cimentaciones rectangulares

s_c = 1,2 Factor de forma para cimentaciones cuadradas o circulares.

$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$ 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 sigue³:

$$\frac{R}{A'} = c' N_c S_c i_c + q' N_q S_q d_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Donde:

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'$$

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

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

Factores de forma

Tabla 9. Factores de forma de la ecuación de capacidad de carga de Brinch – Hansen.

FACTORES DE FORMA	
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi'$	Para forma rectangular
$s_q = 1 + \tan \phi'$	Para forma cuadrada o circular
$s_\gamma = 1 - 0.3 \left(\frac{B'}{L'} \right)$	Para forma rectangular
$s_\gamma = 0.7$	Para forma cuadrada o circular
$s_c = \left(\frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \right)$	Para forma rectangular, cuadrada o circular

Tabla 10. Factores de inclinación de la ecuación de capacidad de carga de Brinch – Hansen.

FACTORES DE INCLINACIÓN DEBIDO A UNA CARGA HORIZONTAL H PARALELA A L'	FACTORES DE Factores inclinación resultante debido a una carga horizontal H paralela a B'
<p>De forma rectangular</p> $i_q = i_g = \frac{1 - H}{V + A' c' \cot \phi'}$ <p>De forma cuadrada o circular</p> $i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$	<p>De forma rectangular</p> $i_q = \left[\frac{1 - 0.7H}{V - A' c' \cot \phi'} \right]^3$ $i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$ <p>De forma cuadrada o circular</p> $i_\gamma = \left[\frac{1 - H}{V + A' c' \cot \phi'} \right]^3$

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)³.

2.4.6 Capacidad de carga en condiciones no drenadas – (arcilla $\phi = 0$)

Arcillas saturadas presentan parámetros de resistencia no drenadas C_u y $\phi = 0$, determinados en un ensayo triaxial UU.

$$\text{Cuando } \Phi=0 \left\{ \begin{array}{l} N_c = 5.7 \text{ Terzaghi} \\ N_c = 5,14 \text{ Meyerhoff y Hansen} \end{array} \right.$$

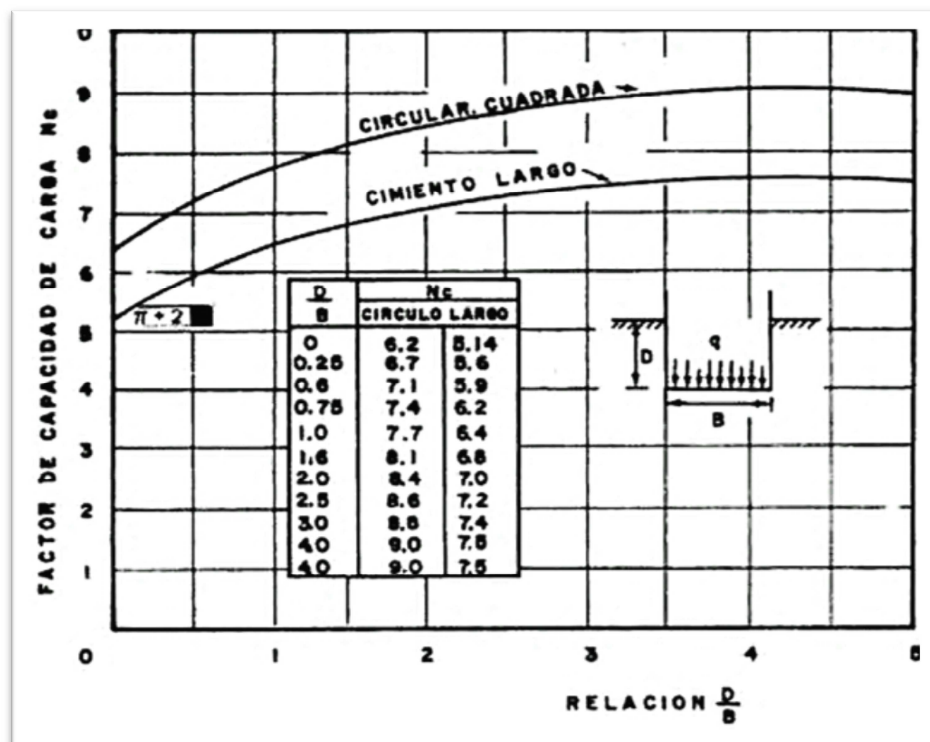
Las ecuaciones quedan:

Terzaghi $\rightarrow q_{ult} = 5.7c_u Sc + \gamma D_f$

Meyerhof $\rightarrow q_{ult} = 5.14c_u Scdc + \gamma D_f$

Hansen $\rightarrow q_{ult} = 5.14c_u(1 + S'c + d'c - i'c - g'c - b'c) + \gamma D_f$

Figura 6. Solución de Skempton arcillas no drenadas ($\phi = 0$).



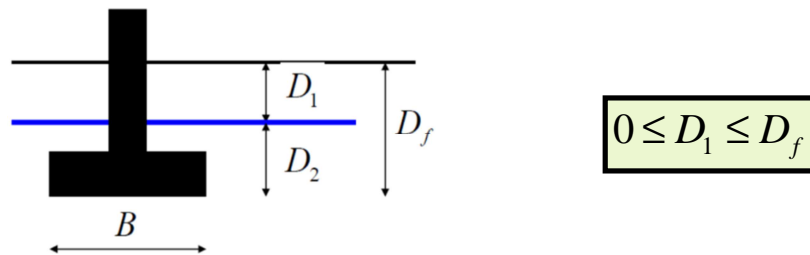
Fuente: DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$q_{ult} = c_u * N_c * S_c * \gamma D_f$$

2.4.6.1 Efecto de la posición del nivel freático

2.4.6.1.1 Caso I: Nivel freático por encima de la profundidad de cimentación.

Figura 7. Efecto del nivel freático Caso I.



Fuente: Material de clase de Geotecnia II UIS. Wilfredo del Toro. (2015).

El factor de sobrecarga queda:

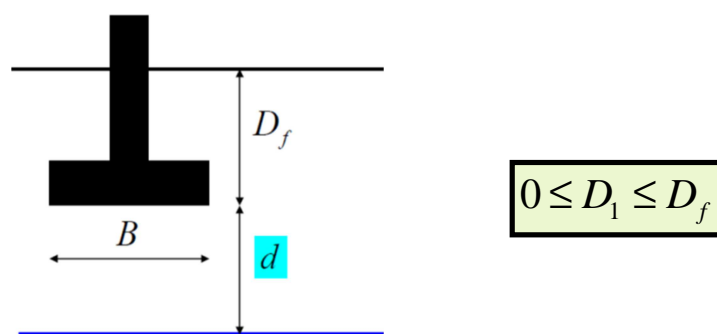
$$q = \gamma D_1 + \gamma' D_2$$

El factor γ en el último término queda:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

2.4.6.1.2 Caso II: Nivel freático por debajo de la profundidad de cimentación y $d \leq B$

Figura 8. Efecto del nivel freático Caso II.



Fuente: Material de clase de Geotecnia II UIS. Wilfredo del Toro. (2015).

El factor de sobrecarga queda:

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en el último término queda:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

2.5 CAPACIDAD DE CARGA A PARTIR DE ENSAYOS DE CAMPO

La capacidad de carga de los suelos puede ser determinada a partir de ensayos de campo, cuyos datos o resultados están relacionados directa e indirectamente con la capacidad de soporte.

Ensayos de campo comúnmente utilizados son:

- Ensayo de penetración estándar (SPT)
- Ensayo de penetración de cono estático o cono holandés (CPT)
- Ensayo de veleta
- Pruebas de carga
- Prueba de presurímetro
- Prueba de Dilatómetro

En este caso se utilizó el ensayo de penetración estándar (SPT).

2.5.1 Ensayo de penetración estándar (spt)

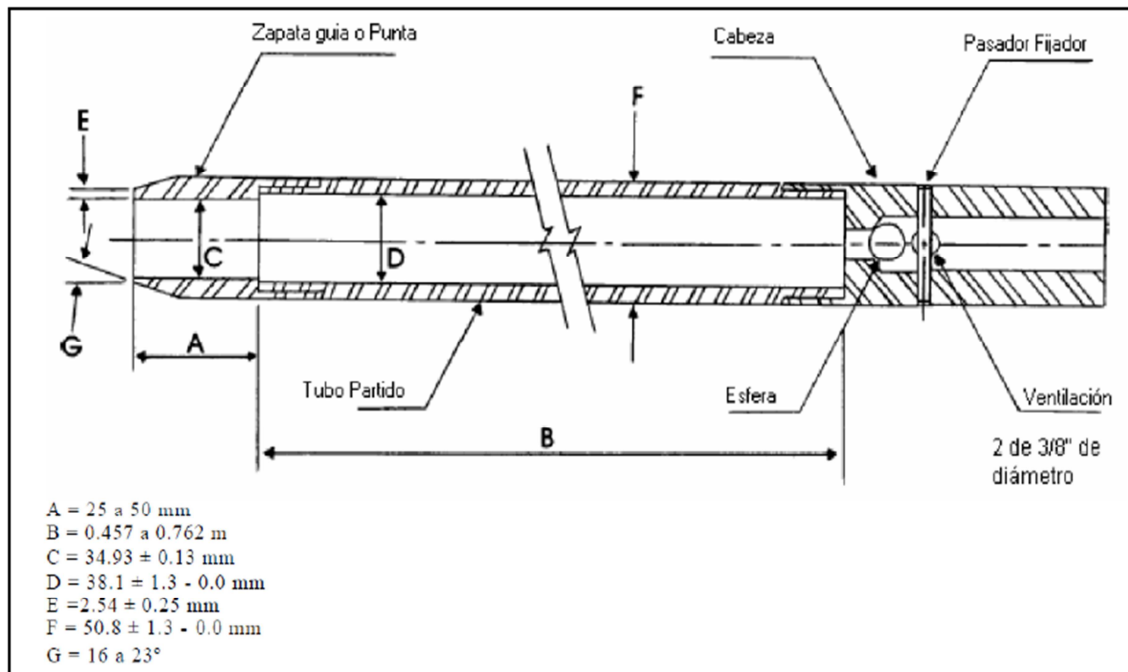
El ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) es ampliamente utilizado en exploración geotécnica dado que existe una gran variedad de correlaciones entre el número de golpes del que se obtienen tras la ejecución del ensayo y algunos parámetros geotécnicos de gran importancia en el diseño de cimentaciones.

Este método permite obtener parámetros de resistencia del suelo tales como, el ángulo de fricción (ϕ), la cohesión (c'), la resistencia al corte no drenado (S_u) y algunos parámetros de deformabilidad como el módulo de Young (E), a partir de correlaciones propuestas por diferentes autores y que son de amplio uso en el diseño de diferentes estructuras geotécnicas dada la facilidad de su uso⁴⁴.

El ensayo consiste en hincar un muestreador de tubo partido el cual debe cumplir con unas dimensiones establecidas (Ver Figura 9), mediante la caída de un martillo de 140 lb (63.5 Kg) desde una altura normalizada de 30" (76 cm)³, el montaje del sistema se puede observar en la Figura 10.

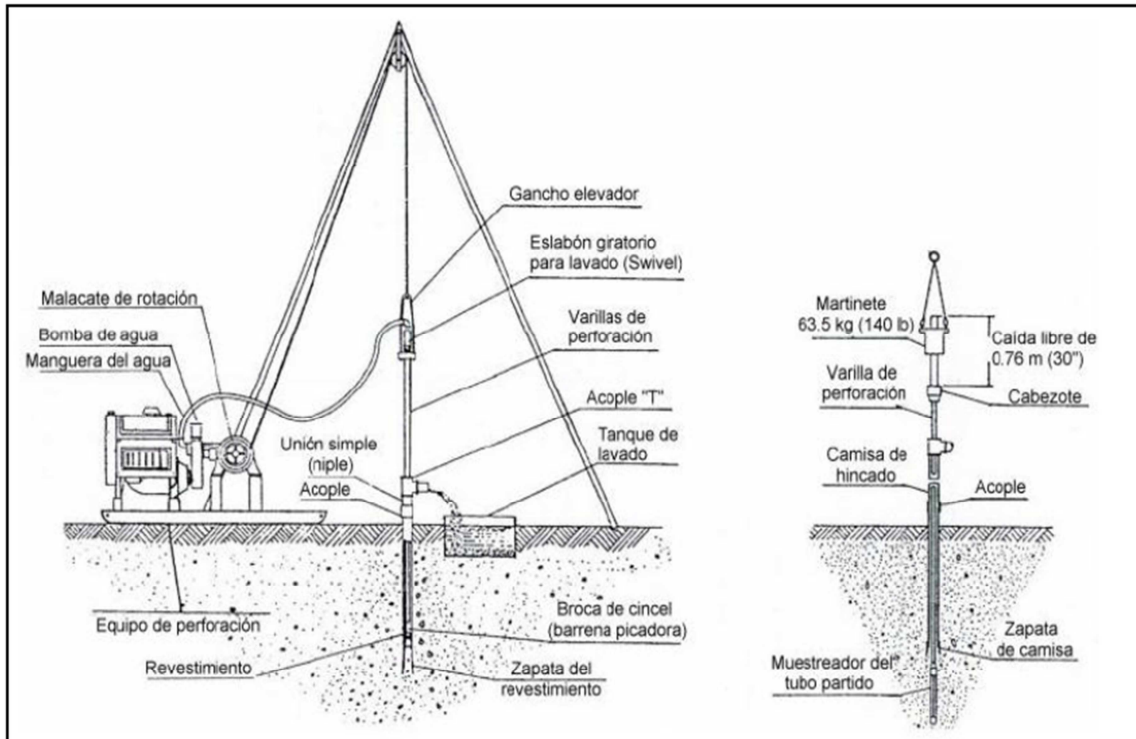
⁴ SORIANO, Cristian Yair. Aplicación del ensayo de penetración estándar en la determinación de parámetros geotécnicos de suelos granulares. Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Colombia.

Figura 9. Muestreador de tubo partido⁵.



⁵ INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Norma INV E-111-07. Ensayo de Penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido. Bogotá D.C., 1996. p.4.

Figura 10. Montaje del equipo de perforación⁶⁶.



El ensayo S.P.T. (Standard Penetration Teste) consiste básicamente encontrar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 30 cm de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de 0.90 m en 0.90 m). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una pesa en caída libre de 140 lb y una altura de caída libre de 76.2 cm.

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

El valor que se define como el N de campo es la suma de los golpes necesarios para avanzar 12" (30 cm) de perforación y se expresa en golpes/pie, este valor corresponde a la suma de los dos últimos valores reportados en el tramo de 18" (45 cm)⁴.

El valor que se reporta en este caso es la suma de los dos últimos valores $N_2 + N_3$.

⁶⁶ INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Norma INV E-111-07. Ensayo de Penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido. Bogotá D.C., 1996. p.6.

El ensayo presenta unas condiciones de rechazo si:

- No se han alcanzado 50 golpes en alguno de los incrementos de 6''
- Cuando se han acumulado 100 golpes
- Cuando no se observa avance del muestreador después de aplicar 10 golpes⁷⁷.

Los resultados del ensayo deben corregirse a partir de consideraciones que tienen en cuenta la energía, por lo tanto, el valor que se obtiene del N_{campo} debe incluir los siguientes factores⁷:

$$N_{\text{corr}} = C_N * N_{\text{campo}} * \eta$$

$$\eta = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N_{corr} = valor del N campo corregido

C_N = factor de corrección dado por la sobrecarga efectiva del suelo

η_1 = factor de corrección por energía del martillo

η_2 = factor de corrección por longitud de la varilla

η_3 = factor de corrección por resistencia interna del toma muestras

η_4 = factor de corrección por diámetro de la perforación

De acuerdo con la literatura de González (1999) relacionada con el tema, se considera que los factores de η_2 , η_3 y η_4 equivalen a 1.0 y solo se tendrá en cuenta los factores de C_N y η_1 .

2.5.1.1 Factor de corrección por energía

Este factor representa el rendimiento del impacto del martillo sobre el cabezal de golpeo, se define como⁴:

$$N_1 = E_r/E_{60}$$

Donde:

E60 es el valor de la energía de referencia base que usualmente es 60%

⁷ BOWLES J.E, Foundation analysis and design. 5th Ed. McGraw-Hill Book Co, 1997.

Er es el valor de la energía de referencia de la barra.

En la Tabla 11 se observan los factores de corrección donde se observa que Er varía de acuerdo con los equipos y su uso en diferentes países, en el caso de Colombia usualmente se trabaja con una Er de 45%.

Tabla 11. Resumen de relaciones de energía⁸⁸.

País	Energía de la barra (ER)	Factor de corrección para 60% ER
Japón	78%	78/60 = 1.30
EEUU	60%	60/60 = 1.00
Argentina	45%	45/60 = 0.75
China	60%	60/60 = 1.00

2.5.1.2 Factor de corrección por confinamiento

Existen diferentes propuestas para el cálculo de este factor de corrección, sin embargo la siguiente expresión propuesta por Liao y Whitman (1986)⁸, es la que se utiliza comúnmente, representa aproximadamente el promedio de dichas expresiones y es la más fácil de utilizar.

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{95.76}{\sigma'_{vo}} \right)}$$

Donde σ'_{vo} (kPa) es el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad donde se desea obtener el valor del N corregido. En general se recomienda⁹ $C_N < 2.0$ por lo que para efectos del presente artículo cuando se obtengan valores superiores a 2.0 en este factor, se tomará este último valor con el fin de no incurrir en sobre estimaciones en los parámetros que se van a analizar.

⁸ LOPEZ M.R. Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo de penetración; Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional, 2003. p. 23.

⁹ GONZALEZ A.J. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. Bogotá D.C: X jornadas geotécnicas de ingeniería colombiana. 1999. p.23.

2.5.1.3 Correlaciones con parámetros geotécnicos

A continuación se presentan las siguientes correlaciones para estimar los ángulos de fricción y módulos de Young:

Tabla 12. Correlaciones para estimar el ángulo de fricción a partir del ensayo de SPT⁸.

Correlación	Referencia
$\phi' = 23,7 + 0,57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27,1 + 0,30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{32,5} \right]^{0,34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996

Tabla 13. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young o Elasticidad (E) a partir del ensayo de SPT⁸.

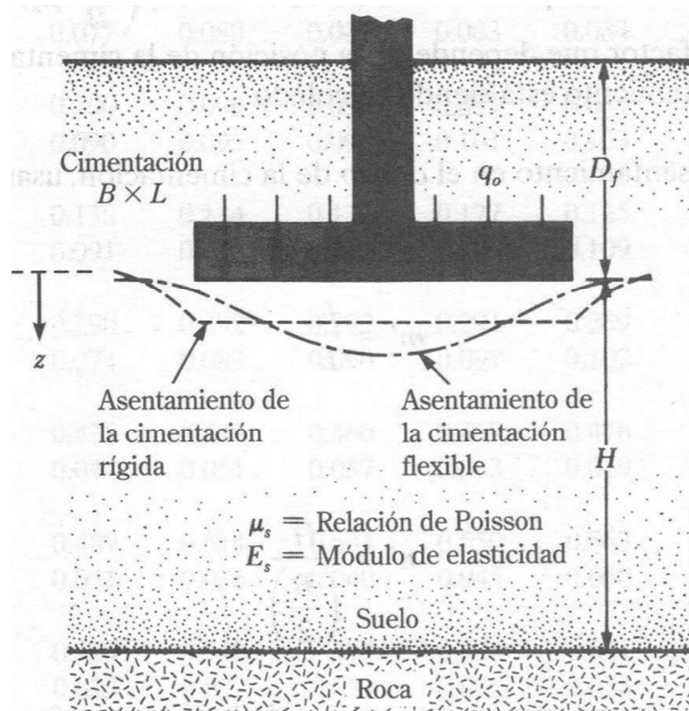
Tipo de suelo	Correlación (en kpa)	Referencia
Gravas	$600(N+6)$ $N \leq 15$	Bowles, 1996
	$600(N+6)+2000$ $N > 15$	
Arenas saturadas	$250(N+15)$	Bowles, 1996
Arenas (normalmente consolidadas)	$500(N+15)$	Bowles, 1996
Arenas	$8 \cdot N_{60} \cdot 100$	Schmertmann, 1970

2.6 DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

La deformación vertical de los suelos ocurre debido a las cargas aplicadas externamente o en consecuencia al propio peso del suelo; los asentamientos o

deformaciones pueden clasificarse en asentamientos inmediatos, por consolidación o por compresión secundaria¹⁰.

Figura 11. Deformación de un cimiento rígido o flexible.



Fuente: DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

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 figura 12.

¹⁰ ANTOLINEZ, Lizzet y AVILA, Jefferson. Análisis comparativos entre teorías usadas en el cálculo de asentamientos y un software basado en elementos finitos. Trabajo de grado pregrado en Ingeniería Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2013.

Figura 12. Asentamiento inmediato o elástico³.

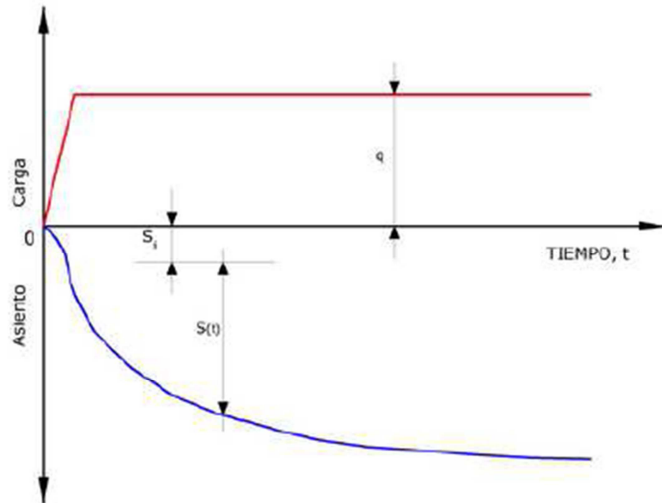
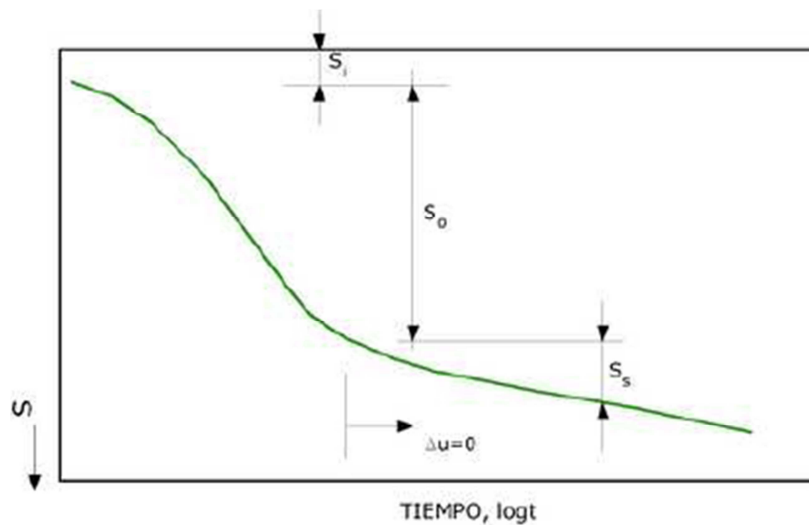


Figura 13. Asentamiento por consolidación primaria y secundaria³.



- 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 **deformación elástica**.
- 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 **deformación por consolidación**.

- Por último, aun 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 **deformación secundaria**.

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 las deformaciones de naturaleza elasto-plástica y los debidos a fenómenos de naturaleza viscosa³.

2.6.1 Deformaciones elásticas o inmediatas

Es una deformación ocasionada de forma casi instantánea al aplicarse cargas externas, ésta deformación se debe al cambio en la forma y no al cambio de volumen. Las deformaciones elásticas dependen de las propiedades elásticas de los suelos a deformaciones pequeñas y de la rigidez y extensión del cimiento. La relación esfuerzo-deformación en los suelos cohesivos saturados tiene un carácter aproximadamente elástico lineal, en los suelos granulares esta relación obedece a un comportamiento más complejo, posiblemente elasto-plástico o plástico. Estas deformaciones se calculan de las ecuaciones derivadas de la teoría de elasticidad¹⁰.

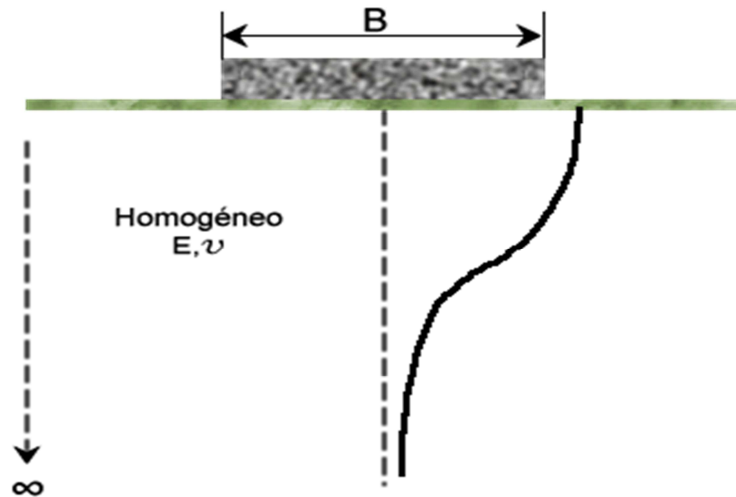
Para el cálculo de las deformaciones elásticas se hizo uso de las siguientes teorías:

2.6.1.1 En arcillas

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))³:

2.6.1.1.1 Espacio semi-infinito

Figura 14. Asentamiento inmediato en arcillas en un espacio semi-infinito.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = q_c * B \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} C_d$$

Siendo:

q_c: Presión de contacto neta entre el cimientto y el suelo.

B: Ancho del cimiento

ν: Coeficiente de Poisson

E: Módulo de elasticidad

C_d: Coeficiente o factor de forma que depende de la geometría del problema, rigidez del plano cargado y forma de la carga.

A continuación se muestra la tabla para el factor de forma y rigidez, **C_d** para el cálculo de asentamiento de puntos bajo áreas cargadas en un espacio semi-infinito.

Para el cálculo de los parámetros geomecánicos del coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad (ver tabla 13), se hizo uso de las siguientes expresiones:

Coeficiente de Poisson (ν):

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

$$K_0 = 1 - \tan \phi$$

$$\mu = \frac{1 - \tan \phi}{2 - \tan \phi}$$

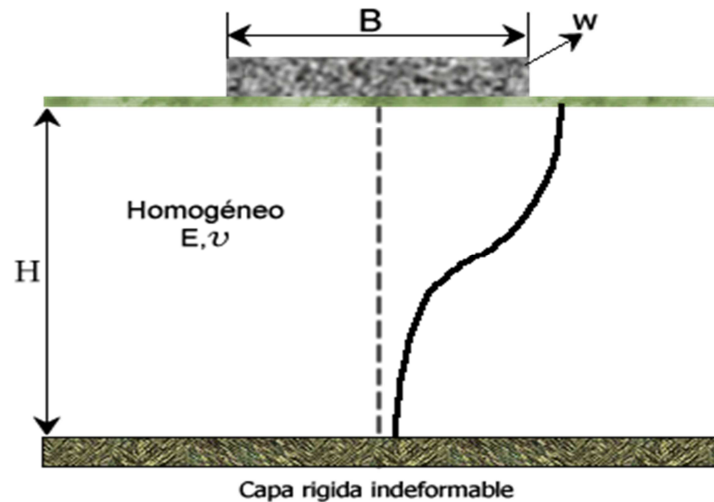
Siendo ϕ el ángulo de fricción.

Tabla 14. Factores de forma y rigidez en un espacio semi-infinito.

FORMA	CENTRO	ESQUINA	MITAD DEL LADO CORTO	MITAD DEL LADO LARGO	PROMEDIO
Circular flexible	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
circular rígido	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
cuadrado rígido	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
RECTANGULAR					
Largo/Ancho					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.29
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15

2.6.1.1.2 Capa limitada por base rígida

Figura 15. Asentamiento inmediato en arcillas en una capa limitada por base rígida.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \frac{q_c * B * (1 - v^2)}{E} C'_d$$

Siendo:

C'_d : Tiene el mismo sentido de C_d y depende además del espesor de la capa H .

En la siguiente tabla se muestran los valores de C'_d para diferentes geometrías.

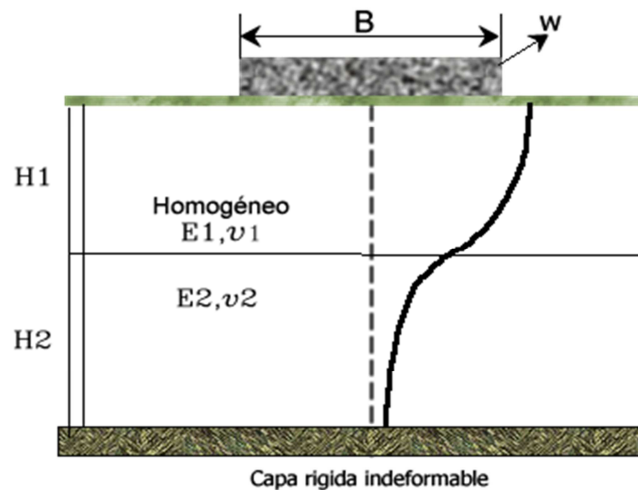
Tabla 15. Factores de forma y rigidez en una capa limitada por base rígida.

FORMA DEL CIMIENTO							
	CIRCULAR	RECTANGULAR					
H/B	diam=B	L/B=1	L/B=1.5	L/B=2	L/B=3	L/B=5	L/B=10
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.50	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.00	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83
1.50	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08
2.50	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40
3.50	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59
5.00	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53

2.6.1.1.3 Dos o más capas limitadas por una base rígida

Figura 16. Asentamiento inmediato en dos o más capas limitadas por una base rígida.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \frac{q_c * B * (1 - v^2)}{E} C'_d$$

Siendo:

C'_d: Tiene el mismo sentido de C_d y depende además del espesor de la capa H.

Teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- El asentamiento inmediato total es:

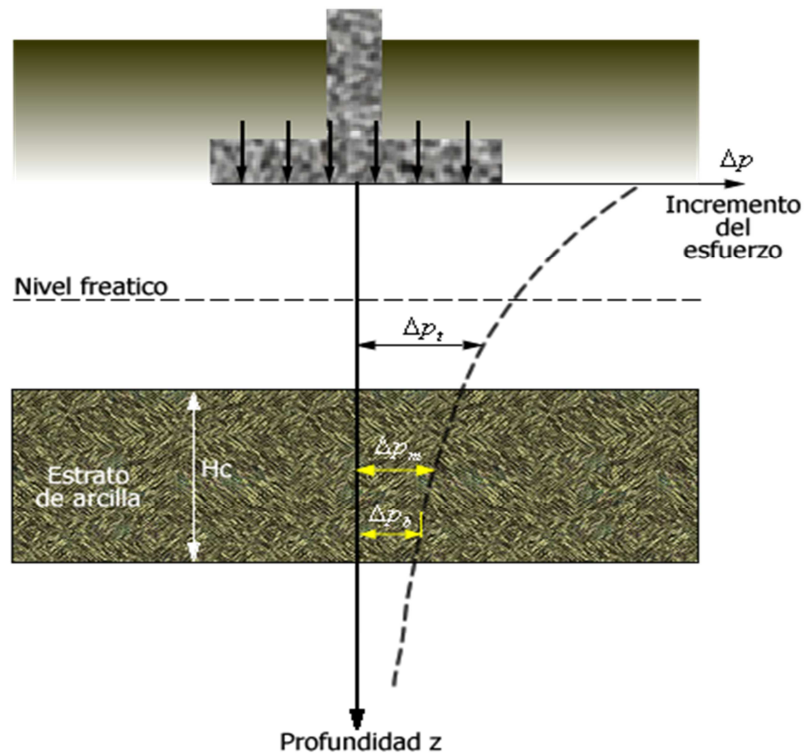
$$\rho_T = \rho_1 + \rho_2$$

- El asentamiento de la capa 1 es calculado como es el caso 2.6.1.1.2, considerando que la capa rígida se encuentra a una profundidad H1.
- El asentamiento de la capa 2 es determinado así:
 - ✓ Se calcula el asentamiento total de la capa H1+ H2, con las características del suelo de la capa 2.
 - ✓ Se calcula el asentamiento de la capa 1 con las características del suelo de la capa 2.
 - ✓ Este último valor es restado del calculado para H1+ H2.

2.6.2 Asentamientos por consolidación

Se dá a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación.

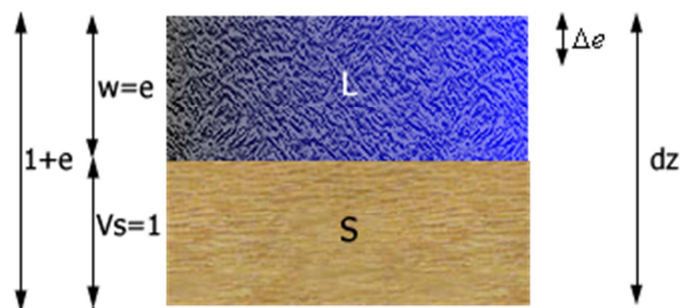
Figura 17. Asentamiento por consolidación.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

Así como en las consideraciones del suelo en sus fases, la variación volumétrica es:

Figura 18. Variación volumétrica en el suelo.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

Es decir que la deformación total por compresión se puede calcular por la expresión:

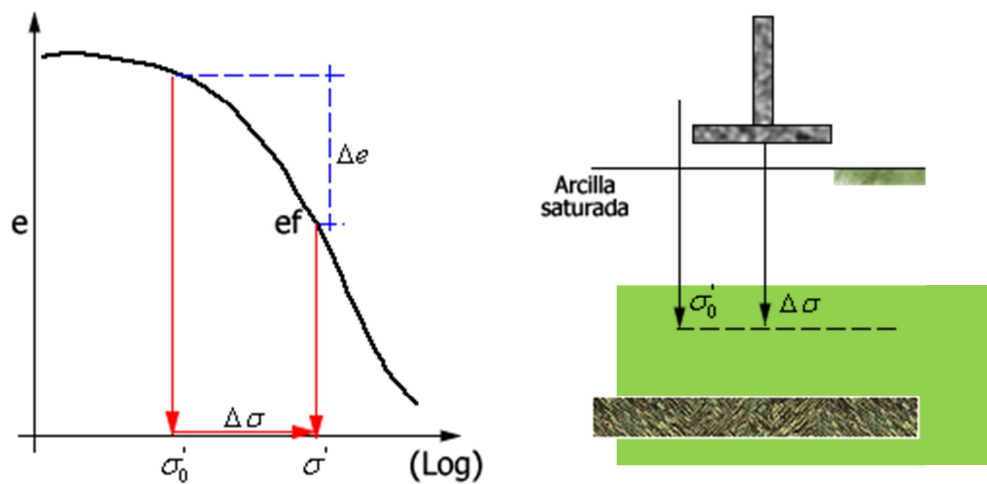
$$\Delta dV = \frac{\Delta_e}{1+e} dz$$

$$\rho = \frac{\Delta_e}{1+e} H$$

En la cual Δ_e es la variación de la relación de vacíos por los esfuerzos colocados, e es la relación de vacíos donde inicia compresión y H es el espesor de la capa que se comprime.

A partir de la curva de consolidación, la ecuación se aplica de la siguiente manera:

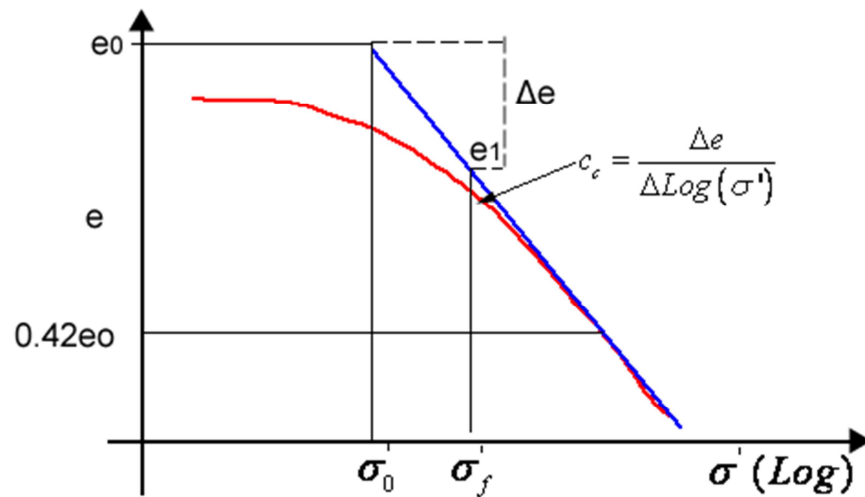
Figura 19. Curva de consolidación.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

2.6.2.1 Asentamiento en arcillas normalmente consolidadas (schmertmann 1970)

Figura 20. Curva de consolidación para una arcilla normalmente consolidada.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} C_c \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

Donde:

H: Espesor del estrato

e_0 : Relación de vacíos

C_c : Índice de compresión

σ'_0 : Presión de sobrecarga efectiva promedio inicial.

$\Delta\sigma$: Incremento de la presión vertical debido a la aplicación de la carga.

Para el valor de C_c Skempton (1944) dio la siguiente correlación empírica para el índice de compresión:

Para arcillas inalteradas:

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

Y según Nagarja y Murty (1985) propusieron:

$$Cc = 0.2343 \frac{LL\%}{100} G_s$$

Siendo:

LL : Límite líquido en la muestra de suelo.

Gs: La gravedad específica.

Para la relación de vacíos se tiene la siguiente expresión:

$$e_0 = \left(\frac{G_s * \gamma_w}{\gamma_{unsat}} \right) - 1$$

Donde:

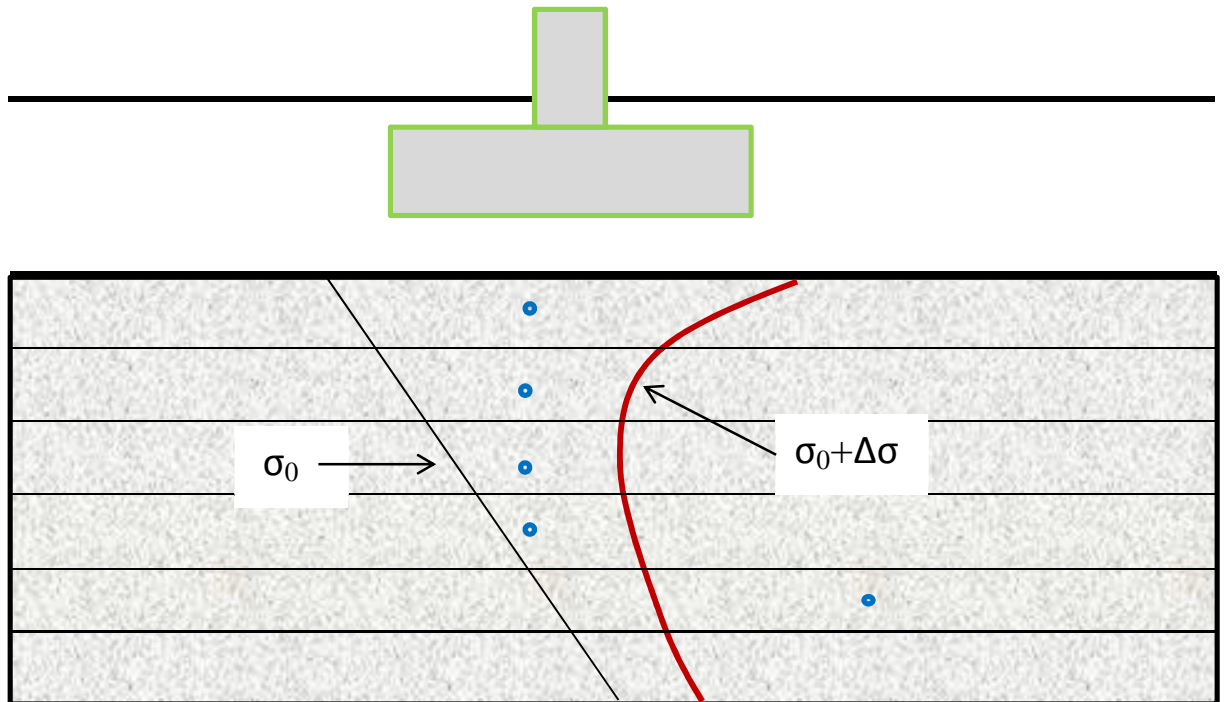
Gs : Gravedad específica

γ_w : Peso del agua

γ_{unsat} : Peso específico seco

Para un número arbitrario de capas:

Figura 21. Asentamiento para una arcilla normalmente consolidada para un número arbitrario de capas.



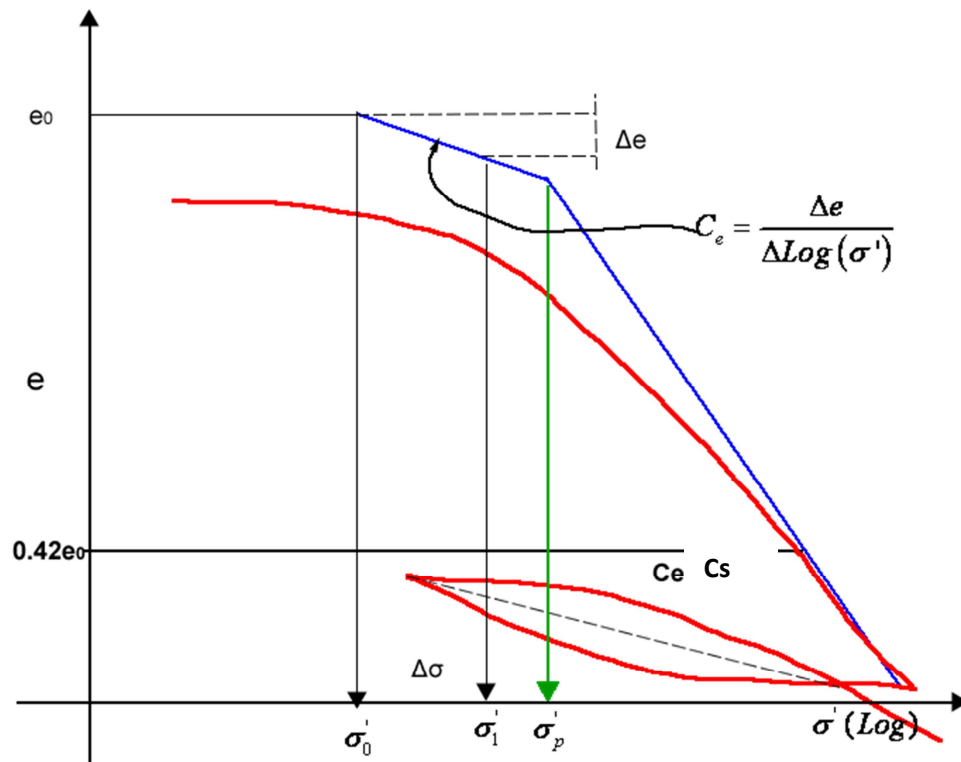
Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \sum \left[\frac{H_i}{1 + e_{0i}} Cc_i \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)_i \right]$$

2.6.2.2 Asentamiento en arcillas pre-consolidadas (schmertmann 1970)

2.6.2.2.1 Caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_0$

Figura 22. Curva de consolidación para una arcilla pre-consolidada caso $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_0$



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} C_s \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

Donde:

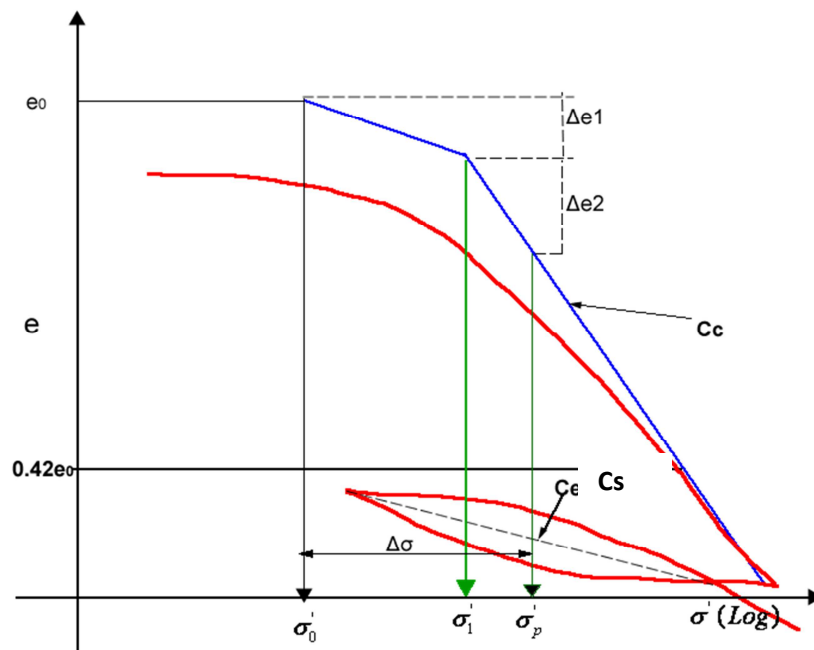
Cs: Índice de expansión

Según Nagarja y Murty (1985) propusieron la siguiente correlación empírica:

$$C_s = 0.0463 \frac{LL\%}{100} G_s$$

2.6.2.2.2 Caso $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_0$

Figura 23. Curva de consolidación para una arcilla pre-consolidada caso $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_0$



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

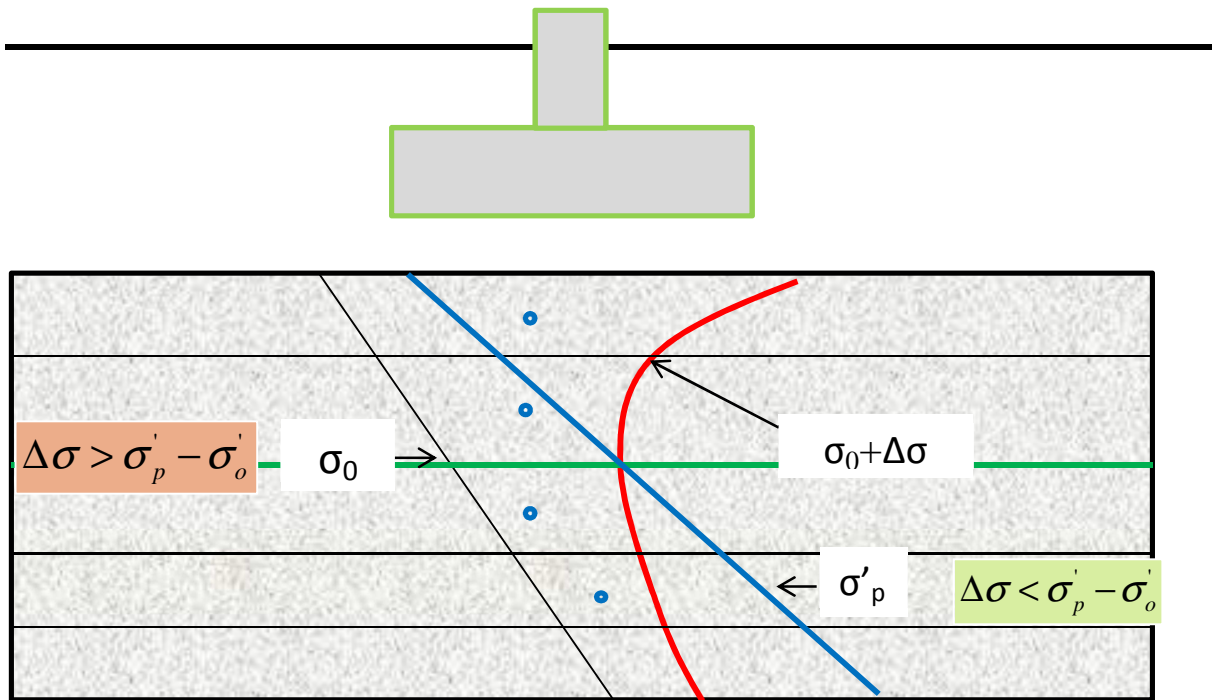
$$\rho = \frac{H}{1 + e_0} \left[C_s \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Donde:

Cs: Índice de expansión

Para un número arbitrario de capas se determina la profundidad desde la cual el incremento de esfuerzo es mayor y menor que el de pre-consolidación.

Figura 24. Asentamiento por consolidación para arcillas pre-consolidada con un número arbitrario de capas.



Fuente: Tomado y adoptado de DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

$$\rho = \sum \left(\frac{H_i}{1 + e_{oi}} \right) \left[C_{s_i} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right)_i + C_{c_i} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

$$\rho = \sum \left[\frac{H_i}{1 + e_{oi}} * C_{s_i} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right)_i \right]$$

2.6.3 Deformaciones por consolidación primaria

Es la reducción del volumen de la masa de un suelo originada por la aplicación de una carga permanente y la expulsión del agua de los vacíos, acompañada por una transferencia de carga del agua a las partículas sólidas del suelo.

En la consolidación primaria el más importante son las arcillas inorgánicas y limos¹⁰.

2.6.4 Deformaciones por consolidación secundaria

Reducción en el volumen de la masa del suelo, causada por la aplicación de una carga permanente y el acomodo de la estructura interna de su masa, luego de que la mayor parte de la carga ha sido transferida a las partículas sólidas del suelo.

Es la consecuencia del ajuste plástico de la estructura del suelo y es sucedido de la consolidación primaria, es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo. Es un asentamiento que sucede en el tiempo a esfuerzo constante, es consecuencia del reajuste de la estructura del suelo. Se presume que materiales con alto contenido orgánico presenten este comportamiento (arcillas orgánicas). Cabe mencionar que además existen otros tipos de deformaciones debidos a causas en los procesos constructivos, es tal el caso de los asentamientos generados por las excavaciones en las cercanías, por vibraciones, por aumentarse la carga en las zonas aledañas, etc. Además de éstos existen los colapsos o grandes desplazamiento del suelo de soporte cuando se sobrecarga una fundación o a los derrumbes debidos a erosión y desplazamientos geológicos, estos dos últimas deformaciones son prácticamente indescifrables, por lo cual no se tratan de cuantificar sino que se trata de utilizar medidas preventivas o evitar áreas donde pueda presentarse¹⁰.

El asiento secundario se calcula según la razón:

$$\Delta H_s = HC_s \text{Log} \left(\frac{T}{T_{100}} \right)$$

Donde:

H es la altura del estrato en fase de consolidación;

Cs es el índice de expansión

T tiempo en que se desea calcular el asiento secundario;

T₁₀₀ 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 Cs se puede considerar constante mientras se da el asiento secundario.

2.6.5 Asentamiento tolerable de las fundaciones de estructuras

Es de vital importancia establecer cuál es la deformación tolerable de la estructura, para poder confrontarlo con la deformación calculada, pues se debe garantizar que las deformaciones no afectaran el comportamiento estructural de la edificación.

Para establecer los límites de deformaciones totales se aconseja dirigirse al capítulo H.4.9.2 de la NSR-10:

Las deformaciones totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

H.4.9.3 Los límites para deformaciones diferenciales: Las deformaciones diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla 16., expresados en función de L , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción¹¹.

Tabla 16. Valores máximos de deformaciones o asentamientos diferenciales.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ máx
Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L/1000$
Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$L/500$
Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	$L/300$
Edificaciones en estructuras metálicas, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	$L/160$

Fuente: Norma Sismo Resistente NSR-10

¹¹ Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR 10 (2010). Bogotá. Título H, y Título G.

3. METODOLOGÍA

A partir de la recopilación de antecedentes y en la consulta de estudios previos realizados en el área de interés: "CONSTRUCCIÓN DEL CUARTO DE CONTROL ESTACIÓN 3 ZONA INDUSTRIAL - YONDÓ", nos permite la recolección de ensayos de laboratorio y registros de deformaciones elásticas "reales" medidos en campo por medio de la topografía.

Para los cálculos de capacidades portantes se hizo uso del software LOADCAP, el cual facilita el análisis por las diferentes ecuaciones tradicionales de Terzaghi, Meyerhoft, Hansen, Vesic y Brinch – Hansen.

Para el análisis de los asentamientos inmediatos y por consolidación se realiza por medio de las teorías tradicionales y mediante el uso del software de elementos finitos PLAXIS 3D (asentamientos inmediatos) y PLAXIS 2D (asentamientos por consolidación).

Esto con el fin de comparar los resultados obtenidos por los dos métodos.

Dentro de los parámetros requeridos para la modelación utilizando los programas se hizo necesario la obtención de otros parámetros geomecánicos tales como: pesos unitarios, módulos de Young, coeficientes de Poisson, ángulo de fricción y cohesiones.

Dichos parámetros fueron calculados a partir de correlaciones, debido a la dificultad para la obtención de muestras inalteradas en campo.

Ver en anexos cuadro de resumen de parámetros geomecánicos.

A continuación se muestra el procedimiento para el uso del software de LOADCAP para los cálculos de capacidades portantes:

3.1 CALCULO DE CAPACIDADES PORTANTES

3.1.1 Datos generales

Permite incluir los datos del proyecto tales como: descripción, proyectista, Cliente, fecha, tipo del terreno, corrección de parámetros según Terzaghi y la acción sísmica. Ver figura 25.

3.1.1.1 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 la derecha las texturas. Ver figura 26.

3.1.1.2 Datos sistema de cimentación

Con este comando LoadCap permite definir todos los datos geométricos relativos al tipo de cimentación seleccionada bien sea zapata corrida, aislada, losa, cimentación circular; a la presencia de una subcimentación; del perfil del terreno y de la profundidad del nivel freático. Ver figura 27.

3.1.1.3 Estratigrafía

Muestra una tabla donde permite observar, revisar y/o modificar los parámetros geotécnicos (introducidos inicialmente en los materiales de *Database terrenos*) de cada estrato y la textura a asociada al mismo: número de estratos, database de terrenos, altura del estrato, peso específico del suelo, peso específico del suelo saturado, cohesión, modulo elástico, módulo edométrico, datos adicionales (coeficientes de consolidación primaria y secundaria), texturas y descripciones del suelo. Ver figura 29.

3.1.1.4 Input gráfico

Esta opción nos facilita cuatro comandos: introducir estrato, modificar espesor, asignar terreno y eliminar estrato.

Figura 25. Datos generales de entrada al software.

Trabajo

Corrección parámetros Terzaghi
Para suelos predominantemente arenosos, Terzaghi sugiere aplicar una corrección en el cálculo de los parámetros geotécnicos, lo que reduce la cohesión $2/3$ y la tangente de la corte a $0,67 \tan(\phi)$.

Descripción
Trabajo de aplicación "Maestría en Geotecnia"

El proyectista
Andrea Remolina Manosalva

Cliente
Estación 3

Fecha
miércoles, 16 de marzo de 2016

Zona
Lat./ Long. [WGS84] 0 0

Tipo terreno
Tipo terreno: Suelto

Corrección parámetros Terzaghi
☐ Corrección cohesión ($2/3c$)
☐ Corrección Ángulo de rozamiento interno ($\arctg(0.67 \cdot \tan(\phi))$)

Acción sísmica
Acción sísmica: D.M. 88/96

Cálculo coeficientes sísmicos

 Aceleración máxima (ag/g): 0.15

Coeficientes sísmicos

Coeficiente intensidad sísmica terreno	Khk	0.0938
Coeficiente intensidad sísmica estructura	Khi	0.0469

Efecto sísmico según
Ningún efecto sísmico

Figura 26. Ventana de la base de datos de materiales.

The screenshot shows a software window titled "&Database terrenos...". It is divided into three main sections: a left sidebar, a central data entry area, and a right sidebar.

Left Sidebar (Materiales): A tree view under "Terrenos" listing various soil types. "ARCILLA 2" is selected and highlighted in blue.

Central Area (Datos generales): Contains input fields for material properties.

- Tipo terreno:** Dropdown menu set to "Con cohesión".
- Código:** Text field containing "ARCILLA 2".
- Descripción:** Text field containing "Material arcilloso".
- Peso específico (kN/m³):** Text field with value "13.0".
- Peso específico saturado (kN/m³):** Text field with value "18.5".
- Ángulo de resistencia al corte (°):** Text field with value "26".
- Cohesión (kN/m²):** Text field with value "21.1".
- Cohesión sin drenar (kN/m²):** Text field with value "0.0".
- Asientos:**
 - Módulo elástico (kN/m²):** Text field with value "5025.0".
 - Coeficiente de Poisson:** Text field with value "0.37".
 - Grado sobreconsolidación (OCR):** Text field.
 - Referencia a:** Dropdown menu set to "Módulo edométrico".
 - Módulo edométrico (kN/m²):** Text field with value "8715".
 - Coef. consolidación secundaria Cs:** Text field with value "0".
 - Coef. consolidac. primaria Cv (cm²/s):** Text field with value "0".
 - Parámetro RR=Cr/(1+eo):** Text field with value "0".
 - Parámetro CR=Cc/(1+eo):** Text field with value "0".
- Asiento post-sísmico:**
 - Índice vacíos (e0 %):** Text field with value "1.08".
 - Índice plasticidad (IPL %):** Text field with value "15.85".
 - Módulo corte estático (kN/m²) (G):** Text field with value "3189.0".
 - Índice compresión (Cc):** Text field with value ".25".
 - Coeficiente experimental (alfa=1):** Text field with value "1".

Right Sidebar:

- Buttons: "Sin cohesión", "Con c", and a right arrow button.
- A large empty rectangular area for notes or additional data.
- Textura:** A blue rectangular button.

Bottom: Two buttons: "Export..." and "OK".

Figura 27. Ventana de los datos del sistema de cimentación.

Datos sistema cimentación

Cimentación aislada

Tipo de cimentación: Aislada

Longitud cimentación: L= 1 [m]

Anchura cimentación: B= 1 [m]

Base cimentación, derecha: BR= 0.3 [m]

Base cimentación, izquierda: BL= 0.3 [m]

Altura inferior cimentación: HI= 0.5 [m]

Altura superior cimentación: HS= 0.5 [m]

Prof. plano de cimentación: D= 1 [m]

Altura de empotramiento: HF= 1 [m]

Inclinación plano de cimentación: IP= 0 [°]

☒ Altura empotramiento = Profundidad plano cimentación

Subcimentación

Saliente, Altura: 0 0 [m]

Perfil terreno y nivel freático

Extensión terreno a la izquierda: EL= 1 [m]

Extensión terreno a la derecha: ER= 6.7 [m]

Inclinación talud: IS= 27 27 [°]

Distancia cimentación talud: DS= 1 1 [m]

Profundidad nivel freático del PC: 4.5 [m]

Aplicar OK Anular ?

Figura 28. Ventana del perfil del suelo.

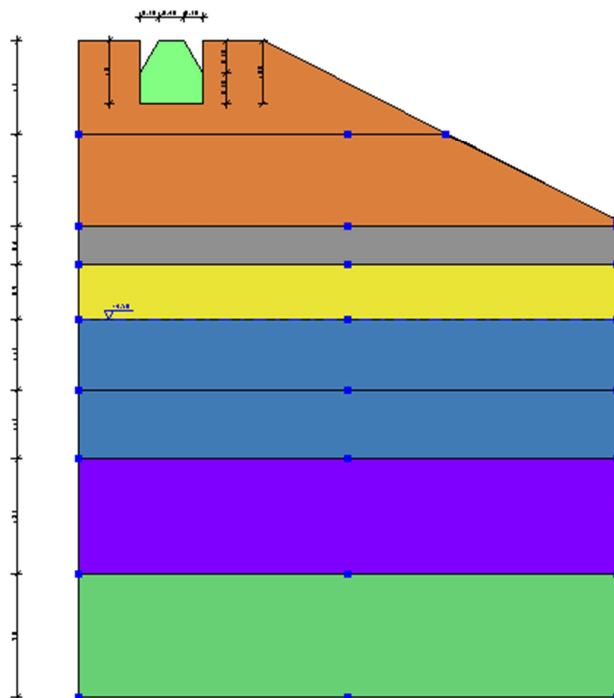


Figura 29. Ventana de estratigrafía.

Estratigrafía terreno

Estratigrafía

Nr. Estratigrafías...

Estratigrafía Nr.1

Descripción

Estratigrafía Nr.1

Nº	DB	Espesor del estrato (m)	Gk (kN/m³)	Gk Saturado (kN/m³)	Fik (°)	ck (kN/m²)	cuk (kN/m²)	Eyk (kN/m²)	Edk (kN/m²)	Datos adicionales	Texture	Descripción
1		1.50	18.5	20.1	35	2.0	0.0	13500.0	25166.0			Material de
2		1.50	18.5	20.1	35	2.0	0.0	13500.0	25166.0			Material de
3		0.60	20.2	22.5	41	1.0	0.0	19000.0	22756.0			Base
4		0.90	12.0	17.0	28	21.1	0.0	5813.0	8984.0			Material
5		1.13	13.0	18.5	26	21.1	0.0	5025.0	8715.0			Material
6		1.13	13.0	18.5	26	21.1	0.0	5025.0	8715.0			Material
7		1.85	14.0	19.0	32	21.1	0.0	7500.0	10636.0			Material

Nspst - Licuefacción

La licuefacción de un depósito arenoso con nivel freático no existe si: a) El valor de Nspst' (corregido-normalizado) es > 25 con contenido fino ausente. b) El valor de Nspst' (corregido-normalizado)

Nº	Inclinación estrato (°)	Clay Fraction (%)	Nspst	Comportamiento geotécnico	Coef. Poisson
1	0	0	25	Sin cohesión	0.31
2	0	0	25	Sin cohesión	0.31

Colapso por desplazamiento

Adhesión terreno cimentación (kN/m²)

0

Áng. rozamiento terreno cimentación

0 °

Fracción empuje pasivo

0 %

Sin cohesión

C

Texturas sin instalar o carpeta equivocada.

OK

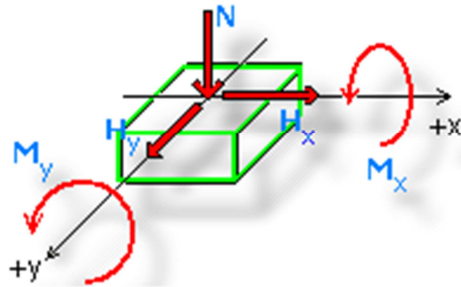
Anular

?

3.1.1.5 Cargas

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

Figura 30. Convención del signo de las solicitaciones.



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**).

Figura 31. Ventana selección del tipo de carga.

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	Carga última	306.79	0	0	0	0	0	Proyecto

Nr	Corrección sísmica (Ninguna)	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	3	3

Exportar en formato RTF... Ok ?

3.1.2 Carga última

Para el cálculo de la carga última se puede elegir entre varios autores: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic y Brinch – Hansen.

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. Para este caso aplica la condición drenada y el cálculo según el promedio ponderado de las estratificaciones, dado que esta opción permite estimar la carga última de la cimentación considerando como parámetros geotécnicos aquellos obtenidos con el promedio ponderado de los parámetros de los estratos individuales.

Figura 32. Ventana de cargas para selección de opciones de análisis.

The screenshot shows the 'Carga última' (Ultimate Load) software interface. The 'Opciones de análisis (DC)' menu is open, showing the following options:

- ☒ Condición drenada
- ☐ Condición no drenada
- ☒ Cálculo según el promedio ponderado de las estratificaciones
- ☐ Método clásico
- Condición desfavorable en: Carga última

The main window contains several tables:

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)
1	Carga última	0	0	0

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica (Ninguna)	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	3	3

Resultados

Carga última vertical

Nombre combinación	Autor	Carga última [Qult] (kN/m²)	Resistencia de proyecto [Rd] (kN/m²)	Tensión [Ed] (kN/m²)	Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	Condición de comprobación [Ed<Rd]	Tipo ruptura	Constante subsuelo (kN/m³)
*	TERZAGHI	920.37	306.79	0.00	--	--	*	36814.91
	MEYERHOF	1387.13	462.38	0.00	--	--	*	55485.10
	VESIC (1975)	1252.45	417.48	0.00	--	--	*	50098.03
	Brinch - Hansen	1205.10	401.70	0.00	--	--	*	48204.00

Buttons at the bottom: Exportar en formato RTE..., Carga última, Ok, ?

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.

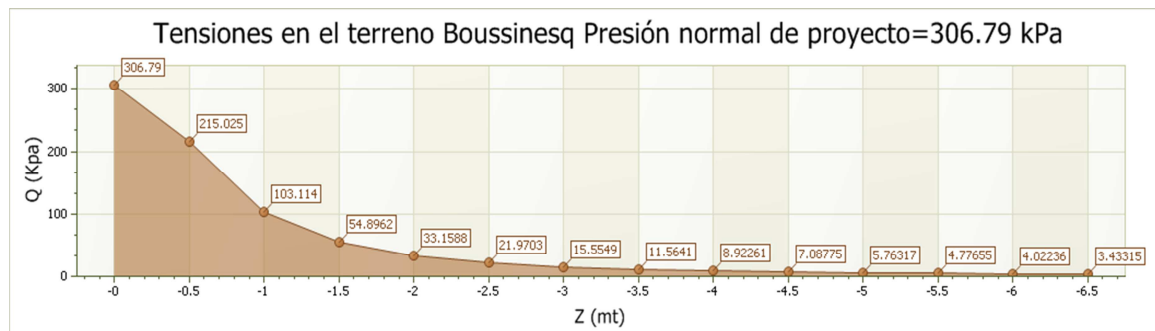
Para el cálculo del *coeficiente de balasto* k_s el programa propone la fórmula adoptada por Bowles.

3.1.3 Gráficos

3.1.3.1 Diagrama de 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). En este caso se hizo uso de la teoría de Boussinesq.

Figura 33. Gráfico de tensiones según Boussinesq.



3.1.3.2 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.

Figura 34. Tabla de parámetros gráficos.

Parámetros gráficos

Gráfico Qlim-D

Profundidad del plano de cimentación inicial [m]

Profundidad del plano de cimentación final [m]

Intervalo profundidad plano de cimentación [m]

Gráfico Qlim-B

Anchura mínima cimentación [m]

Anchura máxima cimentación [m]

Intervalo variación anchura [m]

Variación longitud

Longitud mínima cimentación [m]

Longitud máxima cimentación [m]

Intervalo variación longitud [m]

Diagrama tensiones...

Presión normal de proyecto [kN/m²]

☒ Boussinesq ☐ Westergaard

Volver a los valores preestablecidos Ok ?

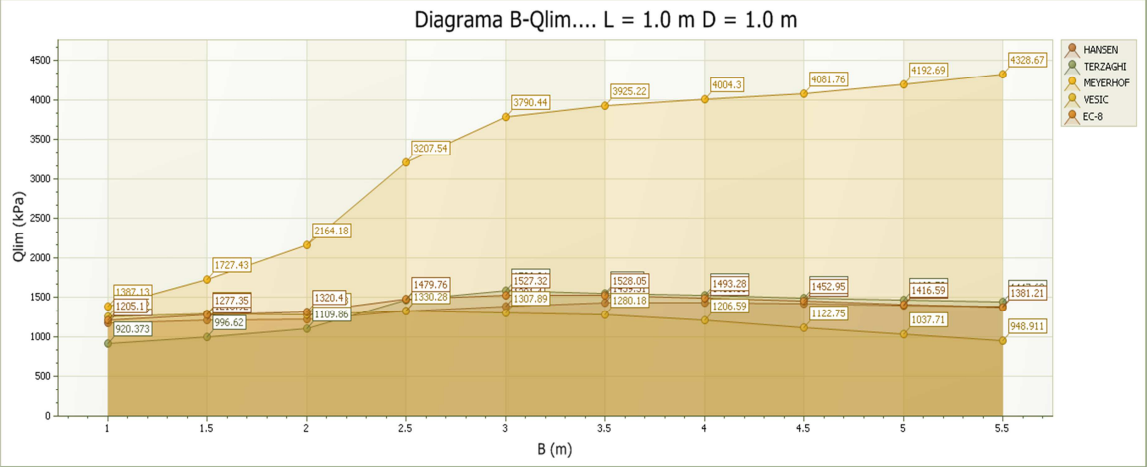
3.1.3.3 Informe diagramas

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.

3.1.3.4 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.

Figura 35. Gráfico Carga última – Profundidad (B-Qlim).



Ver Anexo.

Finalmente se da clic en la opción *Exportar* para así obtener el resumen de los cálculos realizados de las capacidades portantes por los diferentes autores, obteniendo los siguientes resultados:

DATOS GENERALES

=====	
Anchura cimentación	1.0 m
Longitud cimentación	1.0 m
Profundidad plano de cimentación	1.0 m
Altura de empotramiento	1.0 m
Inclinación talud	27.0 °
Distancia cimentación talud	1.0 m
Profundidad nivel freático	4.5
=====	

ESTRATIGRAFÍA TERRENO

DH: Espesor del estrato; γ_{unsat} : Peso específico seco; γ_{sat} : Peso específico saturado; ϕ : Ángulo de rozamiento interno; Cohesión; E: Módulo elástico; ν : Relación de Poisson.

Tabla 17. Parámetros para cálculo de la capacidad portante.

DH	γ_{unsat}	γ_{sat}	ϕ	c	E	ν
[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
1.5	18.5	20.1	35.0	2.0	13500.0	0.31
1.5	18.5	20.1	35.0	2.0	13500.0	0.31
0.6	20.2	22.5	41.0	1.0	19000.0	0.20
0.9	12.0	17.0	28.0	21.1	5813.0	0.34
1.13	13.0	18.5	26.0	21.1	4721.0	0.37
1.13	13.0	18.5	26.0	21.1	4721.0	0.37
1.85	14.0	19.0	30.0	21.1	5695.0	0.33
2.0	15.0	20.0	30.0	21.1	5565.0	0.33

Tabla 18. Cargas de proyecto actuantes en cimentación.

Nr.	Nombre combinación	Presión normal de proyecto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carga última	306.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proyecto

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última

Autor: TERZAGHI (1955)

Carga última [Qult] 920.37 kN/m²

Resistencia de proyecto [Rd] 306.79 kN/m²

Tensión [Ed] 306.79 kN/m²

Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed] 3.0

Condición de comprobación [Ed<=Rd] Comprobado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Constante di Winkler 36814.91 kN/m³

- **Carga última**

Autor: HANSEN (1970) (Condición drenada)

=====

Factor [Nq] 26.29

Factor [Nc] 46.12

Factor [Ng] 33.92

Factor forma [Sc] 1.72

Factor profundidad [Dc] 1.0

Factor inclinación cargas [Ic] 1.0

Factor inclinación talud [Gc] 1.0

Factor inclinación base [Bc] 1.0

Factor forma [Sq] 1.7

Factor profundidad [Dq] 1.0

Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.6
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	1174.15 kN/m ²
Resistencia de proyecto	391.38 kN/m ²
Condición de comprobación [Ed<=Rd]	Comprobado

Autor: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	26.29
Factor [Nc]	46.12
Factor [Ng]	42.43
Factor forma [Sc]	1.3
Factor forma [Sg]	0.8
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0

Factor corrección sísmico inercial [zg] 1.0

Factor corrección sísmico inercial [zc] 1.0

=====

Carga última	920.37 kN/m²
---------------------	--------------------------------

Resistencia de proyecto	306.79 kN/m²
--------------------------------	--------------------------------

Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado

=====

Autor: MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

=====

Factor [Nq]	26.29
-------------	-------

Factor [Nc]	46.12
-------------	-------

Factor [Ng]	37.15
-------------	-------

Factor forma [Sc]	1.74
-------------------	------

Factor profundidad [Dc]	1.0
-------------------------	-----

Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
--------------------------------	-----

Factor forma [Sq]	1.37
-------------------	------

Factor profundidad [Dq]	1.0
-------------------------	-----

Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
--------------------------------	-----

Factor forma [Sg]	1.37
-------------------	------

Factor profundidad [Dg]	1.19
-------------------------	------

Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
--------------------------------	-----

Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
---	-----

Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
---	-----

Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
---	-----

=====	
Carga última	1387.13 kN/m ²
Resistencia de proyecto	462.38 kN/m ²
Condición de comprobación [Ed<=Rd]Comprobado	

=====

Autor: VESIC (1975) (Condición drenada)

=====	
Factor [Nq]	26.29
Factor [Nc]	46.12
Factor [Ng]	48.03
Factor forma [Sc]	1.72
Factor profundidad [Dc]	1.0
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.7
Factor profundidad [Dq]	1.0
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.6
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0

Factor inclinación base [Bg] 1.0

Factor corrección sísmico inercial [zq] 1.0

Factor corrección sísmico inercial [zg] 1.0

Factor corrección sísmico inercial [zc] 1.0

=====

Carga última 1252.45 kN/m²

Resistencia de proyecto 417.48 kN/m²

Condición de comprobación [Ed<=Rd] Comprobado

=====

Autor: Brinch - Hansen 1970 (Condición drenada)

=====

Factor [Nq] 26.29

Factor [Nc] 46.12

Factor [Ng] 45.23

Factor forma [Sc] 1.59

Factor profundidad [Dc] 1.0

Factor inclinación cargas [Ic] 1.0

Factor inclinación talud [Gc] 1.0

Factor inclinación base [Bc] 1.0

Factor forma [Sq] 1.57

Factor profundidad [Dq] 1.0

Factor inclinación cargas [Iq] 1.0

Factor inclinación talud [Gq] 1.0

Factor inclinación base [Bq] 1.0

Factor forma [Sg]	0.7
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

=====	
Carga última	1205.1 kN/m²
Resistencia de proyecto	401.7 kN/m²
Condición de comprobación [Ed<=Rd]	Comprobado
=====	

3.2 DEFORMACIONES O ASENTAMIENTOS

3.2.1 Deformaciones elásticas o inmediatos mediante la teoría clásica

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

$$\rho = \frac{q_c * B * (1 - \nu^2)}{E} C'_d$$

Para ello, se tiene el siguiente perfil de suelo junto con sus respectivos parámetros:

Figura 36. Perfil de suelo con la carga del muro.

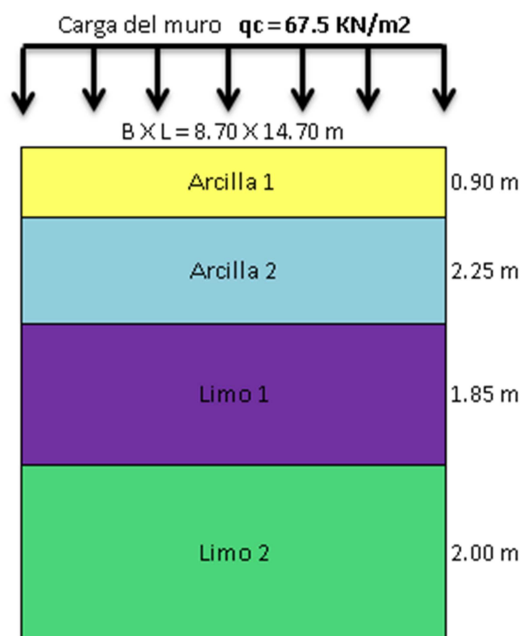


Tabla 19. Parámetros del suelo para el cálculo de asentamientos elásticos.

TIPO DE MATERIAL	ESPESOR ESTRATOS (m)	γ_{unsat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν
Relleno muro	3.00	18.5	20.10	13500	0.31
Base granular	0.60	20.2	22.5	19000	0.20
Arcilla 1	0.90	12.0	17.0	5813	0.34
Arcilla 2	2.25	13.0	18.5	4721	0.37
Limo 1	1.85	14.0	19.0	5695	0.33
Limo 2	2.00	15.0	20.0	5565	0.33

Inicialmente se calculan los asentamientos elásticos generados por la carga del muro.

La carga del muro se calcula así:

$$q_c = \gamma_{unsat} * H = 18.5 * 3 + 12 * 0.6 = 67.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Luego haciendo uso de la ecuación de la teoría de elasticidad (Timoshenko y Goodier), se obtienen los siguientes asentamientos elásticos generados por el muro:

Tabla 20. Deformaciones elásticas en los diferentes estratos generados por el muro.

ESTRATO No. 1 (Arcilla 1)			
H (m)	0.90	H/B	0.10
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.09
ρ_1 (m)		0.008	

ESTRATO No. 2 (Arcilla 2)			
H (m)	3.15	H/B	0.36
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.34
ρ_{2a} (m)		0.037	

ESTRATO No. 2 (Arcilla 2)			
H (m)	0.90	H/B	0.10
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.09
ρ_{2b} (m)		0.010	

ρ_2 (m) **0.027**

ESTRATO No. 3 (Limo 1)			
H (m)	5.00	H/B	0.57
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.54

ρ_{3a} (m) 0.050

ESTRATO No. 3 (Limo 1)			
H (m)	3.15	H/B	0.36
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.34

ρ_{3b} (m) 0.050

ρ_3 (m) 0.018

ESTRATO No. 4 (Limo 2)			
H (m)	7.00	H/B	0.80
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.75

ρ_{4a} (m) 0.071

ESTRATO No. 4 (Limo 2)			
H (m)	5.00	H/B	0.57
B (m)	8.7		
L (m)	14.7	L/B	1.69
qc (KN/m2)	67.56	C'd	0.54

ρ_{4b} (m) 0.051

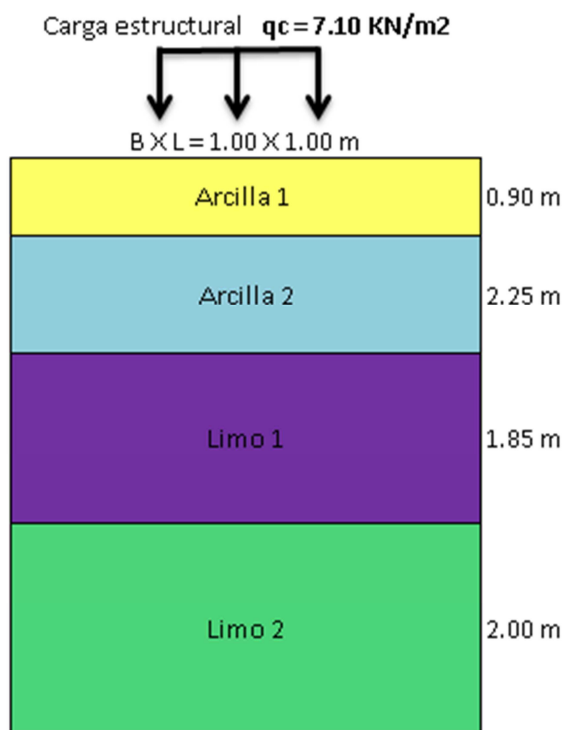
ρ_4 (m) 0.020

ρ elásticos muro (m) 0.073

ρ elásticos muro (cm) 7.307

Posteriormente se realiza el mismo procedimiento para la carga de la estructura.

Figura 37. Perfil de suelo con la carga de la estructura.



Carga dada por el ingeniero estructural para el cimiento:

$$q_c = 7.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Tabla 21. Deformaciones elásticas en los diferentes estratos generados por la carga estructural.

ESTRATO No. 1 (Arcilla 1)			
H (m)	0.90	H/B	0.90
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
q_c (KN/m ²)	7.1	C'd	0.68
ρ_1 (m)	0.001		

ESTRATO No. 2 (Arcilla 2)			
H (m)	3.15	H/B	3.15
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	1

ρ_{2a} (m) 0.0013

ESTRATO No. 2 (Arcilla 2)			
H (m)	0.90	H/B	0.90
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	0.68

ρ_{2b} (m) 0.0009

ρ_2 (m) 0.0004

ESTRATO No. 3 (Limo 1)			
H (m)	5.00	H/B	5.00
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	1.05

ρ_{3a} (m) 0.00117

ESTRATO No. (Limo 1)			
H (m)	3.15	H/B	3.15
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	1

ρ_{3b} (m) 0.00111

ρ_3 (m) 0.00006

ESTRATO No. 4 (Limo 2)			
H (m)	7.00	H/B	7.00
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	1.12

ρ_{4a} (m) 0.0013

ESTRATO No. 4 (Limo 2)			
H (m)	5.00	H/B	5.00
B (m)	1		
L (m)	1	L/B	1.00
qc (KN/m2)	7.1	C'd	1.05

ρ_{4b} (m) 0.0012

ρ_4 (m) 0.0001

ρ elásticos estructura (m) 0.001

ρ elásticos estructura (cm) 0.129

Los asentamientos elásticos totales obtenidos fueron de:

ρ elásticos totales (m) 0.074

ρ elásticos totales (cm) 7.436

Seguidamente se procede a analizar el muro por medio de del software de elementos finitos PLAXIS 3D (versión 8.5)¹², para el cálculo de los asentamientos inmediatos.

3.2.2 Deformaciones elásticas o inmediatos mediante elementos finitos (plaxis 3d)

El planteamiento que a continuación se va a describir tiene por objeto modelar y/o simular el posible comportamiento de la estructura (muro en tierra armada), el cual cuenta con las siguientes fases para el manejo del software: Introducción de datos y pre-procesador 3D, cálculos y Post-procesos de los resultados. En este análisis se pretende el cálculo de deformaciones en la estructura.

3.2.2.1 Introducción de datos y pre-procesador 3d

3.2.2.1.1 Geometría de entrada

Inicialmente se establecen los parámetros básicos del modelo de elementos finitos. Esto se hace en la ventana de *File – New*. En esta ventana se incluye la descripción del problema, el tipo de análisis, los elementos de tipo básico, las unidades básicas y las dimensiones para el dibujo.

¹² R.B.J. Brinkgreve. Manual de plaxis. Países Bajos. Plaxis b.v. 2004.

Figura 38. Ventana de configuración general (General Settings).

The figure displays two screenshots of the 'General Settings' dialog box, showing the 'Project' and 'Dimensions' tabs.

Top Screenshot (Project Tab):

- Project:**
 - Filename: MURO PRUEBA.PF3
 - Directory: C:\Users\ANDREA\Desktop\MURC
 - Title: MURO ESTACION 3
- Comments:** (Empty text area)
- General:**
 - Gravity: 1.0 G (-Y)
 - Earth gravity: 9,800 m/s²
 - γ_{water} : 10,000 kN/m³
- Buttons:** Next, OK, Cancel, Help

Bottom Screenshot (Dimensions Tab):

- Units:**
 - Length: m
 - Force: kN
 - Time: day
 - Stress: kN/m²
 - Weights: kN/m³
- Geometry Dimensions:**
 - Xmin: -15,000 m
 - Xmax: 15,000 m
 - Zmin: -15,000 m
 - Zmax: 15,000 m
- Grid:**
 - Spacing: 1,000 m
 - Number of intervals: 1
- Buttons:** Next, OK, Cancel, Help

3.2.2.1.2 Geometría del contorno

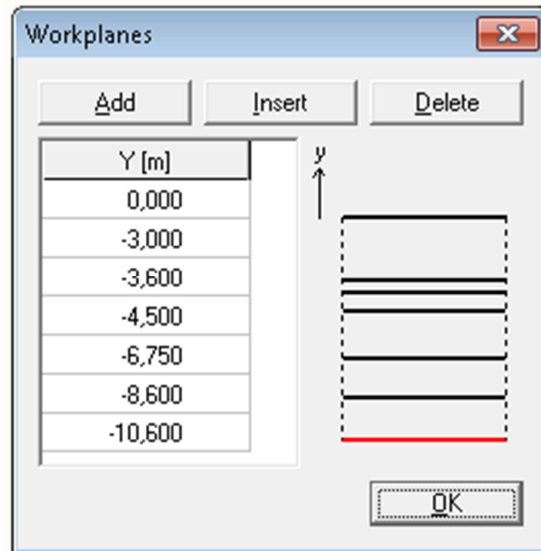
Una vez realizada la configuración general, se empieza a dibujar la geometría con la línea geométrica (*Geometry Line*). Al seleccionar este icono, se introducen las coordenadas escribiéndolas en la línea de instrucciones de la siguiente manera: (x y).

Coordenadas de la geometría a interés: (-4.35 -7.35), (4.35 -7.35), (-4.35 7.35), (4.35 7.35).

3.2.2.1.3 Planos de trabajo

Esta opción de planos de trabajo (workplanes) permite definir las profundidades dependiendo del número de estratos elegidos para el diseño del muro.

Figura 39. Ventana de workplanes.



3.2.2.1.4 Propiedades del material

En Plaxis 3D las propiedades del suelo y de los materiales que constituyen las estructuras son almacenadas en conjuntos de datos de los materiales.

La base de datos de materiales puede ser activada seleccionando la opción *Materials – Soils and interfaces*. Si se desea crear una base nueva de materiales que no existen en la actual base, se da clic en *new* en la parte inferior de la ventana *material sets*. Se pueden crear varios conjuntos de datos para distinguir entre diferentes capas de suelo. Las propiedades que se especifican en cada conjunto de datos se clasifican en tres categorías: *General*, *Parameters* e *Interfaces*. Cada categoría tiene asociada una pestaña dentro de la correspondiente ventana.

- La pestaña *general*, contiene el tipo de modelo constitutivo del suelo, el tipo de comportamiento del suelo (drenado, no drenado o poroso) y las propiedades generales del suelo tales como el peso específico.
- La pestaña *Parameters* contiene los parámetros de rigidez y de resistencia correspondientes al modelo constitutivo seleccionado.

- La pestaña *Interfaces* contiene los parámetros que relacionan las propiedades de las interfaces con las propiedades del suelo. En este caso será *Rigido* porque se quiere que la interfaz no altere la resistencia del suelo que le rodea.

Ver figura 39.

Tabla 22. Resumen de parámetros para el material de relleno.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Relleno	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	18.5	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	20.1	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	13500.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.31	
Cohesión	c ref	2.0	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	35.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Tabla 23. Resumen de parámetros para el material de base granular.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Base granular	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	20.2	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	22.5	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	19000.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.20	
Cohesión	c ref	1.0	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	41.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Tabla 24. Resumen de parámetros para el material arcilla 1.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Arcilla 1	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	12	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	17	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	5813.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.34	
Cohesión	c ref	21.1	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	28.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Tabla 25. Resumen de parámetros para el material arcilla 2.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Arcilla 2	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	13	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	18.5	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	4721.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.37	
Cohesión	c ref	21.1	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	26.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Tabla 26. Resumen de parámetros para el material limo 1.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Limo 1	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	14	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	19	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	5695.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.33	
Cohesión	c ref	21.1	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	30.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Tabla 27. Resumen de parámetros para el material limo 2.

PARÁMETRO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
GENERAL			
Nombre del material	Identification	Limo 2	-
Modelo de material	Model	Mohr-Coulomb	-
Tipo de material	Type	Drained	-
Peso específico del suelo	γ_{unsat}	15	KN/m ³
Peso específico saturado del suelo	γ_{sat}	20	KN/m ³
PARAMETERS			
Módulo de Young	E ref	5565.0	KN/m ²
Coeficiente de poisson	ν	0.33	
Cohesión	c ref	21.1	KN/m ²
Ángulo de fricción	ϕ	30.0	°
Ángulo de dilatancia	ψ	0.0	°
INTERFACES			
Tipo de material	Strength	Rigid	-

Figura 40. Ventana de propiedades del material arcilloso.

The figure displays three sequential screenshots of the 'Mohr-Coulomb - Arcilloso 1' dialog box, showing the configuration of material properties for a clay material.

Top Screenshot (General Tab):

- Material Set:**
 - Identification: Arcilloso 1
 - Material model: Mohr-Coulomb
 - Material type: Drained
- General properties:**
 - γ_{unsat} : 12,000 kN/m³
 - γ_{sat} : 17,000 kN/m³
- Comments:** (Empty text area)
- Permeability:** (Empty text area)
- Buttons:** Next, Ok, Cancel, Help

Middle Screenshot (Parameters Tab):

- Stiffness:**
 - E_{ref} : 5813,000 kN/m²
 - ν (nu): 0,340
- Strength:**
 - c_{ref} : 21,100 kN/m²
 - ϕ (phi): 28,000 °
 - ψ (psi): 0,000 °
- Alternatives:**
 - G_{ref} : 2169,030 kN/m²
 - E_{oed} : 8947,000 kN/m²
- Buttons:** Next, Ok, Cancel, Help

Bottom Screenshot (Interfaces Tab):

- Strength:**
 - ☒ Rigid
 - ☐ Manual
- Real interface thickness:**
 - δ_{inter} : 0,000 m
- Buttons:** Next, Ok, Cancel, Help

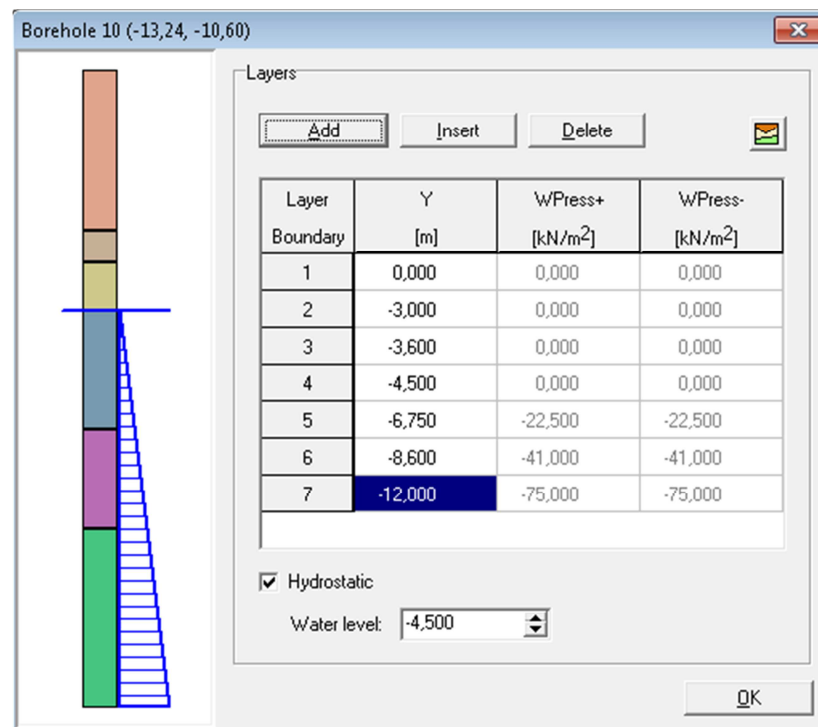
3.2.2.1.5 Borehole

Al igual que en la opción workplane permite insertar los estratos de suelo para la estructura pero adicional se va insertando el tipo de material en la columna estratigráfica. Dando clic en *Hydrostatic* se incluye el nivel freático.

Tener en cuenta que el modelo de construyó a partir del nivel cero hacia abajo. Ver figura 48.

Luego de haber creado el conjunto de datos (material de relleno, base granular, arcilloso y limoso) para este proyecto se arrastran de la ventana de materiales a la columna estratigráfica.

Figura 41. Ventana de Borehole.

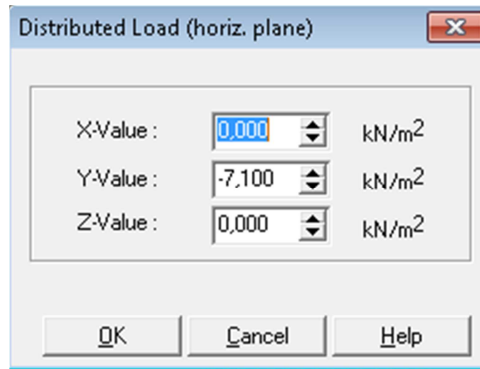


3.2.2.1.6 Aplicación de carga

Para la aplicación de la carga se hace uso de la opción *Loads – Distributed loads (horiz. Planes)*, en seguida de ser activada esta opción se da clic sobre el contorno de la geometría. Para modificar el valor de la carga se da doble clic en la línea geométrica correspondiente y seleccionando el sistema de carga de interés (en

este caso en el eje Y, es decir perpendicular al plano de trabajo) se inserta el valor.

Figura 42. Ventana de introducción de cargas.



3.2.2.1.7 Generación de la malla

Una vez el modelo geométrico se encuentre completamente definido y las propiedades de los materiales han sido asignadas, la geometría ha de ser dividida en elementos finitos con el fin de llevar a cabo los consiguientes cálculos.

La generación de la malla se hace dando clic en *Generate Mesh 2D* y luego se da clic en *Generate Mesh 3D* que funciona como un refinamiento con el fin de que los resultados obtenidos en los cálculos sean mucho más precisos.

Figura 43. Ventana de generación de la malla 2D.

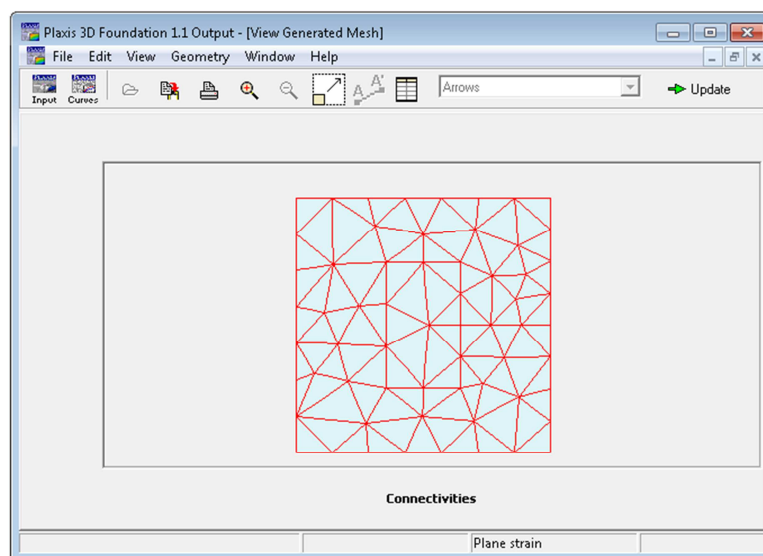
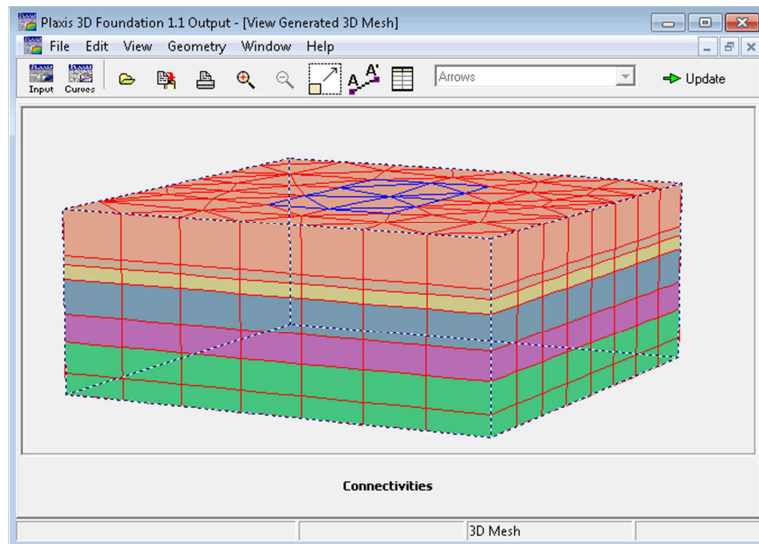


Figura 44. Ventana de generación de la malla 3D.



3.2.2.2 Cálculos

Para el inicio de cálculos, con la generación de la situación inicial del modelo de elementos finitos, se hace clic en *Calculate* en el cual aparece un recuadro de diálogo en el que pide que se guarde los datos.

Para empezar la fase de cálculo se hace necesario definir qué tipos de cálculos se han de llevar a cabo y qué tipo de cargas o de etapas de construcción se han de activar durante los cálculos. Todo ello puede hacerse dentro del programa de cálculo *Calculations*.

Dando clic en *Phases* se insertan las fases en que se dividirá el proyecto, para este caso se tendrán en cuenta tres fases, la fase inicial y la fase I y la fase II.

- **Fase Inicial (Initial phase):** Primeramente se verifica que en los niveles se encuentre el tipo de material adecuado que fue seleccionado inicialmente en *borehole*. Luego ubicándose en el nivel 0.00 y dando clic sobre el modelo se desactiva *Soil below*, y *Distributed load*, es decir que en esta fase no se encuentra la carga del muro, ni la carga distribuida. En general, esta fase comprende las condiciones iniciales de nivel freático, la configuración de la geometría inicial y el estado inicial de tensión efectiva.

Figura 45. Ventana de cálculos (definición de fases).

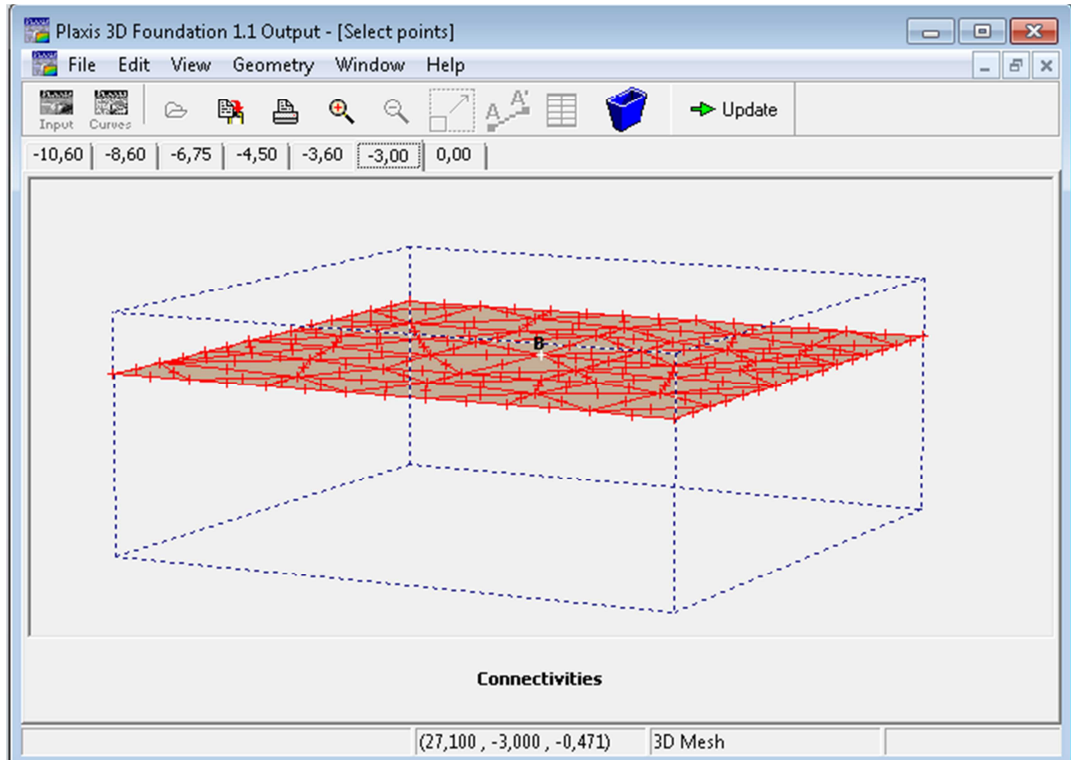
Identification	Phase no.	Start from	First	Last
Initial phase	0	N/A	1	1
Carga muro	1	0	2	2
Carga estructura	2	1	3	4

- **Fase I (Carga muro):** Esta fase adicional a la anterior tiene en cuenta el peso del muro en tierra armada. Por tanto dado click sobre el modelo solo se activa la opción *Soil below*, es decir que ya se tiene en cuenta a partir de ese nivel el suelo hacia abajo.
- **Fase I (Carga estructura):** Con esta etapa se finalizan las fases del modelo, y es donde se aplica la carga al suelo con el peso de la estructura (7.1 KN/m^2) a construir Cuarto de control Estación 3 (adicional a la carga de la Fase I); para ello se da clic sobre el modelo nuevamente y en el recuadro que aparece se activa la opción *Distributed load*.

3.2.2.2.1 Puntos de control

Luego de insertar las fases se da clic en el icono *select points for curves* y aparece una ventana con el modelo en 3D en el cual en cada plano de trabajo (niveles 0.0, -3.0, -3.6, -4.5, -6.75, -8.6 y -10.6 m) se seleccionan los puntos de interés a analizar para las deformaciones y esfuerzos que calcula el software.

Figura 46. Ventana de selección de puntos de control en el nivel -3.00 m.



3.2.2.3 Post-procesos de los resultados

Para finalizar se da clic en el icono *Calculate* para que el software realice los cálculos y se generen las curvas de deformaciones y esfuerzo.

Para obtener la gráfica de desplazamiento se da clic en *Curves* y en seguida aparece una ventana y se da clic en *New Chart* y se selecciona el proyecto de interés, luego se seleccionan el orden de los ejes X y Y para finalmente obtener la curva de desplazamiento.

Las deformaciones calculadas por este software son de $p = 6.805 \text{ cm}$, así como se muestra a continuación.

Figura 47. Gráfico de deformaciones elásticas generadas por PLAXIS 3D.

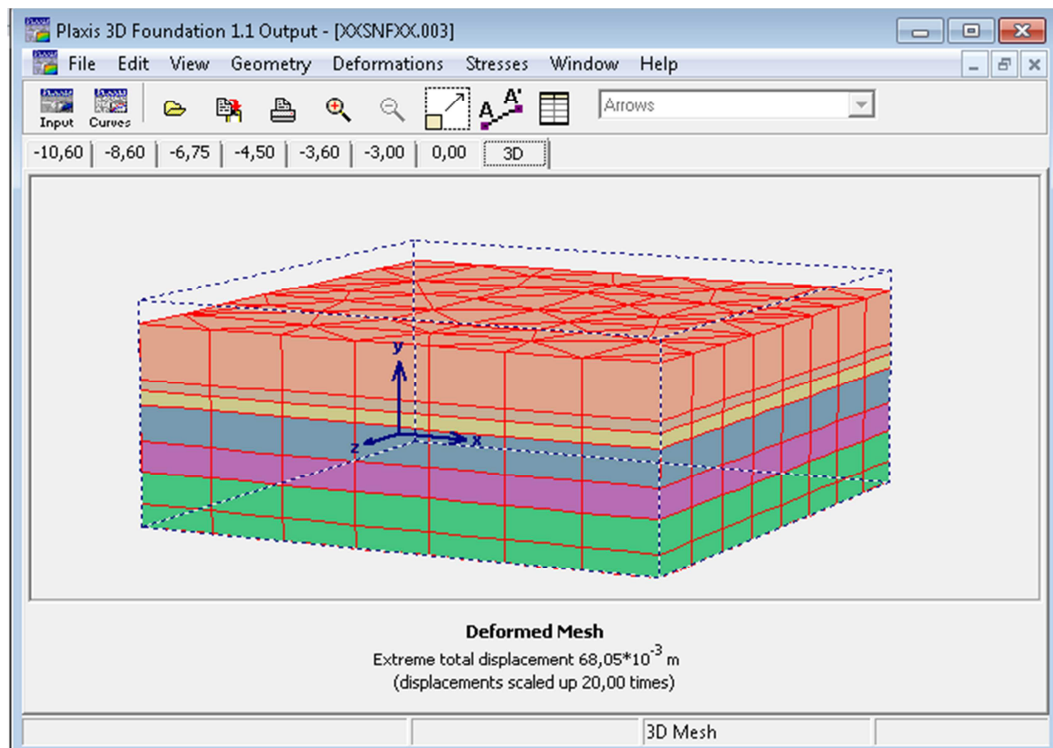
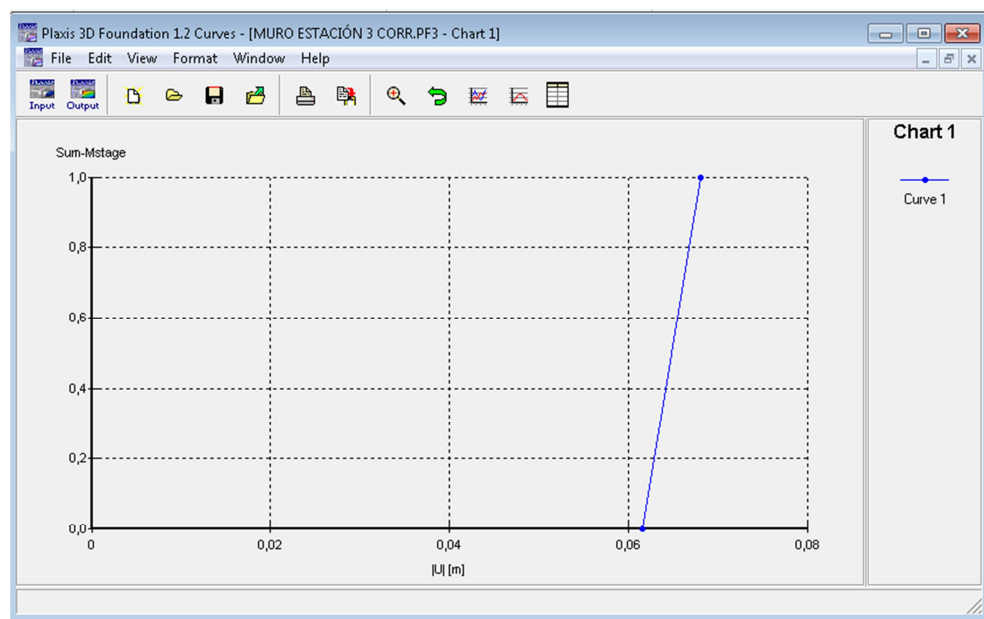


Figura 48. Gráfico de curva de desplazamientos de la fase *carga de la estructura*.



3.2.3 Deformaciones o asentamientos por consolidación unidimensional

Según las condiciones de suelo que se tienen se asume el caso de arcillas normalmente.

$$\rho = \frac{H}{1+e_0} Cc \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

3.2.3.1 Incremento del esfuerzo bajo un terraplén

Para esta condición bidimensional de carga, el incremento del esfuerzo vertical se expresa como⁷:

$$\Delta\sigma = \frac{q_c}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right]$$

Donde:

$q_c = \gamma H$

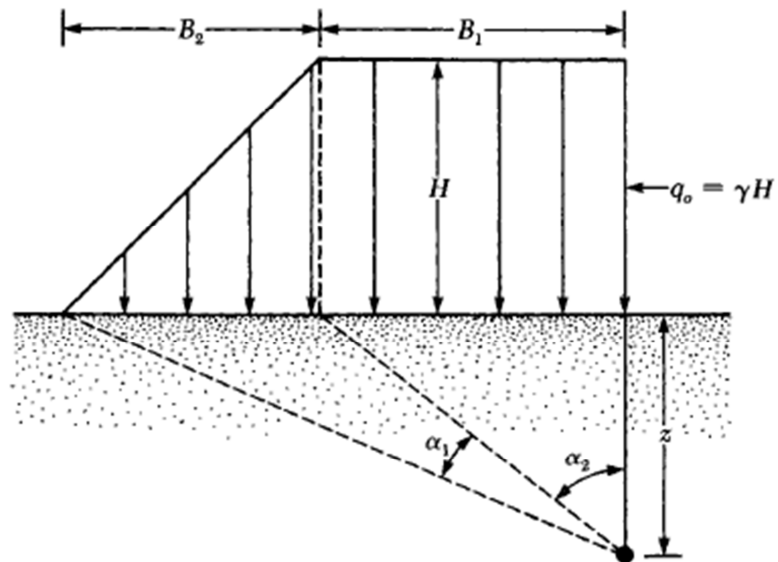
γ = Peso específico del suelo del terraplén

H = Altura del terraplén

$$\alpha_1 (radianes) = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{B_2}{z} \right)$$

$$\alpha_2 (radianes) = \tan^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right)$$

Figura 49. Incremento de esfuerzo bajo un terraplén.



Fuente: DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

Teniendo en cuenta el mismo perfil del suelo con la carga del muro (67.50 KN/m^2), se tiene lo siguiente:

Tabla 28. Asentamientos por consolidación generados por la carga del muro.

DATOS GENERALES	
qc (KN/m ²)	67.5
B1 (m)	8.7
B2 (m)	6.0

Tipo de Suelo	Profundidad estrato				Peso Unitario	Esf. estrato	Esf. Total	Presión de Poro	Esfuerzo efectivo σ'_0	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	C_c	e_0	ρ
	Inicial	Final	Promedio Z	Espesor H											
SUCS	m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²			KN/m ²			m
CL	0.00	0.90	0.45	0.90	12.0	10.80	5.40	0.00	5.40	0.02	1.52	33.76	0.30	1.25	0.10
CL	0.90	3.15	2.03	2.25	18.5	19.55	20.58	5.25	15.33	0.09	1.34	33.62	0.25	1.08	0.14
ML	3.15	5.00	4.08	1.85	19.0	17.00	38.85	25.75	13.10	0.17	1.13	33.10	0.25	0.93	0.13
ML	5.00	7.00	6.00	2.00	20.0	20.38	57.54	45.00	12.54	0.27	0.97	35.10	0.20	0.80	0.13

ρ muro (m) 49.96 cm

3.2.3.2 Incremento del esfuerzo debajo de una cimentación por el método 2:1

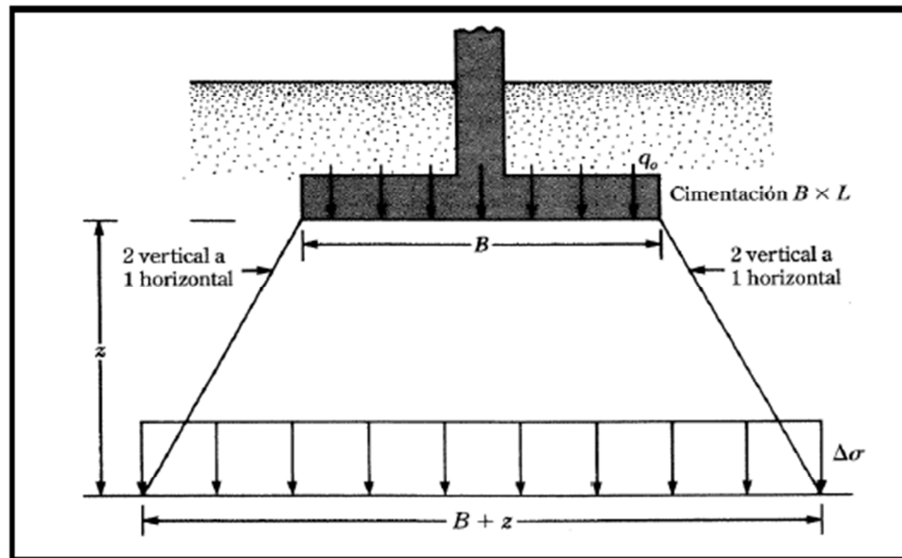
En cimentaciones es común usar un método aproximado para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad causado por la construcción de una cimentación. Según este, el incremento del esfuerzo a la profundidad z es⁷:

$$\Delta\sigma = \frac{q_c * B * L}{(B + Z) + (L + Z)}$$

Esta ecuación se basa en la hipótesis de que el esfuerzo se dispersa desde la cimentación a lo largo de líneas con una pendiente de 2 vertical a 1 horizontal.

De igual manera que en los asentamientos elásticos, en estos asentamientos también se asume el análisis generado por la carga del muro y la carga estructural⁷.

Figura 50. Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación.



Fuente: DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

Aplicando el mismo perfil del suelo con la carga estructural de 7.10 KN/m^2 , se tiene lo siguiente:

Tabla 29. Asentamientos por consolidación generados por la carga estructural.

DATOS GENERALES	
$q_c \text{ (KN/m}^2\text{)}$	7.1
$B \text{ (m)}$	1.0
$L \text{ (m)}$	1.0

Tipo de Suelo	Profundidad estrato				Peso Unitario	Esf. estrato	Esf. Total	Presión de Poro	Esfuerzo efectivo σ'_0	$\Delta\sigma$	Cc	ρ
	Inicial	Final	Promedio Z	Espesor H								
SUCS	m	m	m	m	KN/m ³	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²		(m)
CL	0.00	0.90	0.45	0.90	12.00	10.80	5.40	0.00	5.40	3.38	0.30	0.03
CL	0.90	3.15	2.03	2.25	18.50	19.55	20.58	5.25	15.33	0.78	0.25	0.01
ML	3.15	5.00	4.08	1.85	19.00	17.00	38.85	25.75	13.10	0.28	0.25	0.00
ML	5.00	7.00	6.00	2.00	20.00	20.38	57.54	45.00	12.54	0.14	0.20	0.00

ρ estructura (cm) 3.44

Obteniendo así un asentamiento total por consolidación de:

ρ consolidación (cm) 53.40 cm

Finalmente para el asentamiento total generado en el suelo, corresponde a la sumatoria de los asentamientos elásticos totales más los asentamientos totales por consolidación, dando como resultado:

3.2.4 Deformaciones o asentamientos por consolidación unidimensional mediante elementos finitos (plaxis 2d)

Para el cálculo de la deformación por consolidación en elementos finitos PLAXIS 2D, el procedimiento para este software es prácticamente el mismo que se llevó a cabo para la modelación de PLAXIS 3D, solo que se tienen en cuenta otros parámetros adicionales tales como índice de compresión, índice de expansión, relación de vacíos y permeabilidad.

Para la permeabilidad hidráulica se utilizó la siguiente relación:

Tabla 30. Rango de la permeabilidad hidráulica parra varios suelos.

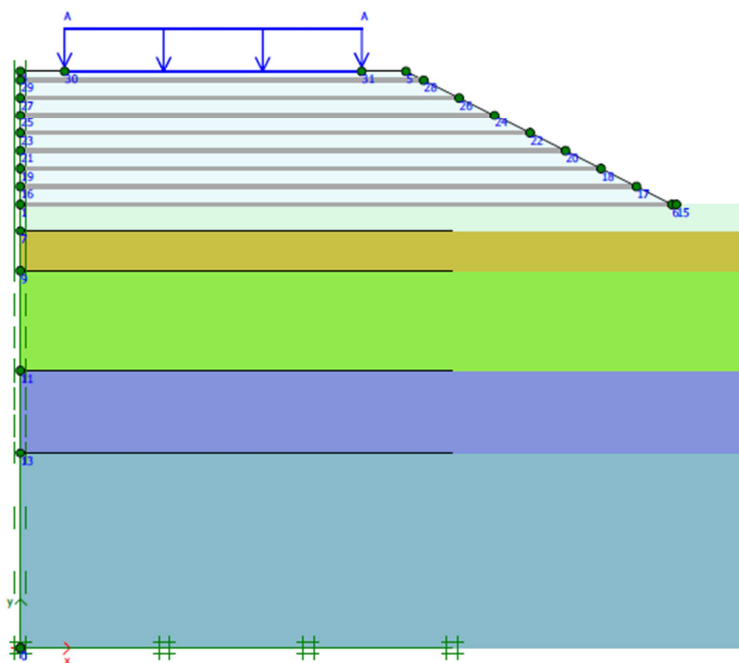
Tipo de suelo	Permeabilidad hidráulica, k (cm/s)
Grava media a gruesa	Mayor que 10^{-1}
Arena gruesa a fina	10^{-1} a 10^{-3}
Arena fina, arena limosa	10^{-3} a 10^{-5}
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	10^{-4} a 10^{-6}
Arcillas	10^{-7} o menor

Fuente: DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica.

Tomando para las arcillas CL 1 y CL 2 valor de 8.64×10^{-5} m/día y para los limos ML 1 y ML 2 valor de 8.64×10^{-3} m/día.

Considerando en el mismo tipo de perfil que en la consolidación unidimensional se obtiene el siguiente modelo en PLAXIS 2D.

Figura 51. Modelo generado en PLAXIS 2D.



Las deformaciones obtenidas en PLAXIS 2D son del orden de $\rho = 55.02 \text{ cm}$.

3.2.5 Deformaciones o asentamientos diferenciales

Para finalizar se realizan los cálculos de asentamientos diferenciales según la Norma NSR-10, como se denota en la tabla 18.

Para este tipo de construcción se adopta la expresión: $\Delta \text{ máx} = L/300$.

A continuación en el plano de cimentación se pueden ver todas las distancias entre columnas (L) posibles por analizar.

Figura 52. Cimentación con las distancias entre columnas.

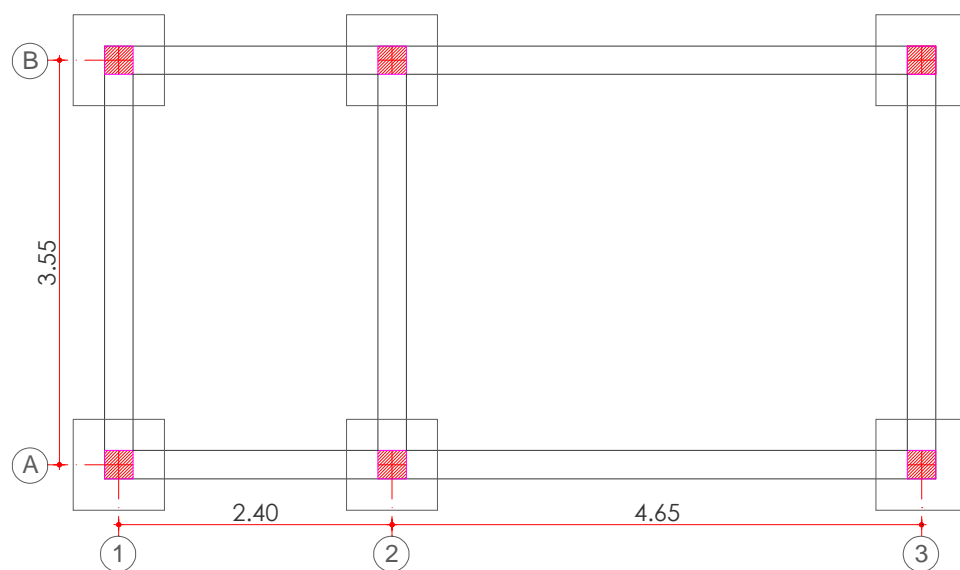


Tabla 31. Cálculos de asentamientos diferenciales según la NSR-10.

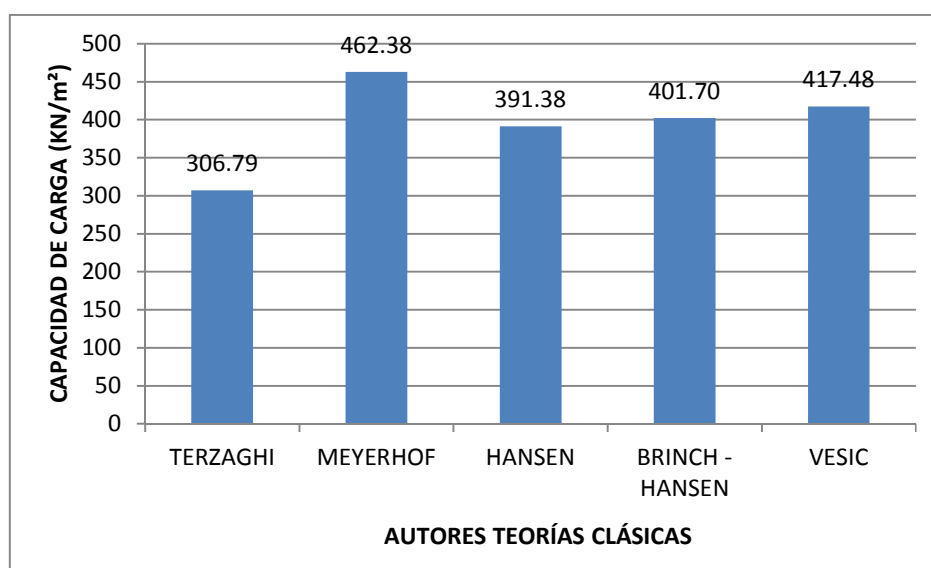
LONGITUD	Δ máx	UND
2.40	0.80	cm
4.65	1.55	cm
3.55	1.18	cm

4. ANÁLISIS COMPARATIVO

4.1 CAPACIDADES PORTANTES

Referente a los resultados obtenidos por las diferentes teorías clásicas, se entra a evaluar la capacidad que correspondería para la construcción del cuarto de control de categoría baja. En la tabla 32 se pueden observar los diferentes valores obtenidos.

Figura 52. Capacidades de carga a un 1.0 m de profundidad.

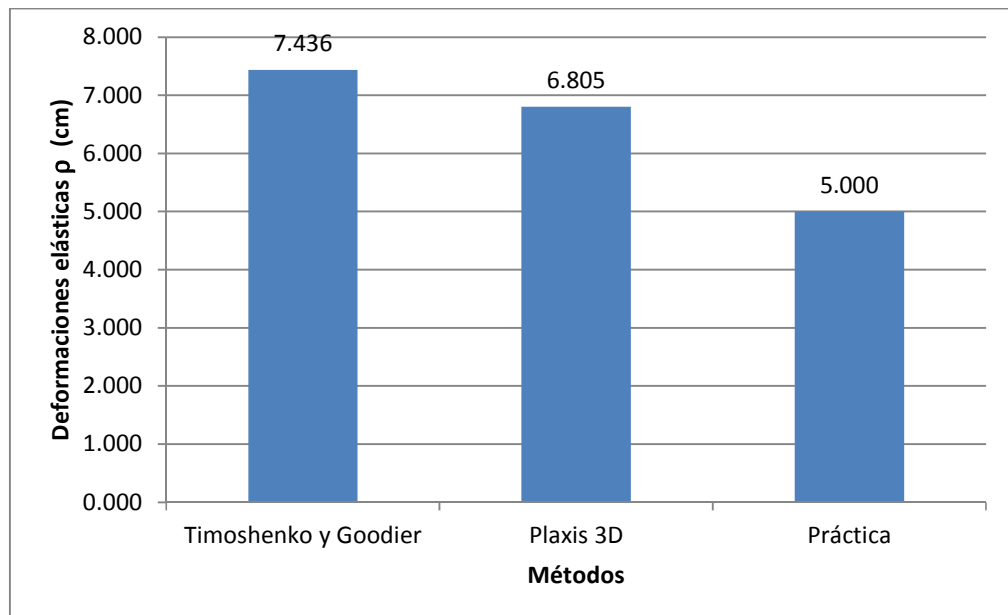


Teniendo en cuenta que las capacidades obtenidas son altas debido al muro de contención construido, y sabiendo que la carga factorizada a recibir por parte de la estructura (cuarto de control) es baja del orden de 7.1 KN/m^2 , se elige la menor capacidad que en este caso corresponde a la de Terzaghi. De igual manera siempre se elige la menor capacidad para no exponer el suelo a un esfuerzo mayor del que pueda llegar a resistir.

4.2 DEFORMACIONES ELÁSTICAS

Para la deformaciones inmediatas calculadas y haciendo uso de la teoria clasica de elasticidad (Timoshenko y Goodier) versus PLAXIS 3D, se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 53. Comparativo de deformaciones elásticas.

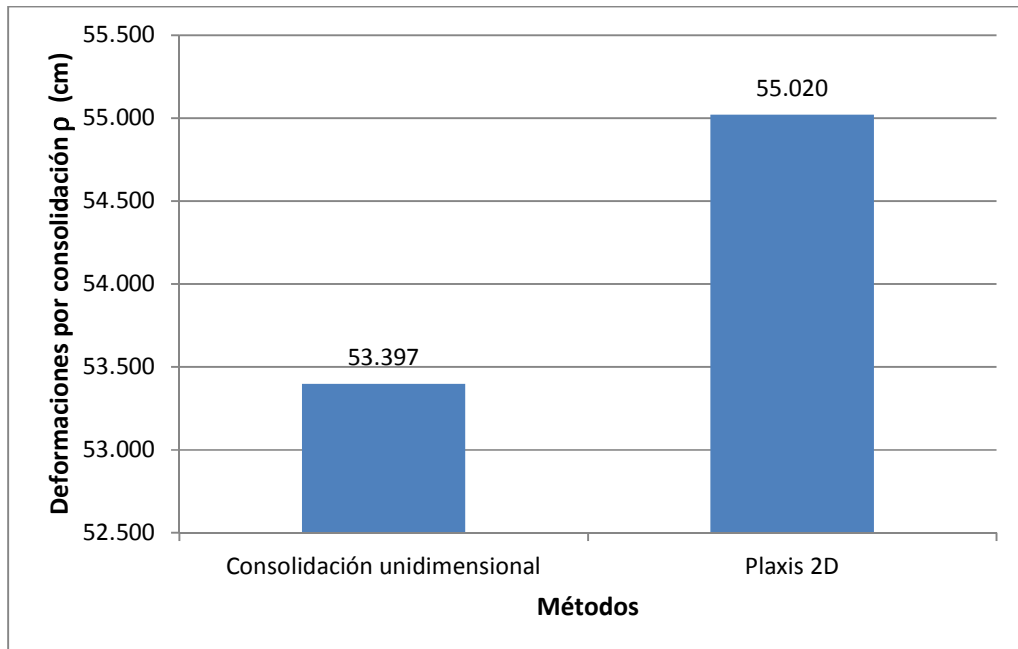


Por el método clásico y el método de elementos finitos se presentan porcentajes de error del 49 % y 36 % para las deformaciones elásticas.

4.3 DEFORMACIONES POR CONSOLIDACIÓN

Para el análisis comparativo de deformaciones por consolidación se muestran los resultados obtenidos por la teoría clásica de consolidación unidimensional de Terzaghi por el método de incrementos de esfuerzos de un terraplén versus la consolidación de elementos finitos en PLAXIS 2D.

Figura 54. Comparativo de deformaciones por consolidación.

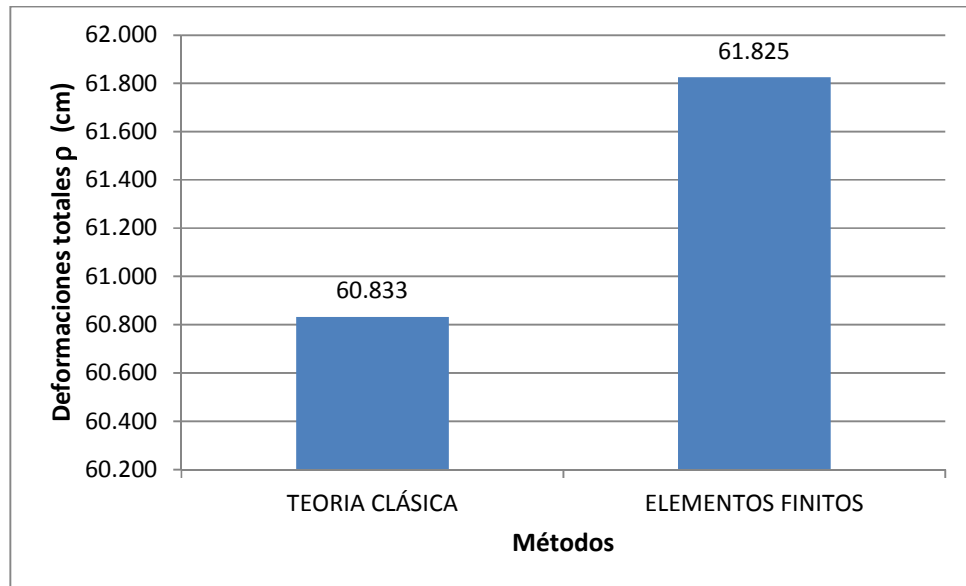


La diferencia porcentual obedece al 3.34 %.

4.4 DEFORMACIONES TOTALES POR LOS METODOS CLÁSICOS Y DE ELEMENTOS FINITOS

Las deformaciones totales (elásticos + consolidación) obtenidas por las teorías clásicas y por el método de elementos finitos mostraron las siguientes diferencias:

Figura 55. Comparativo de deformaciones totales.



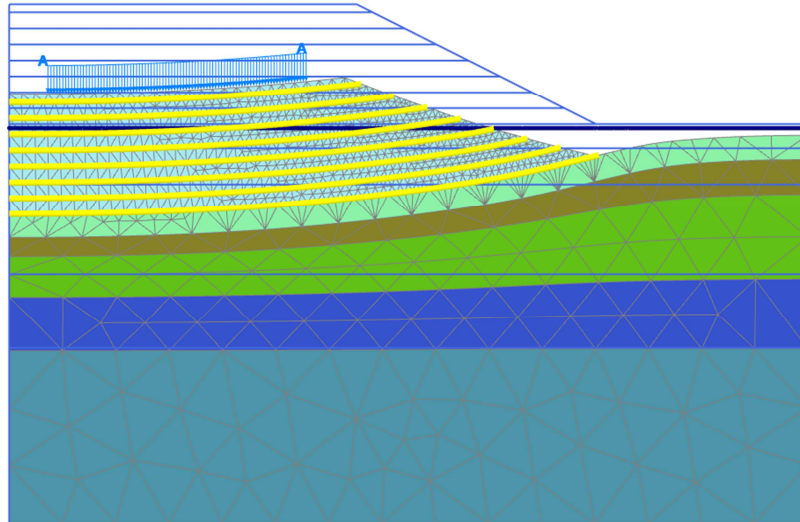
Y una diferencia porcentual de 1.63 %.

4.5 MEJORAMIENTO AL MODELO DE PLAXIS 2D

Dado que el software ofrece una variedad de alternativas para el análisis que permiten el mejoramiento del modelo acercándolo más a la realidad, se plantea calibrar nuevamente el modelo incluyendo el refuerzo del geotextil al muro de contención en tierra armada. Todo esto con el fin de optimizar los diseños y resultados.

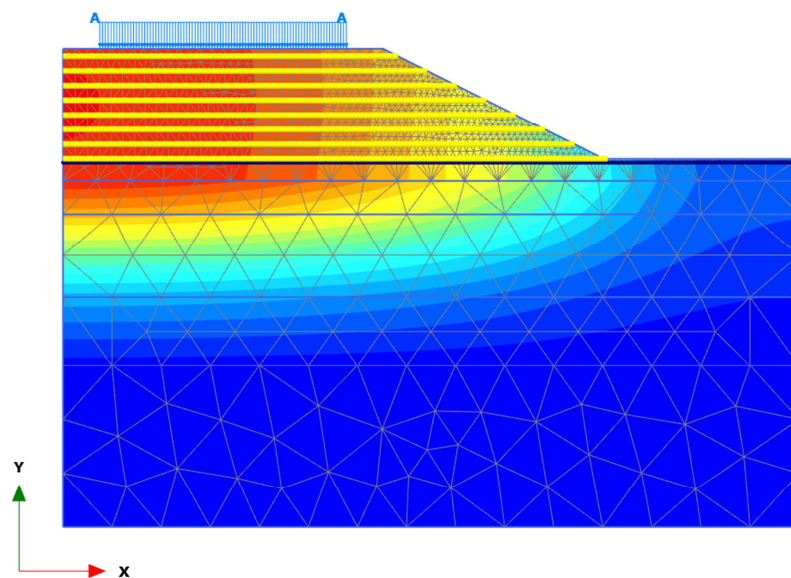
Para la alternativa del refuerzo de geotextil se tiene el siguiente modelo:

Figura 56. Modelo de la malla deformada con refuerzo de geotextil.



Las deformaciones totales incluyendo el refuerzo del geotextil son de **45.08 cm**.

Figura 57. Deformaciones totales con refuerzo de geotextil.

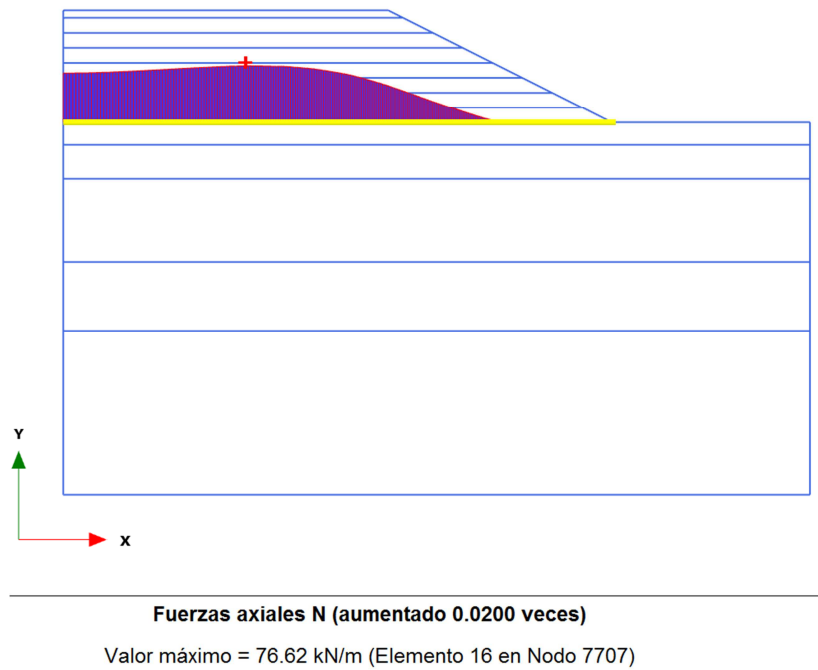


Desplazamientos totales |u|

Valor máximo = 0.4508 m (Elemento 1041 en Nodo 3713)

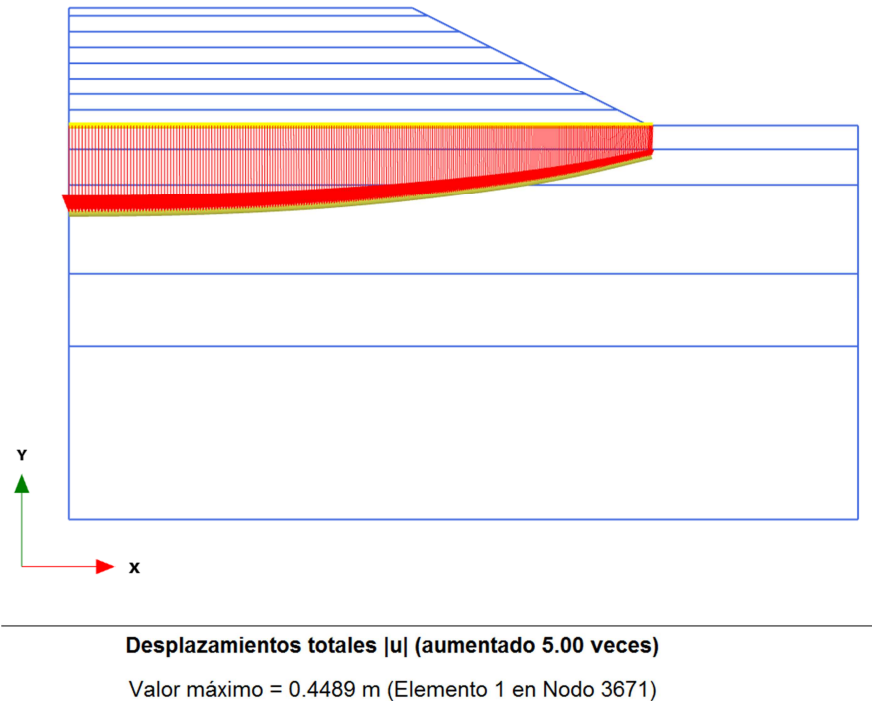
Las fuerzas axiales que ejercen el geotextil son del orden de 76.62 kN/m; con ello se va a las tablas de los catálogos y se selecciona un tipo de malla comercial que cumpla con la especificación de dicha fuerza.

Figura 58. Fuerzas axiales generadas por el geotextil.



La deformación total teniendo en cuenta el geotextil da un valor de **44.89 cm**.

Figura 59. Deformaciones totales incluyendo el geotextil.



Lo cual indica que se pasa de tener una deformación de **55.02 cm** a **44.89 cm**, minimizando las deformaciones y obteniendo ahora las siguientes deformaciones totales con una diferencia porcentual del 18.5 % que representa 8.31 cm. La diferencia entre los dos métodos cambia al 16 %. Ver figura 60.

Finalmente para la deformación total se obtiene una diferencia entre los dos métodos del 15 % lo cual corresponde a 9.14 cm. Ver figura 61.

Figura 60. Comparativo de deformaciones por consolidación teniendo en cuenta el geotextil en PLAXIS 2D.

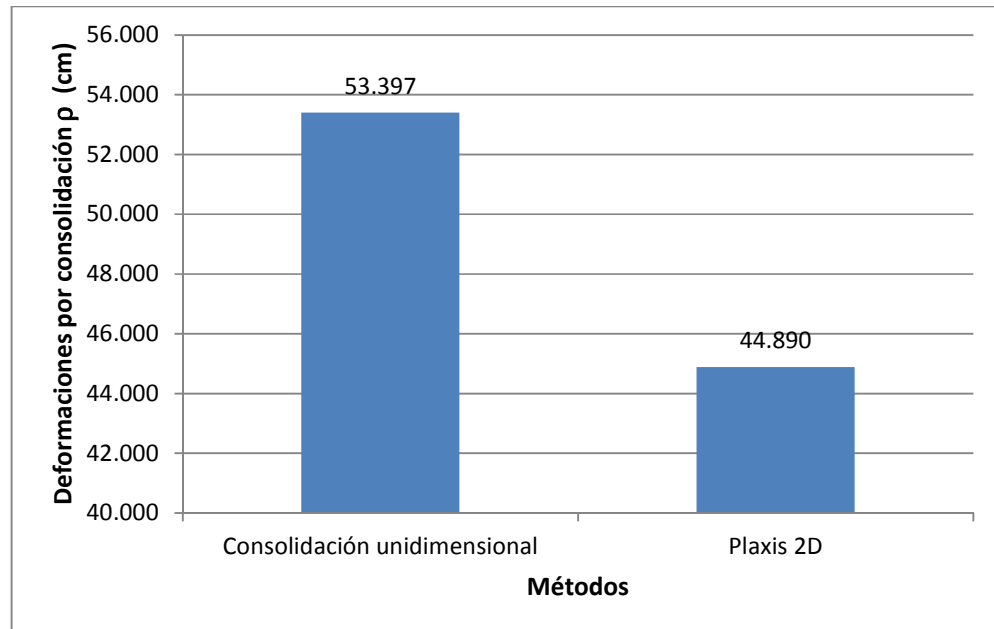
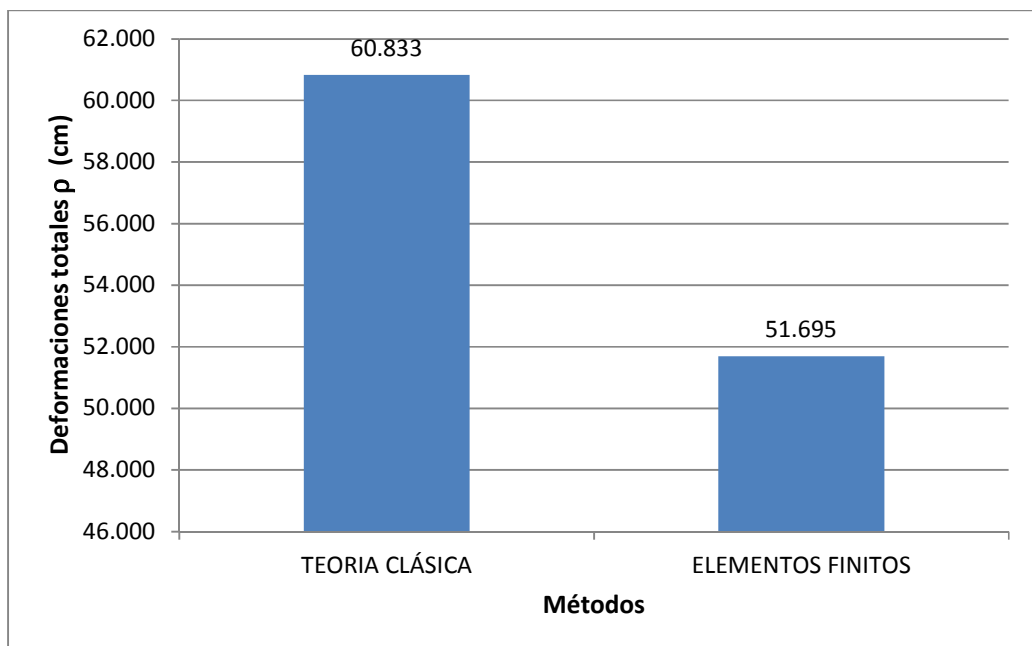


Figura 61. Comparativo de deformaciones totales teniendo en cuenta el geotextil en PLAXIS 2D.



5. CONCLUSIONES

- ❖ Para las propiedades geomecánicas necesarias para la modelación de los programas de PLAXIS 2D y 3D se hizo mediante el uso de correlaciones para la obtención de pesos saturados, relaciones de vacíos, módulos de elasticidad, gravedad específica, ángulos de fricción, índice de compresión, expansión y permeabilidad.
- ❖ En cuanto al análisis de las capacidades portantes la teoría de Terzaghi que es la más clásica muestra lo conservadora que es en el momento de calcular y para este caso es la que se podría elegir para el diseño por lo que se requiere una carga estructural baja (7.1 KN/m^2). Las teorías de Hansen, Brinch – Hansen y Vesic mantienen valores similares y cercanos entre sí, pero la que más se aleja y ofrece mayor capacidad portante es la teoría de Meyerhof.
- ❖ Según las comparaciones realizadas anteriormente en las deformaciones elásticas el método de elementos finitos se acercó más al valor real controlado en campo con una diferencia porcentual del 36 %. La diferencia entre los dos métodos (Plasticidad versus Plaxis 3d) es de 8.5 %.
- ❖ Aunque no se tienen mediciones reales respecto a las deformaciones por consolidación los dos métodos presentan diferencias pequeñas con un margen de diferencia del 3.34 %; solo que el método de elementos finitos PLAXIS 2D permite llevar el modelo más a realidad.
- ❖ Para optimizar el modelo de consolidación y lograr disminuir las deformaciones se propone incluir al modelo capas de cada 0.40 m con refuerzo de geotextil, lo cual permite disminuir las deformaciones en un 18 % que corresponde a 8.31cm. La diferencia entre los dos métodos (Consolidación versus Plaxis 2D) es de 16 %.
- ❖ Se puede apreciar que las diferencias entre los dos métodos no exceden de consolidación inicialmente no exceden del 1.63 %, pero la diferencia se encuentra cuando por medio del método de elementos finitos se calibran los modelos incorporando y probando posibles alternativas constructivas lo cual adicionan nuevos parámetros y que permiten aproximar los resultados cada vez más a la realidad, lo cual indica que este tipo de herramienta sabiéndose usar e interpretar facilita el análisis y por ende va generado un avance en la geotecnia. Lo cual a la final marcó una diferencia en un 15 % (9.14 cm).

BIBLIOGRAFIA

ANTOLINEZ, Lizzet y AVILA, Jefferson. Análisis comparativos entre teorías usadas en el cálculo de asentamientos y un software basado en elementos finitos. Trabajo de grado pregrado en Ingeniería Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2013.

BOWLES J.E. (1988). Foundation Analysis and Design. Mc Graw Hill Book Co.

CUTA, Viviana y RENGIFO, María Fernanda. Análisis comparativo de capacidad portante en medios homogéneos y estratificados para cimientos superficiales. Trabajo de grado pregrado en Ingeniería Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. 2012.

DAS Braja M. (1999). Fundamentos de Ingeniería geotécnica. Thomson Learning. California State University.

DAS Braja M. (2001). Principios de Ingeniería de cimentaciones. Thomson Learning. Cuarta edición California Sate University.

GONZALEZ A.J. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. Bogotá D.C: X jornadas geotécnicas de ingeniería colombiana. 1999.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Norma INV E-111-13. Ensayo de Penetración normal (SPT) y muestreo de suelos con tubo partido. Bogotá D.C., 1996.

LOPEZ M.R. Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo de penetración; Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional, 2003.

Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR 10 (2010). Bogotá. Título H, y Título G.

SORIANO, Cristian Yair. Aplicación del ensayo de penetración estándar en la determinación de parámetros geotécnicos de suelos granulares. Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Colombia.

ANEXOS