



Análisis de Cimentaciones Superficiales



Universidad Francisco
de Paula Santander
Ocaña - Colombia
Vigilada Mineducación



GIGMA
Grupo de Investigación en Construcción
Geotecnia y Medio Ambiente

José Ricardo Pineda Rodríguez
Romel Jesús Gallardo Amaya
Haideé Yulady Jaramillo

ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

JOSÉ RICARDO PINEDA RODRÍGUEZ
ROMEL JESÚS GALLARDO AMAYA
HAIDEE YULADY JARAMILLO

Pineda Rodríguez, José Ricardo

Análisis de cimentaciones superficiales / José Ricardo Pineda Rodríguez, Romel Jesús Gallardo Amaya, Haideé Yulady Jaramillo. -- 1a. ed. -- Ocaña : Universidad Francisco de Paula Santander ; Bogotá : Ecoe Ediciones, |c2020.

172 p. (Ingeniería y afines. Ingeniería)

Incluye datos de los autores en la pasta -- Incluye bibliografía

ISBN 978-958-503-018-3 -- 978-958-503-024-4 (e-book)

1. Cimentaciones 2. Mecánica de suelos I. Gallardo Amaya, Romel Jesús II. Jaramillo, Haideé Yulady III. Título IV. Serie

CDD: 624.1513 ed. 23

CO-BoBN – a1073479



Área: Ingeniería y afines

Subárea: Ingeniería



**Universidad Francisco
de Paula Santander**

Ocaña - Colombia
Vigilada Mineducación

© José Ricardo Pineda Rodríguez

© Romel Jesús Gallardo Amaya

© Haideé Yulady Jaramillo

► Universidad Francisco
de Paula Santander
Vía Acolsure, Sede el Algodonal
Ocaña Norte de Santander -
Colombia
Teléfono (057)(7) 5690088
Bogotá, Colombia

► Ecoe Ediciones Limitada
Carrera 19 # 63C 32
Bogotá, Colombia

Primera edición: Bogotá, diciembre del 2020

ISBN: 978-958-503-018-3

e-ISBN: 978-958-503-024-4

Directora editorial: Claudia Garay Castro
Coordinadora editorial: Gisela Arroyo Andrade
Corrección de estilo: Paula Rueda
Diagramación: Denise Rodríguez
Carátula: Wilson Marulanda Muñoz
Impresión: Carvajal Soluciones de
comunicación S.A.S
Carrera 69 #15 -24

*Prohibida la reproducción total o parcial por cualquier medio
sin la autorización escrita del titular de los derechos patrimoniales.*

Impreso y hecho en Colombia - Todos los derechos reservados

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	XVII
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES SOBRE LAS CIMENTACIONES	1
1.1 Definición de cimentación	2
1.2 Clasificación de las cimentaciones	4
1.2.1 Cimentaciones superficiales.....	4
1.2.2 Cimentaciones profundas	7
1.2.3 Clasificación de pilotes de acuerdo al sistema constructivo.....	17
1.2.4 Cimentaciones compensadas.....	19
1.3 Factores básicos a considerar en el diseño de cimentaciones.....	19
1.4 Selección del tipo de cimentación y profundidad de apoyo	21
CAPÍTULO 2. ESFUERZOS NATURALES EN UNA MASA DE SUELO.....	23
2.1 Esfuerzos verticales en una masa de suelo	24
2.2 Ejemplo 2.1. Esfuerzos totales, efectivos y presión de poro.....	27
2.3 Ejemplo 2.2. Diagramas de esfuerzos totales, efectivos y presión de poros	31
2.4 Efecto del nivel freático sobre los esfuerzos <i>in situ</i>	33
2.5 Esfuerzos horizontales	34
2.6 Importancia de los esfuerzos naturales	35

CAPÍTULO 3. ESFUERZOS DEBIDOS A LAS CARGAS EXTERNAS	37
3.1 Ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual. Variación vertical.....	39
3.2 Ejemplo 3.2. Esfuerzos debidos a carga externa puntual. Variación horizontal.....	41
3.3 Esfuerzos inducidos por los cimientos	44
3.3.1 Carga uniforme sobre área circular	45
3.3.2 Carga uniforme sobre área rectangular	46
3.3.3 Esfuerzos inducidos por cimientos continuos	48
3.3.4 Otras formas de carga y geometría de cimentación	49
3.4 Ejemplo 3.3. Esfuerzos debidos a una carga externa circular.....	49
3.5 Ejemplo 3.4. Esfuerzos debidos a una carga externa rectangular	52
3.6 Ejemplo 3.5. Esfuerzos debidos a carga externa lineal	54
3.7 Importancia del estudio de esfuerzos inducidos.....	56
CAPÍTULO 4. ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS	57
4.1 Asentamiento de cimentaciones sobre suelos arcillosos	60
4.2 Asentamientos sobre suelos granulares.....	64
4.3 Ejemplo 4.1. Asentamiento elástico en suelo arcilloso. Suelo homogéneo. Método factor C_s	67
4.4 Ejemplo 4.2. Asentamiento elástico en suelo arcilloso. Suelo homogéneo. Método de Bowles	67
4.5 Ejemplo 4.3. Asentamientos elásticos. Suelo cohesivo. Espesor finito. Método factor C_s	69
4.6 Ejemplo 4.4. Asentamientos elásticos. Suelo cohesivo. Espesor finito. Método Bowles	70
4.7 Ejemplo 4.5. Asentamiento en suelo granular. Método de Schmertmann.....	71
4.8 Ejemplo 4.6. Suelos estratificados. Asentamiento elástico suelo granular sobre suelo arcilloso	73
CAPÍTULO 5. CONSOLIDACIÓN DE SUELOS.....	77
5.1 Consolidación unidimensional	78
5.2 Valores típicos de los parámetros de consolidación	83

CAPÍTULO 6. ASENTAMIENTOS DEBIDOS A CONSOLIDACIÓN.....	85
6.1 Asentamiento por consolidación. Arcillas normalmente consolidadas.....	87
6.2 Arcillas sobreconsolidadas o preconsolidadas	87
6.3 Corrección del asentamiento unidimensional	89
6.4 Tiempo durante el cual se produce el asentamiento.....	90
6.5 Ejemplo 6.1. Asentamiento por consolidación. Suelo normalmente consolidado. Una sola capa.....	91
6.6 Ejemplo 6.2. Asentamiento por consolidación. Suelo normalmente consolidado. Dividiendo la capa en sub-estratos.	93
6.7 Ejemplo 6.3. Asentamiento por consolidación. Suelo preconsolidado. Caso I.....	94
6.8 Ejemplo 6.4. Asentamiento por consolidación. Suelo preconsolidado. Caso II	95
CAPÍTULO 7. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA.....	99
7.1 Teoría de Terzaghi	100
7.2 Ecuación general de capacidad última de carga.....	102
7.3 Teoría de Meyerhof	103
7.4 Teoría de Brinch Hansen y Vesic de Beer.....	104
7.5 Efecto de la excentricidad de la carga	106
7.6 Cimentación sobre un talud.....	108
7.7 Efecto del nivel freático	111
7.8 Suelos estratificados	112
7.9 Consideraciones sobre las expresiones de capacidad última.....	117
7.10 Ejemplo 7.1. Capacidad última en suelos granulares: Terzaghi	118
7.11 Ejemplo 7.2. Capacidad última en suelos granulares: Meyerhof.....	119
7.12 Ejemplo 7.3. Capacidad última en suelos granulares: Hansen	120
7.13 Ejemplo 7.4. Capacidad última en suelos granulares: Vesic	121
7.14 Ejemplo 7.5. Capacidad última en suelos cohesivos: Terzaghi.....	123
7.15 Ejemplo 7.6. Capacidad última en suelos cohesivos: Meyerhof.....	124
7.16 Ejemplo 7.7. Capacidad última en suelos cohesivos: Hansen y Vesic	125
7.17 Ejemplo 7.8. Capacidad última. Carga inclinada: Meyerhof	126
7.18 Ejemplo 7.9. Capacidad última. Carga inclinada: Hansen.....	127
7.19 Ejemplo 7.10. Capacidad última. Excentricidad: Hansen.....	130

7.20	Ejemplo 7.11. Capacidad última. Nivel freático: Hansen.....	131
7.21	Ejemplo 7.12. Efecto del talud sobre la cimentación: Hansen.....	132
7.22	Ejemplo 7.13. Efecto del talud sobre la cimentación: Bowles.....	133
7.23	Ejemplo 7.14. Suelo estratificado. Grava-arenosa sobre arcilla	134
CAPÍTULO 8. CAPACIDAD ADMISIBLE.....		139
8.1	Asentamiento admisible	140
8.2	Valores típicos de la capacidad admisible	142
8.3	Ejemplo 8.1. Capacidad admisible suelo granular: asentamiento elástico	143
8.4	Ejemplo 8.2. Capacidad admisible suelo cohesivo, asentamiento elástico	147
8.5	Ejemplo 8.3. Capacidad admisible. Suelo estratificado. Asentamientos por consolidación suelo normalmente consolidado	150
RECOMENDACIONES GENERALES		159
ANEXOS		161
BIBLIOGRAFÍA		171

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. Elementos de una cimentación	2
FIGURA 2. Falla de una cimentación por esfuerzo cortante generalizado.....	3
FIGURA 3. Profundidad de apoyo D a considerar en el caso de excavaciones para sótano	4
FIGURA 4. Tipos de cimentaciones aisladas.....	5
FIGURA 5. Tipos de cimentaciones continuas.....	6
FIGURA 6. Tipos de placas de cimentación.....	7
FIGURA 7. Modelo de pilote de punta	8
FIGURA 8. Modelo de pilote de fricción.....	9
FIGURA 9. Modelo de pilote de punta y fricción.....	10
FIGURA 10. Modelo de pilote de compactación.....	11
FIGURA 11. Modelo de pilote a tensión.....	12
FIGURA 12. Modelo de pilote a tensión y compresión combinados.....	12
FIGURA 13. Modelo de pilotes inclinados.....	13
FIGURA 14. Uso de pilotes para casos de socavación	14
FIGURA 15. Modelo de pilotes a corte	15

FIGURA 16. Vista en planta de combinaciones para grupos de pilotes	16
FIGURA 17. Esquema típico para hincado de pilotes.....	17
FIGURA 18. Esquema típico de pilotes preexcavados	18
FIGURA 19. Cimentación tipo compensada o flotante	19
FIGURA 20. Estado de esfuerzos en un punto dentro de la superficie terrestre.....	24
FIGURA 21. Estado de esfuerzos naturales en una masa de suelo.....	25
FIGURA 22. Presión debido al agua bajo el nivel freático.....	25
FIGURA 23. Esfuerzos verticales cuando el nivel freático coincide con el nivel del terreno	26
FIGURA 24. Perfil de suelos, ejemplo 2.1 de esfuerzos verticales	27
FIGURA 25. Diagrama de esfuerzos verticales totales y presión de poros. Ejemplo 2.1.....	30
FIGURA 26. Diagrama de esfuerzos verticales totales y efectivos. Ejemplo 2.1.....	30
FIGURA 27. Perfil de suelos, ejemplo 2.2. Esfuerzos verticales.....	31
FIGURA 28. Diagrama de esfuerzos verticales totales y presión de poros. Ejemplo 2.2.....	33
FIGURA 29. Diagrama de esfuerzos verticales totales y efectivos. Ejemplo 2.2.....	33
FIGURA 30. Esfuerzos inducidos debidos a una carga puntual.....	38
FIGURA 31. Ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación vertical.....	39
FIGURA 32. Esfuerzos inducidos por carga externa puntual, ejemplo 3.1, variación vertical.....	41
FIGURA 33. Ejemplo 3.2. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación horizontal.....	41
FIGURA 34. Resultados a profundidad $z = 1.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	42
FIGURA 35. Resultados a profundidad $z = 1.5$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	43
FIGURA 36. Resultados a profundidad $z = 2.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	44
FIGURA 37. Incremento de esfuerzo debido a carga de tipo circular	45
FIGURA 38. Factor de influencia debido a carga de tipo circular.....	46

FIGURA 39. Incremento de esfuerzo debido a área rectangular uniformemente cargada	47
FIGURA 40. Factores de influencia esquina de carga rectangular	48
FIGURA 41. Ejemplo 3.3. Esfuerzos por carga externa circular.....	49
FIGURA 42. Diagrama de esfuerzos bajo el centro del tanque circular. Ejemplo 3.3.....	50
FIGURA 43. Diagrama de esfuerzos en el borde del tanque, ejemplo 3.3.....	52
FIGURA 44. Zapata rectangular ejemplo 3.4	52
FIGURA 45. Diagrama de esfuerzos, ejemplo 3.4. Esfuerzos debidos a una carga externa rectangular	54
FIGURA 46. Diagrama de esfuerzos bajo el centro del cimiento. Ejemplo 3.5.....	55
FIGURA 47. Esfuerzos inducidos en una masa de suelo sometido a deformación unitaria	58
FIGURA 48. Esfuerzos sobre el suelo: (a) cimiento flexible sobre arcilla, (b) cimiento flexible sobre arena, (c) cimiento rígido sobre arcilla (d) cimiento rígido sobre arena.....	60
FIGURA 49. Definición de términos para cálculo de asentamientos elásticos	61
FIGURA 50. Factor de profundidad, I_f	64
FIGURA 51. Distribución del factor de influencia para deformación vertical en suelos granulares	65
FIGURA 52. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Método Schmertmann. Ejemplo 4.5.....	72
FIGURA 53. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Método Schmertmann. Ejemplo 4.6.....	74
FIGURA 54. Estado de esfuerzos inducidos en un suelo arcilloso saturado	77
FIGURA 55. Montaje típico del ensayo de consolidación	79
FIGURA 56. Curva típica de consolidación de laboratorio. Muestra inalterada	80
FIGURA 57. Curva simplificada de consolidación.....	81
FIGURA 58. Elementos que intervienen en el cálculo de asentamientos por consolidación en un suelo.....	86
FIGURA 59. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla normalmente consolidada	87
FIGURA 60. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla sobreconsolidada, caso I	88

FIGURA 61. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla sobreconsolidada, caso II	89
FIGURA 62. Factor de corrección para asentamientos por consolidación	90
FIGURA 63. Relación entre el factor tiempo T y el grado de consolidación	91
FIGURA 64. Perfil de suelos. Ejemplo 6.1	92
FIGURA 65. Perfil de suelos. Ejemplo 6.3	94
FIGURA 66. Perfil de suelos. Ejemplo 6.4	96
FIGURA 67. Falla típica por resistencia al corte de un cimiento	100
FIGURA 68. Efecto de los momentos sobre la cimentación	107
FIGURA 69. Cimentación sobre un talud. Caso (a) en el cuerpo del talud. Caso (b) en la corona del talud.....	108
FIGURA 70. Efecto del nivel freático sobre la cimentación	111
FIGURA 71. Cimentación sobre suelos estratificados	113
FIGURA 72. Perfil de suelos y cimentación. Ejemplo 7.14.....	135
FIGURA 73. Perfil de suelos. Ejemplo 8.1	143
FIGURA 74. Distribución factor de influencia bajo el cimiento	146
FIGURA 75. Ejemplo 8.2. Capacidad admisible	147
FIGURA 76. Perfil de suelos y cimentación. Ejemplo 8.3.....	151
FIGURA 77. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Ejemplo 8.3.....	155

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.	Intervalo de valores de K_0	35
TABLA 2.	Resultados ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación vertical	40
TABLA 3.	Resultados a profundidad $z = 1.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	42
TABLA 4.	Resultados a profundidad $z = 1.5$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	43
TABLA 5.	Resultados a profundidad $z = 2.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal.....	44
TABLA 6.	Esfuerzos inducidos bajo el centro del tanque. Ejemplo 3.3.....	50
TABLA 7.	Esfuerzos inducidos en el borde del tanque. Ejemplo 3.3.....	51
TABLA 8.	Cálculos y resultados esfuerzos inducidos bajo el centro de la zapata, ejemplo 3.4.....	53
TABLA 9.	Cálculos y resultados ejemplo 3.5.....	55
TABLA 10.	Valores típicos del módulo de elasticidad (E) para diferentes tipos de suelos.....	58

TABLA 11.	Valores típicos de la relación de Poisson (ν) para diferentes tipos de suelos.....	59
TABLA 12.	Valores de C_s . Caso H infinito, lo cual se considera cuando $H > 10B$	61
TABLA 13.	Valores de C_s . Caso H finito, estrato subyacente muy rígido (roca)	62
TABLA 14.	Valores de corrección α para cimiento circular apoyado en estrato compresible H con módulo de elasticidad E_1 , sobre estrato subyacente más blando de módulo de elasticidad E_2 y profundidad infinita	62
TABLA 15.	Cálculo método de Schmertmann. Ejemplo 4.5	72
TABLA 16.	Cálculo método Schmertmann. Ejemplo 4.6	74
TABLA 17.	Clasificación de la compresibilidad de los suelos.....	83
TABLA 18.	Esfuerzos inducidos. Ejemplo 6.1	92
TABLA 19.	Cálculo del asentamiento por consolidación. Ejemplo 6.2.....	93
TABLA 20.	Esfuerzos inducidos bajo la zapata. Ejemplo 6.3.....	95
TABLA 21.	Esfuerzos inducidos bajo la zapata. Ejemplo 6.4.....	97
TABLA 22.	Factores de capacidad de carga. Terzaghi	101
TABLA 23.	Valores de capacidad de carga. Meyerhof	104
TABLA 24.	Valores de capacidad de carga. Hansen.....	105
TABLA 25.	Valores de capacidad de carga. Vesic-De Beer	106
TABLA 26.	Factores de Capacidad de carga reducidos N'_c, N'_q para cimiento sobre talud.....	110
TABLA 27.	Asentamientos diferenciales máximos de acuerdo con la NSR 10	141
TABLA 28.	Asentamiento total admisible.....	142
TABLA 29.	Valores aproximados de capacidad admisible para diferentes tipos de suelo	143
TABLA 30.	Cálculo método Schmertmann, ejemplo 8.1	146
TABLA 31.	Esfuerzos inducidos en el estrato arcilloso $H_1 = 1.0$ m. Ejemplo 8.3.....	154
TABLA 32.	Tabla de cálculo método Schmertmann. Ejemplo 8.3.....	156

LISTA DE ABREVIATURAS

A	Área del cimientto
B	Ancho cimientto
C_c	Coefficiente de compresibilidad, índice de compresión
C_r	Índice de recompresión
C_s	Índice de rebote o descarga
c_v	Coefficiente de consolidación
D	Profundidad de apoyo o de desplante
d_c, d_q, d_g	Factores de profundidad para capacidad de carga
d_w	Profundidad bajo nivel freático
e	Relación de vacíos
E	Módulo de elasticidad
FS	Factor de seguridad
G_s	Gravedad específica
H	Espesor de capa compresible
I_z	Factor de influencia de la deformación unitaria
K_o	Coefficiente de presión en reposo

L	Longitud del cimiento
O.C.R.	Grado de sobre consolidación
Q	Presión de contacto transmitida al suelo
q_{ult}	Capacidad de carga última del suelo
S	Saturación del suelo
S_c, S_{qt}, S_y	Factores de forma para capacidad de carga del suelo
S_e	Asentamiento elástico
U	Presión de poros
z	Profundidad
β	Ángulo de inclinación del terreno
$\Delta\sigma_\theta$	Componente esfuerzo tangencial
$\Delta\sigma_r$	Componente esfuerzo radial
$\Delta\sigma_v$	Esfuerzo vertical inducido
$\Delta\sigma_x$	Incremento del esfuerzo horizontal
$\Delta\sigma_y$	Incremento del esfuerzo horizontal
$\Delta\sigma_z$	Incremento del esfuerzo vertical
ε_z	Deformación vertical del suelo
γ	Peso unitario del suelo
γ'	Peso unitario sumergido del suelo
γ_d	Peso unitario seco
γ_{sat}	Peso unitario saturado del suelo
γ_w	Peso unitario del agua
ν	Relación de <i>Poisson</i> del suelo
σ'_p	Presión de preconsolidación
σ'_{vo}	Esfuerzo vertical efectivo inicial
σ_h	Esfuerzo horizontal
σ_{ij}	Esfuerzo ortogonales
σ_z	Esfuerzo vertical total
τ_{ij}	Esfuerzo cortantes
ϕ	Ángulo de fricción interna

INTRODUCCIÓN

La mecánica de suelos es la ciencia encargada de estudiar el comportamiento del terreno como material que sirve de soporte a las obras de ingeniería. Dentro de este campo, el estudio de las cimentaciones ocupa un lugar especial, aunque dentro de las aplicaciones de la mecánica de suelos existen diversos campos de aplicación como son: el estudio de estructuras de contención de suelos, el análisis de estabilidad de taludes, la estabilización y compactación de suelos o ciencias aplicadas como el diseño de pavimento. Sin lugar a dudas es el análisis y diseño de cimentaciones el concepto más común al buscar la aplicación de la mecánica de suelos.

El curso de cimentaciones hace parte de todos los pensum de las carreras de ingeniería civil, ubicándose como parte culminante con el campo de la geotecnia. De igual manera, la capacidad admisible de las cimentaciones es uno de los parámetros más buscados e incluso de forma injusta, el único (en ocasiones), a la hora de consultar o realizar un estudio geotécnico.

Con este texto se cubren los aspectos básicos de las cimentaciones superficiales en lo que respecta a la determinación de la capacidad portante y los asentamientos producidos por las cargas transmitidas por estas.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES SOBRE LAS CIMENTACIONES

Una de las aplicaciones más comunes en la mecánica de suelos es el estudio y análisis de cimentaciones, en especial la determinación de la capacidad portante o admisible del suelo para calcular las dimensiones y el diseño estructural de esos elementos.

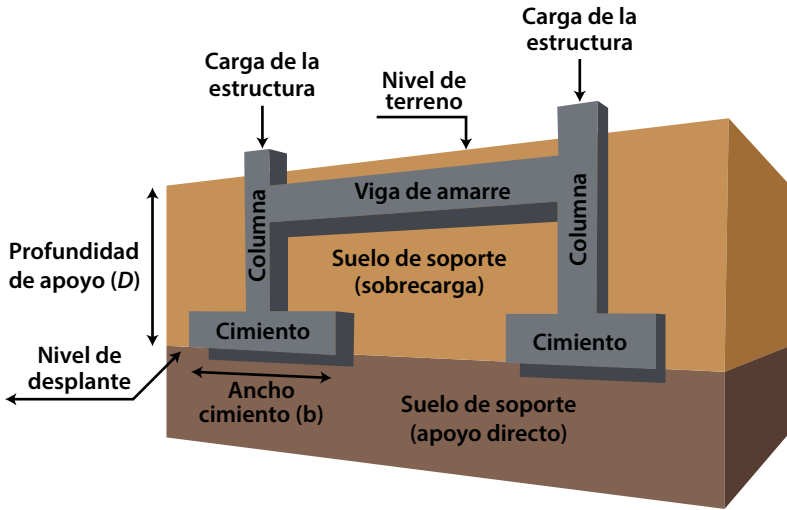
Esta labor normalmente es uno de los objetivos que se plantean cuando se realiza un estudio de suelos para una construcción nueva, pero no es el único que debe considerarse. Normalmente los ingenieros en su práctica profesional tienden a utilizar el estudio de suelos limitado únicamente a obtener un valor numérico llamado “la capacidad portante”, sin embargo, detrás de este valor está toda una serie de elementos que deben estudiarse y que son necesarios y deben tomarse en cuenta para su evaluación.

La capacidad admisible o portante es utilizada para definir las dimensiones de los cimientos, pero también se debe considerar el estudio de suelos para definir aspectos como: los procedimientos constructivos más adecuados para la realización de excavaciones y rellenos, los efectos de la construcción y operación de la nueva obra sobre edificaciones vecinas, las medidas de control para mitigar estos efectos, medidas adicionales de protección para la cimentación, entre muchas otras consideraciones que serán necesarias para garantizar la estabilidad de la obra desde el punto de vista geotécnico.

1.1 Definición de cimentación

La figura 1 presenta un esquema típico de los elementos de una cimentación, así como otros términos que generalmente se emplean en su estudio.

Figura 1. Elementos de una cimentación



Fuente: elaboración propia.

Desde el punto de vista geotécnico la cimentación debe entenderse como un conjunto de dos componentes:

Cimiento: corresponde al elemento estructural encargado de distribuir las cargas de la construcción hacia el suelo. Es un elemento de transición entre la estructura y el suelo de soporte. Por lo general soporta la carga de la estructura (columnas, muros o carga directa), y la distribuye sobre un área mayor de ancho (B), aplicando una presión que sea soportada por el suelo sin provocar su falla.

Suelo de soporte: es la capa o capas de materiales térreos sobre las cuales se apoya el cimiento o lo que está sobre él, aportando la resistencia y rigidez necesaria para soportar las cargas que les transmite el cimiento.

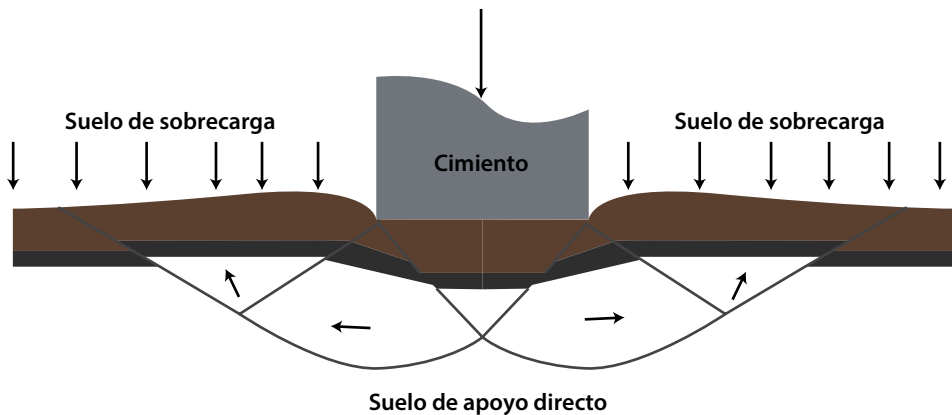
El suelo de soporte se puede subdividir en dos componentes. Su explicación se representa en la figura 2, donde se ve el modelo de falla por resistencia al corte (típico de una cimentación).

Como se observa, si se aplica suficiente carga (P) al suelo para llevarlo a su ruptura, se formará una cuña por debajo del cimiento, la cual a la vez que se hunde, desplazará lateralmente la masa de suelo adyacente, formando unos bulbos laterales que tratarán de desplazarse horizontalmente y levantarse sobre el nivel de desplante.

Por lo tanto, la primera componente del suelo de soporte corresponde al suelo que sirve de apoyo directo bajo el nivel de desplante del cimiento. Esta capa de suelo y las que se encuentran debajo de él serán las encargadas en primer término de resistir la carga y deformarse ante sus solicitaciones. La segunda componente del suelo de soporte corresponde al que se encuentra por encima del nivel de apoyo y la presión de esta capa de suelo actúa como un contrapeso para limitar la tendencia a levantarse del suelo que se encuentra en los costados del cimiento por debajo del nivel de apoyo.

Al considerar la cimentación como un sistema de dos componentes, su estudio deja de tener el enfoque tradicional de ser un problema estructural para definir las dimensiones del cimiento, que se soluciona simplemente con un valor de capacidad portante del suelo. Debe entenderse que existen otros factores geotécnicos que deben considerarse para garantizar a corto, mediano y largo plazo, la estabilidad de la cimentación y la construcción a la cual le sirve de apoyo.

Figura 2. Falla de una cimentación por esfuerzo cortante generalizado

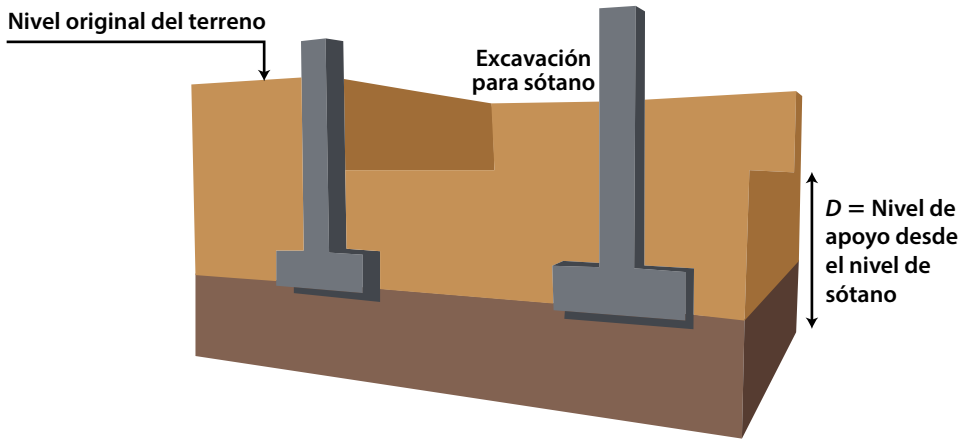


Fuente: adaptado de Whitlow (1998).

El valor de D (profundidad de apoyo), debe corresponder a la profundidad real a la cual quedará desplantado el cimiento luego de nivelado el terreno o cuando se hagan cortes y excavaciones, como el caso típico de un sótano (figura 3).

Se considera como ancho del cimiento (B), la menor dimensión de este en el caso de cimientos rectangulares y el diámetro en el caso de circulares.

Figura 3. Profundidad de apoyo D a considerar en el caso de excavaciones para sótano



Fuente: elaboración propia.

La viga de amarre a nivel de piso, mostrada en la figura 1, es un requerimiento de los reglamentos de construcción "sismorresistente" como es el caso de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, Ley 400 de 1997 y Ley 1229 de 2008, conocida como NSR-10. Su función es garantizar un elemento rígido o diafragma en la base de la construcción, con el fin de distribuir las cargas sísmicas a la edificación y la cimentación. La viga de amarre puede ser utilizada como elemento de redistribución de la carga con el fin de reducir los asentamientos diferenciales.

1.2 Clasificación de las cimentaciones

Se dividen en tres grupos principales según la profundidad y la respuesta del suelo a la carga impuesta por el cimiento.

1.2.1 Cimentaciones superficiales

Son aquellas en la cual su relación entre profundidad de desplante (D), y ancho del cimiento (B), es un valor pequeño. No existe un criterio unificado sobre qué se considera pequeño. Las teorías de cálculo de capacidad de soporte para cimentaciones superficiales se basan en una relación D/B menor a 1, presentándose en algunos casos factores de ajuste para relaciones mayores. Por lo general criterios aceptados, consideran como cimiento superficial aquel que se encuentra a menos de 5.0 m de profundidad o con relación D/B menor a 4. Estos valores no excluyen cimentaciones que, a pesar de no cumplir con los criterios expuestos, son definidos como equivalente.

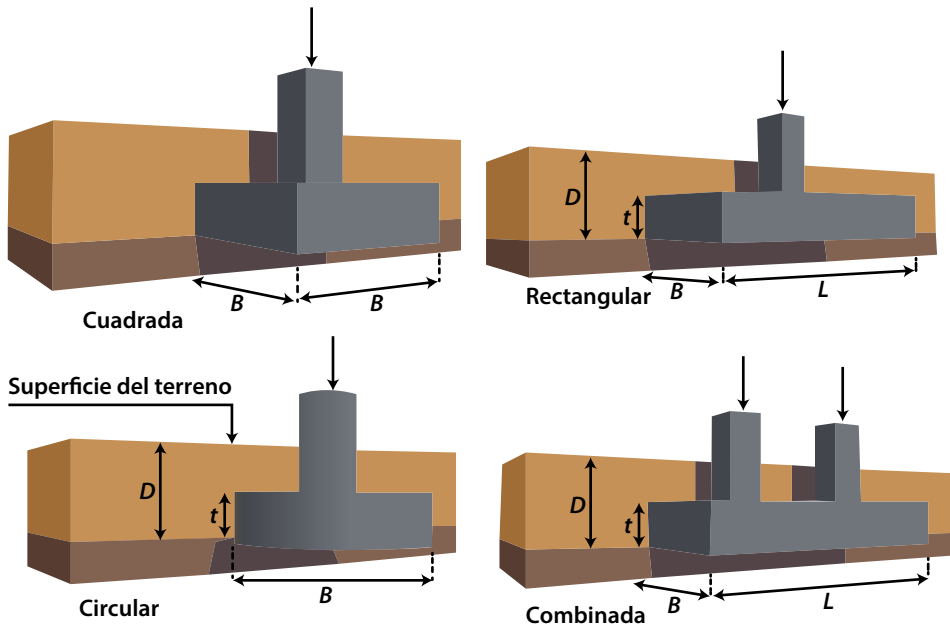
Desde el punto de vista de análisis, la cimentación superficial se relaciona más con no considerar el aporte por resistencia al corte del suelo sobre el nivel de apoyo

del cimiento. Su uso es generalizado para cargas de baja magnitud o cuando se tienen suelos de aceptable capacidad de soporte en las capas superficiales del perfil estratigráfico, sobre las que se apoyará el cimiento. Dentro de esta categoría de cimientos superficiales, los más considerados son: aislados, continuos, losas o placas de cimentación.

1.2.1.1 Cimentaciones aisladas

Son llamadas también “zapatas aisladas” y se emplean para soportar la carga transmitida por una columna de la estructura. La figura 4 presenta modelos de este tipo de cimentación. Por lo general corresponde a una placa de concreto reforzado, con dimensiones de 0.70 a 4.00 m de ancho, y 0.30 a 0.90 m de espesor y sobre esta placa se apoya la columna del proyecto.

Figura 4. Tipos de cimentaciones aisladas



Fuente: adaptado de Coduto (2001).

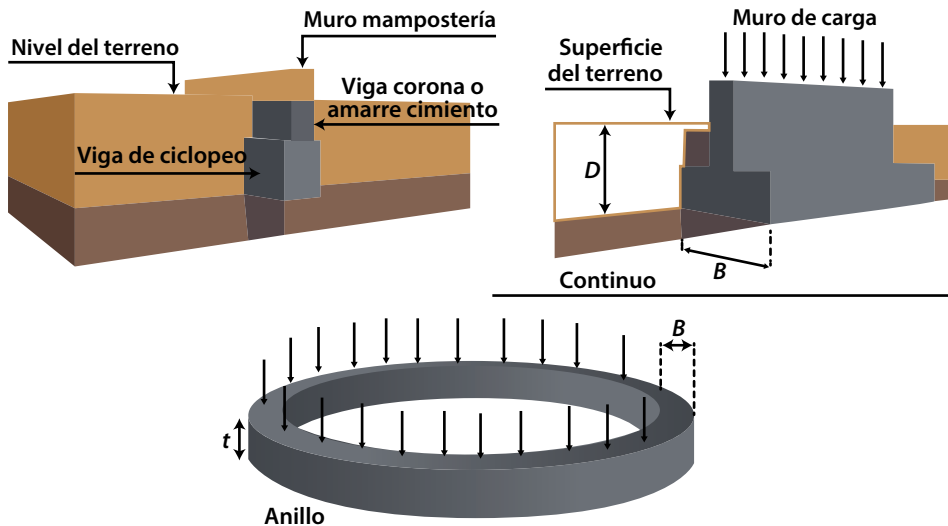
Cuando la distancia entre columnas es pequeña puede requerirse construir una sola zapata para apoyar dos columnas. En este caso reciben el nombre de zapatas combinadas.

1.2.1.2 Cimentaciones continuas

Se usan para apoyar muros que transmiten la carga de la construcción hacia la cimentación. Estos muros pueden ser en concreto reforzado o mampostería. En la figura 5 se presentan modelos de este tipo de cimentación. Para cargas bajas corres-

pendientes a viviendas de uno y dos pisos, con placas de entrepiso apoyadas sobre la mampostería, se acostumbra a construir como cimiento una viga en concreto ciclópeo, la cual, en su parte superior, lleva una viga de amarre en concreto reforzado sobre la cual se apoyan los muros de la casa.

Figura 5. Tipos de cimentaciones continuas



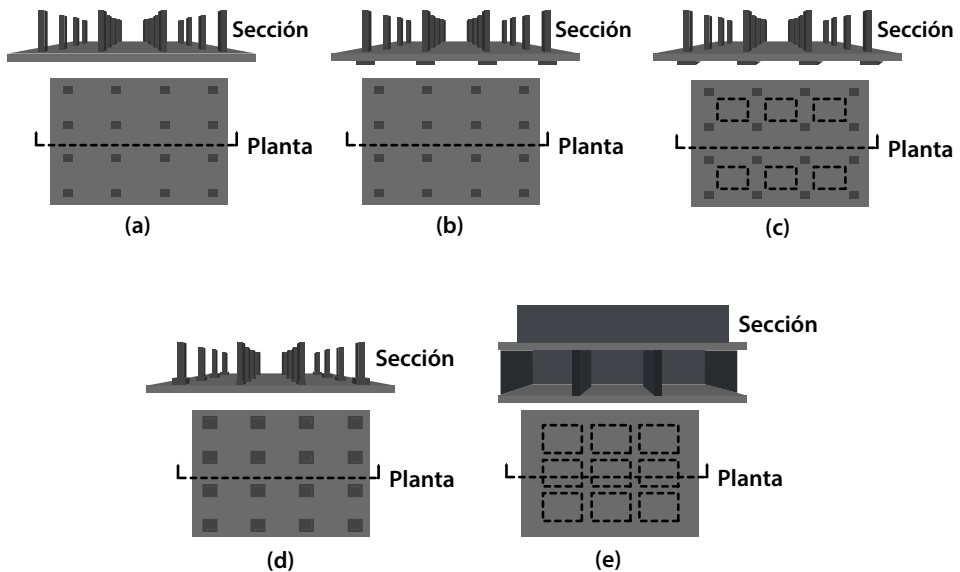
Fuente: adaptado de Coduto (2001).

Para cargas más altas, como en el caso de los edificios de mampostería estructural, o, para muros de contención en voladizo, se emplea como cimiento una losa de concreto reforzado sobre la cual se integra de manera monolítica el muro también en concreto reforzado, sirviendo para soportar y transmitir las cargas de la estructura.

1.2.1.3 Placas de cimentación

Se emplean cuando se tienen condiciones desfavorables del suelo de cimentación y se requiere aplicar presiones bajas al suelo de soporte. Para tal fin, las columnas y/o muros del proyecto, se apoyan sobre una losa de concreto reforzado, maciza o aligerada, con dimensiones equivalentes a las del área a construir. Con esto se busca distribuir sobre un área grande las cargas de la estructura, aplicando presiones más bajas sobre el suelo de apoyo. Diferentes tipos de placas de cimentación se muestran en la figura 6.

Figura 6. Tipos de placas de cimentación



Fuente: adaptado de Das (2012).

1.2.2 Cimentaciones profundas

Cuando el suelo que se encuentra en las capas superficiales no es capaz de soportar de manera adecuada las cargas del proyecto, ya sea porque el suelo no es apto o porque las cargas son muy altas. Por lo general se deben buscar alternativas con suelos de mejor calidad a profundidades mayores, o haciendo trabajar por fricción las capas de suelo por encima del nivel de apoyo.

En este caso se requiere apoyar la estructura sobre columnas enterradas en el suelo (pilotes, pilas o pilares y *caisson*). Por lo general el material empleado para su construcción es el concreto. Para el caso de pilotes también se usa columnas de acero, madera o combinaciones de tubos de acero rellenos de concreto.

La sección transversal típica de los cimientos profundos es circular, aunque existen también de sección rectangular.

La longitud y sección transversal de pilotes, *caisson* o pilas y pilares son variables, dependiendo por lo general de diversos factores, siendo los más importantes la magnitud de las cargas de la estructura y la profundidad en la cual se encuentran los suelos de soporte.

Por lo general los pilotes alcanzan mayor profundidad (superior a los 10 m) y tienen menor sección transversal (inferior a 2.0 m). Pueden ser hincados o preexcavados.

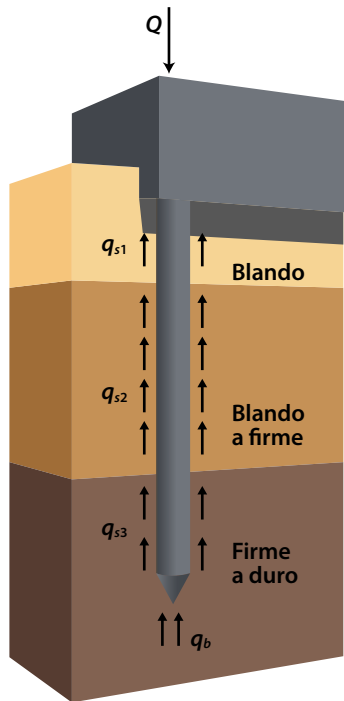
Las pilas y *caissons* son conformados por anillos circulares o rectangulares de concreto que se colocan por excavación del terreno en su interior. Alcanzan profundidades de 5 a 20 m y tienen mayor sección transversal (superior a 0.80 m). El interior de los anillos puede quedar vacío o se puede rellenar de concreto.

Los pilotes tienen diferentes formas de trabajo según las solicitaciones de carga y el suelo de soporte sobre el cual se apoyan. En el siguiente capítulo se enseñan los casos más comunes.

1.2.2.1 Pilotes de punta

En este caso se tiene un espesor superficial de suelos blandos sobre un suelo duro o roca que se usará para soportar la estructura. El pilote trabajará transmitiendo la carga de la estructura directamente al suelo de soporte en la parte inferior. La resistencia es aportada por el suelo de apoyo en la punta (ver figura 7).

Figura 7. Modelo de pilote de punta

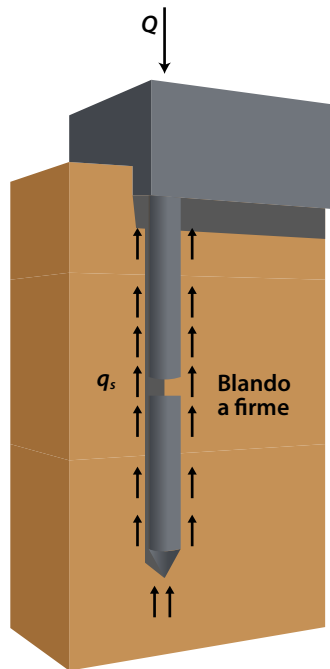


Fuente: elaboración propia.

1.2.2.2 Pilotes de fricción o flotante

Empleados para el caso en el que el espesor de las capas de suelos blandos superficiales es tan grande que no es práctico ni económico utilizar los estratos duros que pueden encontrarse a mayor profundidad. En este caso se aprovecha la adherencia o fricción entre el suelo y las paredes del pilote para soportar las cargas de la estructura, (ver figura 8).

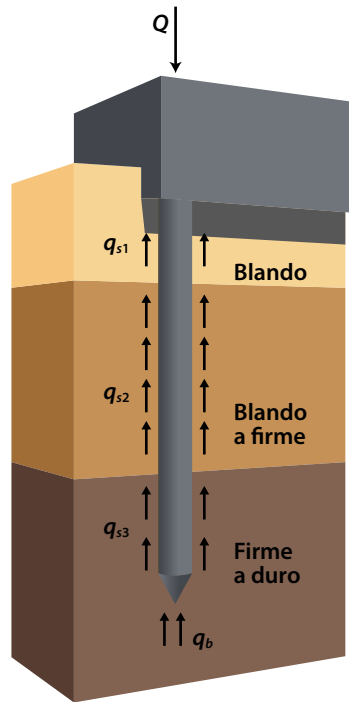
Figura 8. Modelo de pilote de fricción



Fuente: elaboración propia.

1.2.2.3 Pilotes de punta y fricción

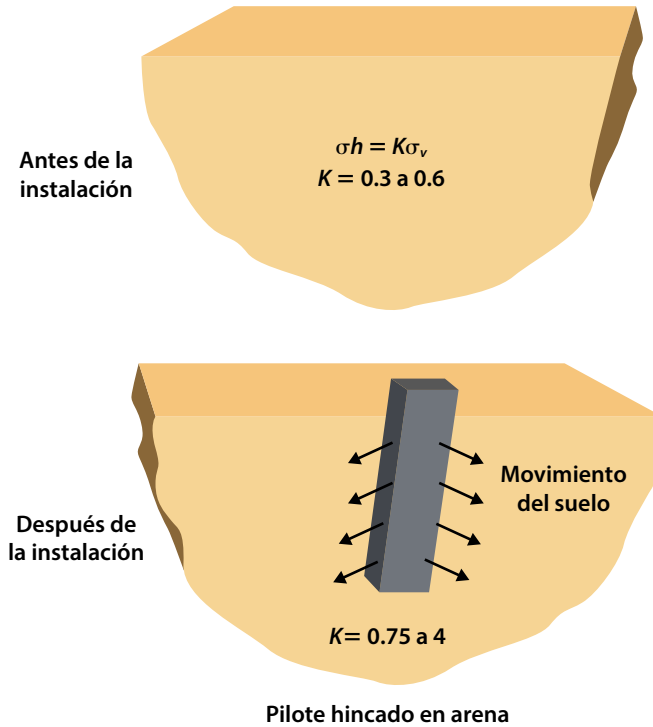
Es una combinación de los dos casos anteriores y es la forma más cercana al funcionamiento de un pilote. Sin embargo, por seguridad, este caso se emplea cuando se tiene una transición global del suelo blando hacia el suelo más rígido con el fin de garantizar el aporte conjunto de las dos componentes, (ver figura 9).

Figura 9. Modelo de pilote de punta y fricción

Fuente: elaboración propia.

1.2.2.4 Pilotes de compactación

Son una variante de los pilotes de fricción. Se usan en suelos granulares sueltos con fin de estabilizarlos aumentando su densidad. En este caso se deben hincar los pilotes en el suelo, para generar un proceso de compactación en el suelo alrededor del pilote, y así aportar fricción lateral, (ver figura 10).

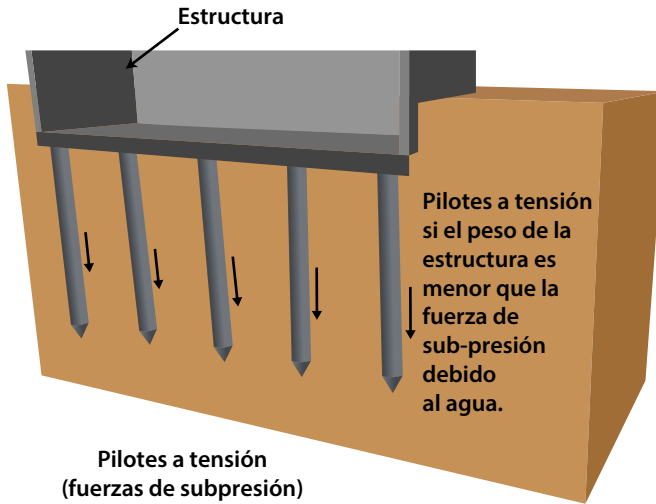
Figura 10. Modelo de pilote de compactación

Fuente: adaptado de McCarthy (2014).

1.2.2.5 Pilotes a tensión

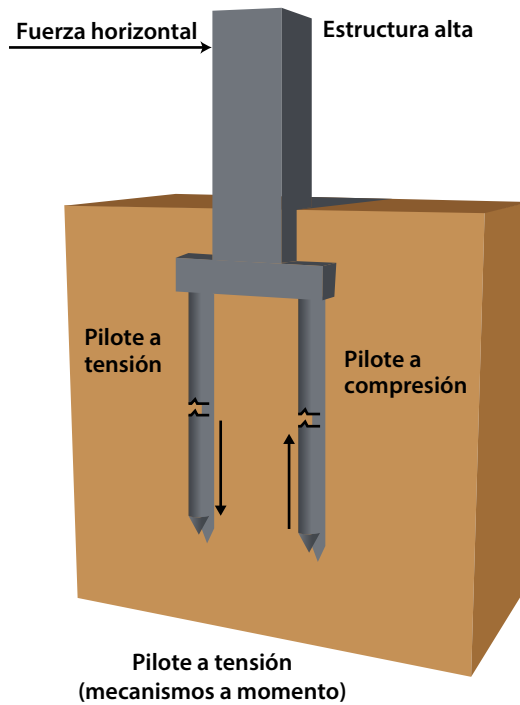
Aprovechan la fricción lateral entre el suelo y el pilote para soportar fuerzas que traten de sacar este último del terreno. Las fuerzas mencionadas se asimilan a unas de tensión o ascendentes, contrarias a las de compresión o descendentes que son aplicadas en los casos anteriores. Ejemplos de este tipo de pilotes se muestran en la figura 11 donde se usan para contrarrestar las fuerzas de flotación en un tanque enterrado bajo el nivel freático. La figura 12 enseña el uso combinado de pilotes de tensión y compresión para generar un sistema resistente a momentos de volcamiento en una estructura muy alta (caso típico en muchos sistemas de torres o estructuras elevadas).

Figura 11. Modelo de pilote a tensión



Fuente: elaboración propia.

Figura 12. Modelo de pilote a tensión y compresión combinados

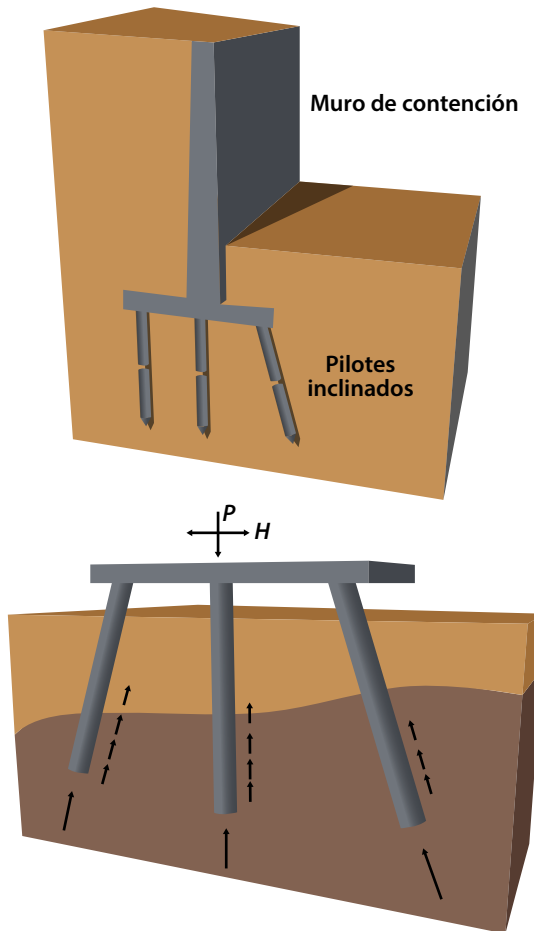


Fuente: elaboración propia.

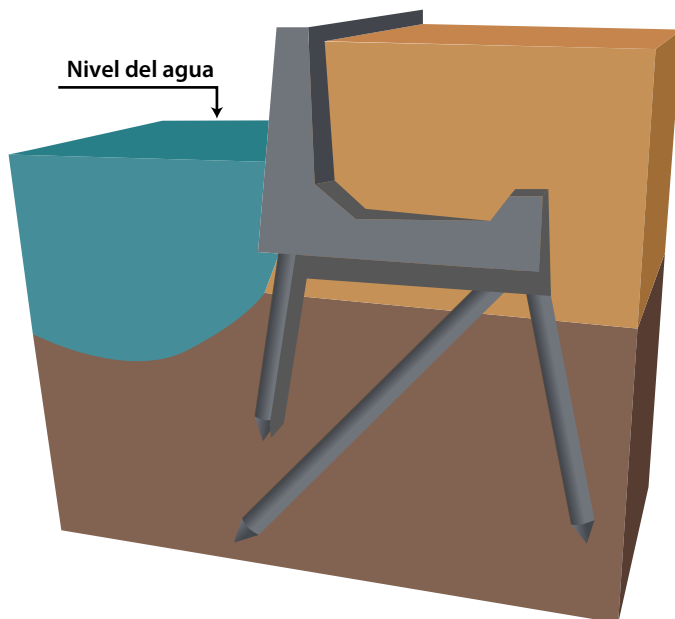
1.2.2.6 Pilotes inclinados

La capacidad axial del pilote se divide en sus componentes horizontal y vertical. Por lo tanto, el pilote está en capacidad de soportar de mejor forma las cargas horizontales sobre la estructura, como es el caso de la figuras 13 y 14.

Figura 13. Modelo de pilotes inclinados



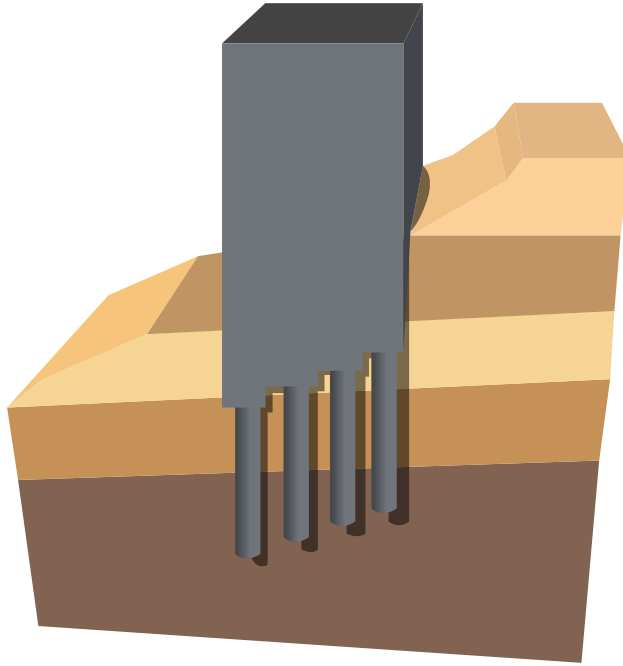
Fuente: elaboración propia.

Figura 14. Uso de pilotes para casos de socavación

Fuente: adaptado de Whitlow (1998).

1.2.2.7 Pilotes de corte

Son utilizados para resistir fuerzas horizontales provocadas en general por movimientos horizontales, ya sea del terreno o debido a fuerzas sísmicas. En este último caso todo pilote vertical deberá a su vez soportar fuerzas horizontales al recibir los efectos sísmicos sobre las construcciones. Dentro de este grupo también caen los pilotes empleados para estabilizar algunos casos de movimientos de masa o deslizamientos en pequeña escala (ver figura 15).

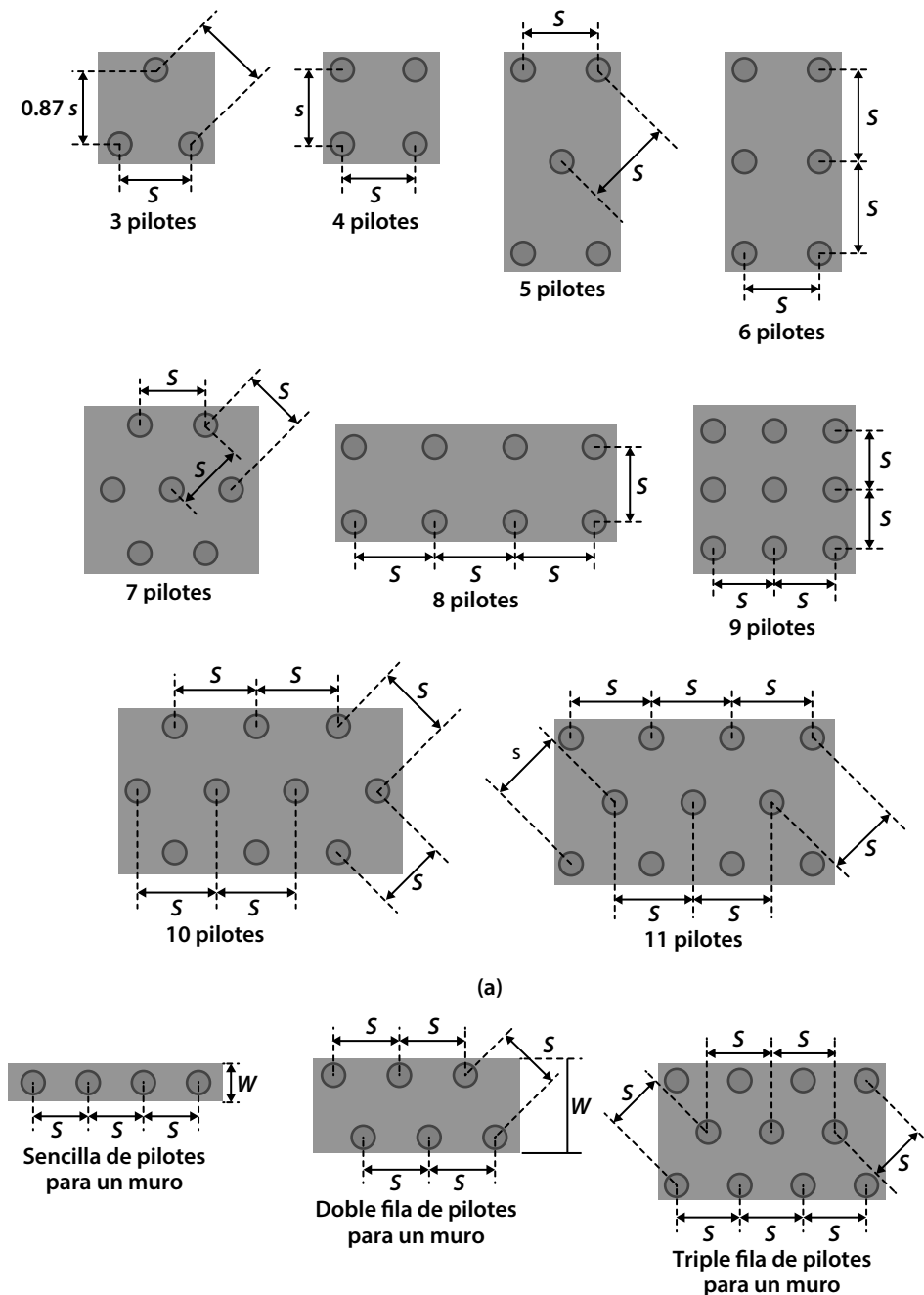
Figura 15. Modelo de pilotes a corte

Fuente: adaptado de Whitlow (1998).

1.2.2.8 Pilotes especiales

Además de los anteriores, existen otros casos en los cuales se hace necesario el empleo de pilotes, por ejemplo, en el caso de puentes. Las pilas centrales o los estribos (figura 14) son apoyados sobre pilotes, se desplantan a profundidad suficiente para que no sean afectadas por problemas de socavación (arrastre del lecho y márgenes del río), generados en épocas de crecientes. Además, cabe mencionar que los pilotes no siempre trabajan solos, sino que en ocasiones se requiere agrupar varios para soportar las cargas. En este caso se les llama “grupo de pilotes”, los cuales se unen en su parte superior por medio de zapatas o dados de cimentación que se encargan de recibir el peso de la estructura y transmitirla a cada uno de los pilotes. La figura 16 presenta configuraciones típicas de grupos de pilotes.

Figura 16. Vista en planta de combinaciones para grupos de pilotes



Fuente: adaptado de Liu (2001).

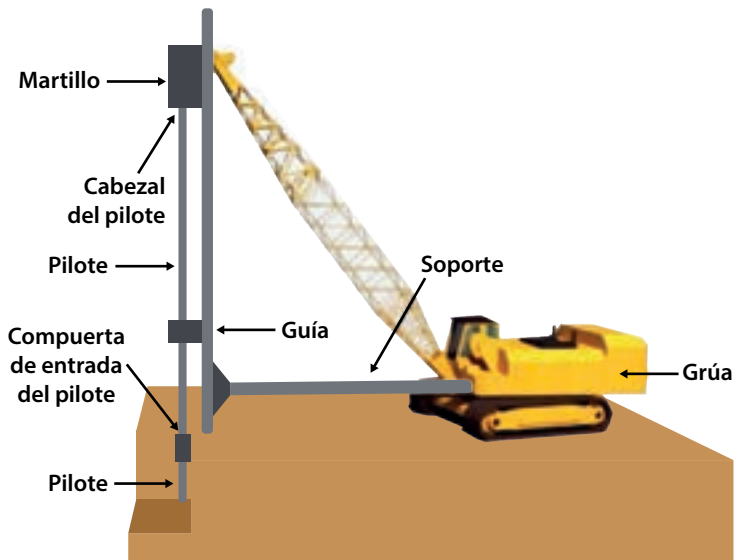
1.2.3 Clasificación de pilotes de acuerdo al sistema constructivo

Un aspecto muy importante a tener en cuenta en el análisis de este tipo de cimentaciones, corresponde al sistema constructivo con el que se coloca el pilote en el terreno. Desde este punto de vista los pilotes se clasifican en dos grupos: **pilotes hincados** y **pilotes preexcavados**.

1.2.3.1 Pilotes hincados

Son aquellos que se clavan con golpes de un peso que se deja caer o es impulsado desde cierta altura dentro del terreno. Pueden ser de concreto, acero o madera. Existen numerosos sistemas patentados de pilotes de este tipo y los sistemas de hinca asociados. Son llamados también como pilotes de gran desplazamiento lateral, ya que a medida que penetran en el suelo empujan lateralmente el suelo a su alrededor. La figura 17 muestra un sistema típico de pilotes hincados.

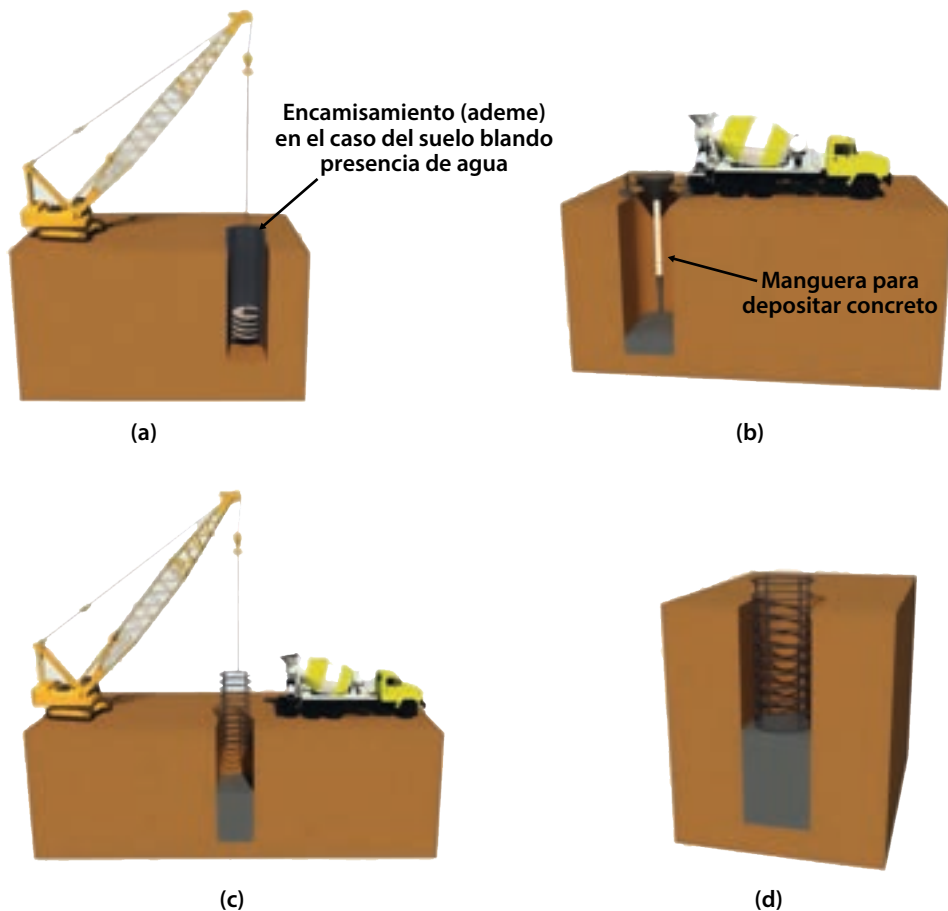
Figura 17. Esquema típico para hincado de pilotes



Fuente: elaboración propia.

1.2.3.2 Pilotes preexcavados

Se construyen haciendo primero la excavación de un orificio en el terreno con la longitud y diámetro estimados en el diseño (a). Esta excavación por lo general se hace con equipos montados sobre grúas y empleando barrenos helicoidales o cucharas tipo almeja. Posteriormente se construye el pilote que se hace mayormente en concreto fundido en el sitio b, c y d. Un sistema típico de pilote preexcavado se muestra en la figura 18.

Figura 18. Esquema típico de pilotes preexcavados

Fuente: adaptado de Coduto (2001).

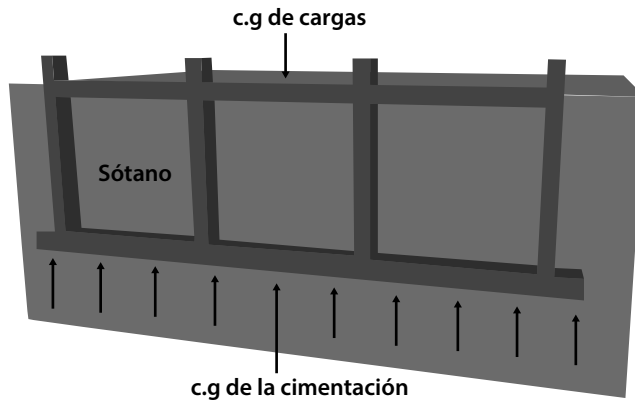
El análisis y diseño de pilotes es una labor compleja y que cae muchas veces en la incertidumbre debido a las diversas funciones simultáneas que realiza el pilote, la diversidad de sistemas empleados en su construcción, así como la dificultad de realizar investigaciones a gran escala dada la magnitud, costo y gran número de variables asociadas con el análisis, diseño y construcción de estos elementos. Existen aproximaciones a su estudio, siendo las teorías más conocidas empleadas para los casos de pilotes de punta y pilotes de fricción. Los demás casos especiales requieren mayor investigación y son materia de estudios avanzados por parte de empresas de consultoría especializadas en este campo de la geotecnia, las cuales tienen sistemas patentados de pilotaje.

1.2.4 Cimentaciones compensadas

Es una ampliación del concepto de repartir cargas sobre un área grande, implícito en las placas de cimentación. Con este proceso se busca reducir la carga sobre el suelo, excavando hasta cierta profundidad el material del sitio como si fuera un sótano profundo. El peso del suelo excavado y retirado será remplazado parcial o totalmente por el peso de la estructura a colocar (figura 19).

En la mayoría de caso se requiere colocar una placa maciza o aligerada de cimentación en el fondo de la excavación y, para buscar una forma más eficiente de soportar las cargas de la estructura, esta placa puede tener apoyo parcial sobre cimentaciones de tipo superficial o profunda.

Figura 19. Cimentación tipo compensada o flotante



Fuente: elaboración propia.

Lo que se busca en la cimentación compensada es disminuir los asentamientos, ya que si al suelo se aplican cargas iguales a las que ya ha soportado, las deformaciones serán mínimas. Con el fin de evitar asentamientos diferentes entre puntos de la estructura se debe garantizar que la presión sea lo más uniforme posible sobre el área de apoyo, para lo cual, además de la rigidez de la placa, se requiere que el centro de gravedad de la estructura este alineado con el centro de gravedad de la cimentación.

1.3 Factores básicos a considerar en el diseño de cimentaciones

Para que una cimentación se pueda considerar como satisfactoria se deben cumplir una serie de requisitos. A continuación, se enumeran los más importantes desde el punto de vista geotécnico:

- » Profundidad y ubicación adecuada: en primer lugar, debe corresponder a un suelo de soporte que sea apto para soportar las cargas. No hay que olvidar

que la profundidad y ubicación no produzca (a mediano o largo plazo) efectos adversos por cambios en las condiciones originales planteadas en el análisis y diseño del suelo, efectos ambientales externos como cambios de humedad, variaciones del nivel freático, suelos expansivos, suelos erodables, fenómenos de subsidencia (hundimiento), licuación de suelos, socavación u otros fenómenos asociados, deben ser considerados en el establecimiento de la profundidad y sitio de ubicación de las cimentaciones de la estructura.

- » Seguridad contra falla por cortante: las cargas aplicadas sobre el suelo no deben provocar el mecanismo de falla por pérdida de resistencia del suelo (figura 2). Para tal fin se debe definir un factor de seguridad ante la carga, generalmente se toma 3.0 para cubrir la incertidumbre asociada con la heterogeneidad del suelo, los factores externos asociados, los métodos de análisis y diseño, así como la variación de la carga. Esto quiere decir que sobre una cimentación bien diseñada se aplicaría como máximo la tercera parte de la carga más alta que puede producir la falla por resistencia al corte del suelo. Con todo lo anterior no es común observar fallas de cimentaciones ocurridas por pérdida de la resistencia del suelo.
- » Asentamiento tolerable: esta es una de las consideraciones más importantes en el análisis y diseño. Toda construcción, dependiendo de igual forma de otros factores de su sistema estructural; materiales, tipo de carga o importancia y uso, tiene un límite máximo tolerable de asentamientos que si se excede se producirán daños a la misma estructura, a sus conexiones con las redes de servicios públicos (agua, alcantarillado, gas, electricidad) o a estructuras vecinas. Por lo tanto, así el suelo sea capaz de soportar cargas altas sin fallar por resistencia, en ocasiones debe limitarse esta carga aún más por las deformaciones que puede sufrir la cimentación. El caso más crítico se presenta cuando se tienen asentamientos no homogéneos entre puntos diferentes de un cimiento, en especial placas de cimentación o cuando se tienen asentamientos diferenciales apreciables entre cimientos aislados adyacentes. Un porcentaje alto de los daños en edificaciones asociados a la cimentación se producen por asentamientos que exceden los límites tolerables.
- » Economía y limitante tecnológica: como toda obra de ingeniería, una cimentación debe ser lo más económica posible garantizando la estabilidad de la construcción que se apoyará sobre ella. Dentro de este aspecto también debe considerarse la factibilidad económica, acorde con las dimensiones del proyecto y con los recursos técnicos y humanos de la zona en la cual se plantea. Por lo que en algunos casos se presentarán diferentes alternativas para los requisitos básicos indicados. La selección del tipo de cimentación más adecuado dependerá entonces de una evaluación de los factores económicos y de la facilidad de utilizar esta tecnología en la región donde se ubicará la obra.

- » Procesos constructivos y efectos sobre construcciones vecinas: complementando el aspecto anterior, el sistema de cimentación escogido estará asociado a una técnica constructiva que debe estar probada por quienes estarán encargados de su construcción. En la medida de lo posible deberán evitarse sistemas que requieran personal y equipo que no se halle con facilidad en la zona de trabajo o que no se haya experimentado en condiciones de suelos similares. De igual manera los procesos constructivos y el tipo de cimentación que se recomiende deben provocar el menor impacto posible sobre las viviendas, vías, redes públicas y demás elementos del entorno asociado al proyecto.

1.4 Selección del tipo de cimentación y profundidad de apoyo

Este aspecto es uno de los más importantes, es el resultado de un estudio geotécnico o de suelos. Como podrá deducirse de los aspectos considerados en los tipos de cimentación y los requisitos básicos para su diseño, la labor requiere combinar una serie de factores dentro de los cuales pueden tenerse en cuenta los siguientes: tipo de construcción, sistema estructural, tipos de cargas transmitidas a la cimentación (verticales, horizontales, momento de compresión y de tensión, magnitud, intensidad y dirección de las cargas), consideraciones geológicas y topográficas locales, condiciones de los suelos y perfil estratigráfico en el sitio del proyecto, experiencia local en esa clase de cimentaciones, métodos constructivos, efectos asociados al suelo de cimentación, construcciones vecinas, todo ello entre los aspectos más relevantes.

Debido a la gran cantidad de factores y a su misma complejidad, no es posible plantear recetas sobre las cimentaciones apropiadas para un sitio determinado. En ocasiones la decisión puede ser fácil y depender solo de una o dos de estas variables. Como el caso de una vivienda sencilla sobre terrenos resistentes y de superficie plana; en otros casos el problema puede ser de tal magnitud que se requerirá de un equipo de trabajo para tomar la mejor decisión como es el caso de la cimentación de puentes o edificios de gran altura. Por lo general en cada proyecto de ingeniería debe contarse con un estudio geotécnico específico para la obra y sitio donde se va a construir en la fase previa de diseño. Dadas las particulares condiciones que pueden presentarse en cada caso.

Como una guía que sirve para dar claridad a los diferentes aspectos considerados en este capítulo, se presenta en el Anexo A, una serie de situaciones adaptadas de McCarthy (1998), donde se muestran tipos apropiados de cimentaciones para diferentes casos típicos que suceden en las obras más comunes de ingeniería.

CAPÍTULO 2

ESFUERZOS NATURALES EN UNA MASA DE SUELO

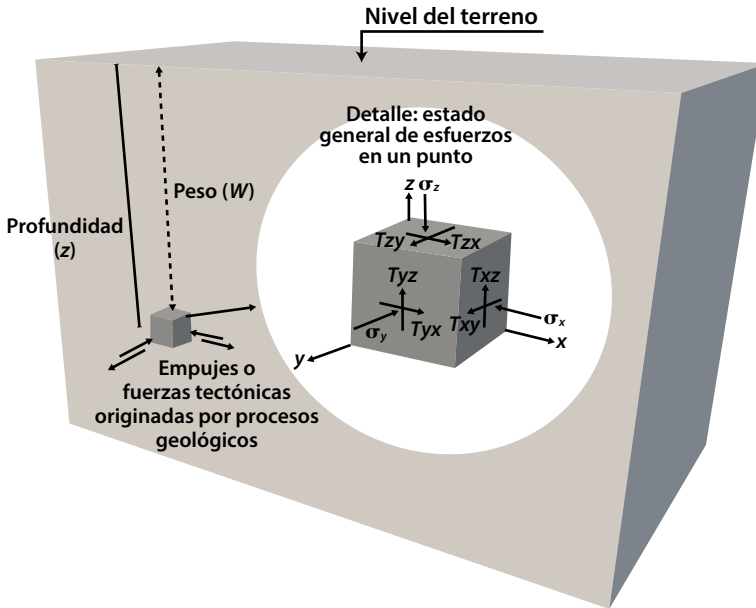
Con el fin de poder analizar de manera adecuada una cimentación, el primer aspecto a conocer debe ser el estado de esfuerzos en condiciones naturales que presenta el suelo que servirá de soporte para la estructura. Este estado de esfuerzos es también llamado esfuerzos *in situ* (en el sitio) o esfuerzos geostáticos.

La figura 20 corresponde a una sección de un perfil de suelos. Dentro de cualquier punto en la masa del suelo a una profundidad (z) existirá una condición de esfuerzos, estos esfuerzos que se presentan dentro del suelo son debidos principalmente al peso de la masa que se encuentra encima del punto en consideración, así como a la historia de esfuerzos que han actuado en el suelo durante su proceso geológico de formación.

La corteza terrestre ha sido sometida durante millones de años (tiempo geológico) a fuerzas que han dado origen al modelamiento de su superficie. Estas fuerzas de compresión o tracción generadas por el movimiento de las placas continentales, fallas, plegamientos, u otros fenómenos similares, actúan principalmente sobre los macizos rocosos donde el estudio del estado de esfuerzos naturales es de mayor complejidad que para el mismo caso de la mecánica de suelos.

Al ser el suelo un producto de la meteorización y transporte de las rocas, su proceso de formación es “reciente” y puede simplificarse notablemente el estudio de esfuerzos. Al considerar a estos materiales como depósitos de materiales transportados o *in situ*.

Figura 20. Estado de esfuerzos en un punto dentro de la superficie terrestre



Fuente: elaboración propia.

La mecánica de suelos clásica considera que sobre un punto de una masa de suelo (como la mostrada en la figura 20), actúan los esfuerzos ortogonales ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) sobre los ejes principales (x, y, z), siendo nulos los esfuerzos cortantes (τ). En esta condición los esfuerzos ortogonales son llamados los esfuerzos principales (figura 21).

2.1 Esfuerzos verticales en una masa de suelo

Dentro del terreno el esfuerzo vertical (σ_z) corresponde al actuante por el peso de la masa de suelo que se halla encima del punto considerado.

$$\sigma_z = \gamma * Z \quad \text{Ecuación (2.1)}$$

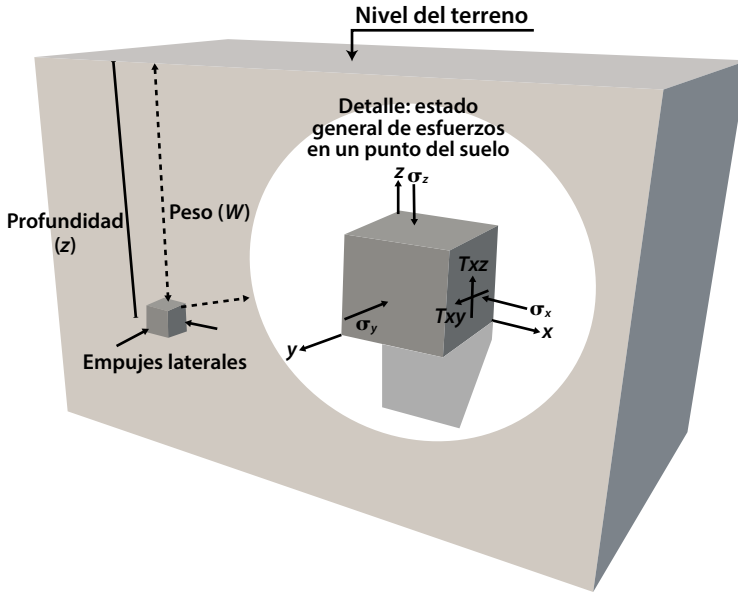
Donde:

σ_z = Esfuerzo vertical total

γ = Peso unitario del suelo

z = Profundidad

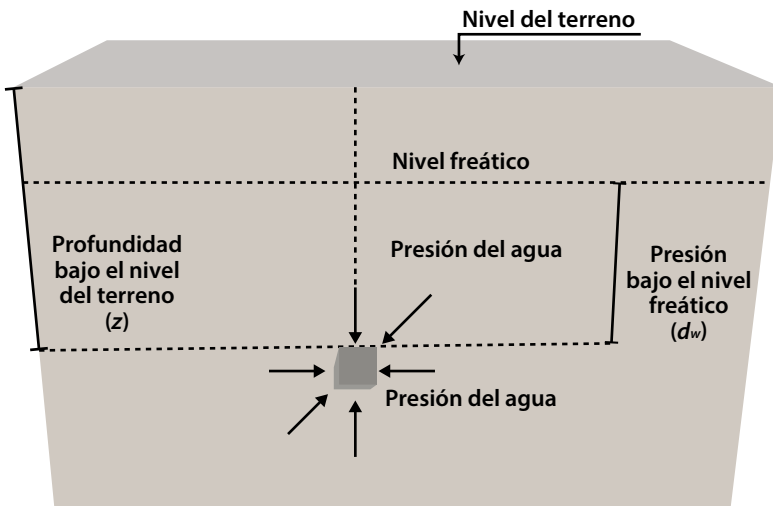
Figura 21. Estado de esfuerzos naturales en una masa de suelo



Fuente: elaboración propia.

Debido a la presencia de agua en el interior de los poros del suelo, se presenta una presión llamada: esfuerzo neutro, presión intersticial o presión de poros. En el caso de que el suelo se encuentre por debajo del nivel freático o tabla de aguas, en una condición de saturación de 100 %, sin flujo. El cálculo de esta presión se hace utilizando las conocidas leyes de la mecánica de fluidos (figura 22).

Figura 22. Presión debido al agua bajo el nivel freático



Fuente: elaboración propia.

Como puede observarse la presión del agua actúa con igual magnitud en todas las direcciones. Sin embargo, para el análisis del esfuerzo vertical actuante sobre la masa de suelos, la presión neta que actuará sobre ella será la correspondiente al esfuerzo total menos la fuerza de flotación actuante en el punto. Esta fuerza de flotación es llamada “presión de poros” (u) y dependerá del peso unitario del agua (γ_w) y la profundidad del punto bajo el nivel freático (d_w).

$$u = \gamma_w \times d_w \quad \text{Ecuación (2.2)}$$

La presión neta que actúa en sentido vertical será la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros. Esta presión recibe el nombre de esfuerzo efectivo (σ'_z).

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad \text{Ecuación (2.3)}$$

Para el caso en el cual el nivel freático coincide con el nivel del terreno (figura 23), se tiene: $z = d_w$ y peso unitario del suelo, que equivale al peso unitario saturado (γ_{sat}).

Esfuerzo total: $\sigma_z = \gamma_{sat} \times Z$

Presión de poros: $u = \gamma_w \times d_w = \gamma_w \times Z$

$$\sigma'_z = \sigma_z - u \quad \text{reemplazando } \sigma_z \text{ y } u$$

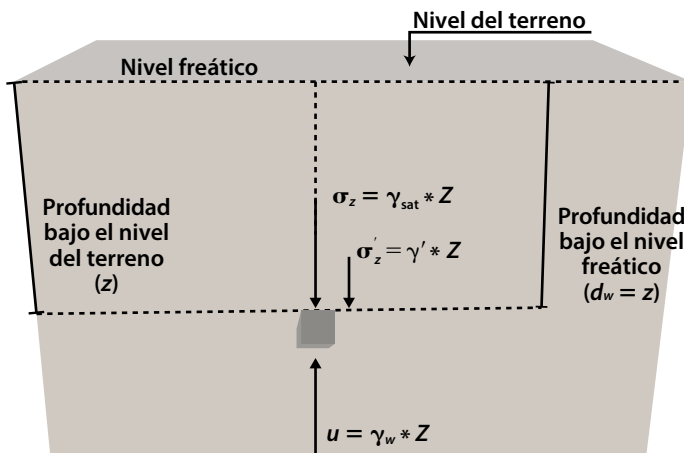
$$\sigma'_z = \gamma_{sat} \times z - \gamma_w \times z \quad \text{factorizando } z$$

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times z \quad \text{haciendo } \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Esfuerzo efectivo: $\sigma'_z = \gamma' \times z \quad \text{Ecuación (2.4)}$

Donde $\gamma' =$ Peso unitario sumergido del suelo

Figura 23. Esfuerzos verticales cuando el nivel freático coincide con el nivel del terreno



Fuente: elaboración propia.

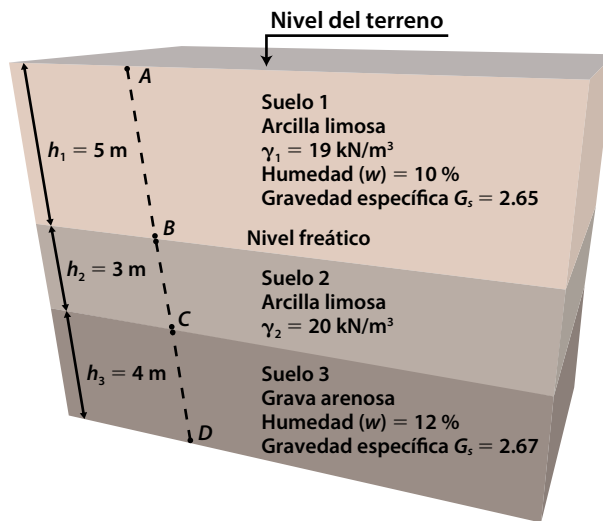
En la práctica cuando se requiere calcular los esfuerzos verticales en un sitio para una aplicación de la mecánica de suelos, se debe conocer en el perfil de suelos los estratos que lo componen, también su espesor, la profundidad del nivel freático, así como el peso unitario total (γ) de cada uno de los estratos.

Los siguientes ejemplos explican el uso de estas expresiones para diferentes situaciones que se presentan en los suelos, en especial cuando se cuenta con varios estratos de ellos.

2.2 Ejemplo 2.1. Esfuerzos totales, efectivos y presión de poro

El siguiente es el perfil de suelos (figura 24) en un sitio donde se desea realizar la cimentación de un edificio. Diagrama de esfuerzos verticales totales, presión de poros y esfuerzos efectivos.

Figura 24. Perfil de suelos, ejemplo 2.1 de esfuerzos verticales



Fuente: elaboración propia.

Para calcular los esfuerzos verticales se requiere conocer los espesores de los estratos y el peso unitario de cada uno de ellos. Para eso se tiene lo siguiente:

Suelo 1:

Espesor del estrato $h_1 = 5.00 \text{ m}$.

Suelo parcialmente saturado.

Peso unitario total (γ_1) = 19.0 kN/m^3 .

Suelo 2:

Espesor del estrato $h_2 = 3.00$ m.

Suelo saturado ($S = 100$ %) por encontrarse bajo el nivel freático.

Peso unitario total (γ_2) = 20.0 kN/m³. $\gamma = \gamma_{sat}$ peso unitario saturado.

Suelo 3:

Espesor del estrato $h_3 = 4.00$ m.

Suelo saturado ($S = 100$ %) por encontrarse bajo el nivel freático.

Peso unitario total (γ_3) = γ_{sat} peso unitario saturado.

Para este suelo no se tiene el dato del peso unitario, pero conociendo la humedad del suelo saturado ($w = 12$ %) y la gravedad específica de los sólidos ($G_s = 2.67$), es posible estimarlo utilizando las expresiones conocidas de relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo que se muestran en las ecuaciones 2.5 a 2.9.

$$e_s = w G_s \quad \text{Ecuación (2.5)}$$

$$\gamma = \frac{G_s + eS}{1 + e} \gamma_w \quad \gamma = \frac{G_s + eS}{1 + e} \gamma_w \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + e} \gamma_w \quad \gamma_d = \frac{G_s}{1 + e} \gamma_w \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \quad \text{Ecuación (2.8)}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

Donde:

e = relación de vacíos

S = saturación del suelo (en decimal).

w = humedad del suelo (en decimal).

G_s = gravedad específica de los sólidos del suelo.

γ = peso unitario total o húmedo del suelo

γ_d = peso unitario seco del suelo.

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo.

γ_w = peso unitario del agua (9.81 kN/m³).

Para el suelo 3, utilizando la expresión (2.5), se calcula su relación de vacíos (e):

$$e S = w G_s$$

$$e * 1 = 0.12 * 2.67$$

$$e = 0.320$$

El peso unitario saturado se estima reemplazando los valores conocidos en la ecuación 2.8:

$$\gamma_{sat} = \frac{2.67 + 0.320}{1 + 0.320} \times 9.81$$

$$\gamma_{sat} = 22.22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_3 = \gamma_{sat} = 22.22 \text{ kN/m}^3$$

Cálculo de los esfuerzos verticales:

En el **punto A** (nivel del terreno) no existe suelo ni carga por encima del punto por lo que:

$$\text{Esfuerzo total en A } \sigma_{z(A)} = 0.0$$

$$\text{Presión de poros en A } u_{(A)} = 0.0$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en A } \sigma'_{z(A)} = \sigma_{z(A)} - u_{(A)} = 0.0$$

Para el punto B:

$$\text{Esfuerzo total en B } \sigma_{z(B)} = \gamma_1 * h_1 = 19.0 * 5.00 = 95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en B } u_{(B)} = 0.0$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en B } \sigma'_{z(B)} = \sigma_{z(B)} - u_{(B)} = 95 - 0 - 0.0 = 95 \text{ kN/m}^2$$

Para el punto C:

$$\text{Esfuerzo total en C } \sigma_{z(C)} = \gamma_1 * h_1 + \gamma_2 * h_2 = \sigma_{z(B)} + \gamma_2 * h_2 = 95 + 20.0 * 3.00 = 155 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en C } u_{(C)} = \gamma_w * h_2 = 9.81 * 3.00 = 29.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en C } \sigma'_{z(C)} = \sigma_{z(C)} - u_{(C)} = 155.0 - 29.43 = 125.57 \text{ kN/m}^2$$

Para el punto D:

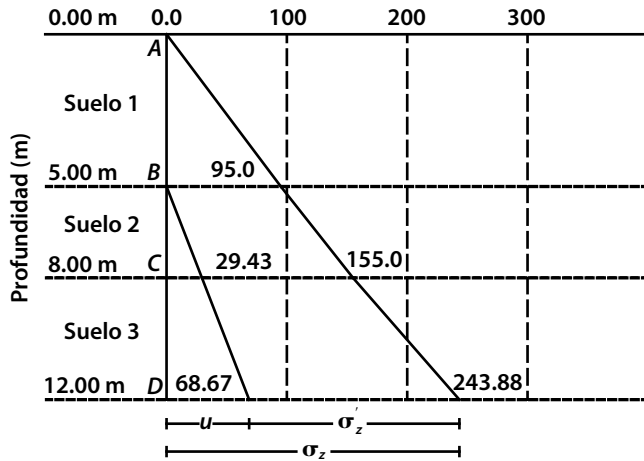
$$\text{Esfuerzo total en D } \sigma_{z(D)} = \sigma_{z(C)} + \gamma_3 * h_3 = 155 + 22.22 * 4.00 = 243.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en D } u_{(D)} = \gamma_w * (h_2 + h_3) = 9.81 * (3.00 + 4.00) = 68.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en D } \sigma'_{z(D)} = \sigma_{z(D)} - u_{(D)} = 243.88 - 68.67 = 175.21 \text{ kN/m}^2$$

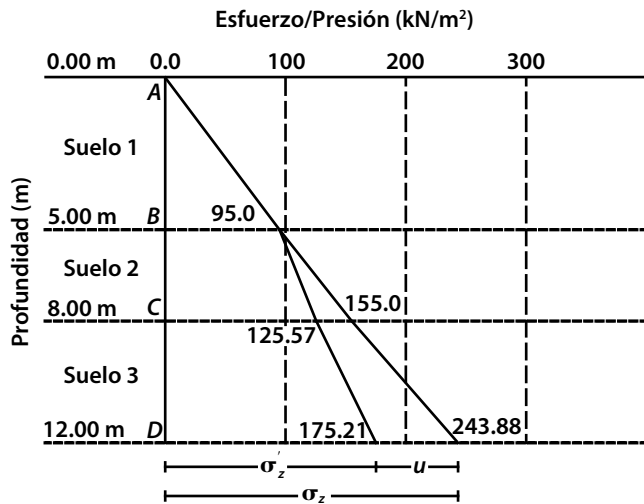
En la figura 25 se ha dibujado el diagrama de esfuerzos para el perfil de suelos, ubicando los valores calculados para los puntos A, B, C y D, en un mismo plano de coordenadas. En el diagrama se han dibujado el esfuerzo total y la presión de poros. La diferencia entre las dos líneas corresponde al esfuerzo efectivo. Otra representación de los resultados se da en el diagrama de la figura 26.

Figura 25. Diagrama de esfuerzos verticales totales y presión de poros. Ejemplo 2.1



Fuente: elaboración propia.

Figura 26. Diagrama de esfuerzos verticales totales y efectivos. Ejemplo 2.1

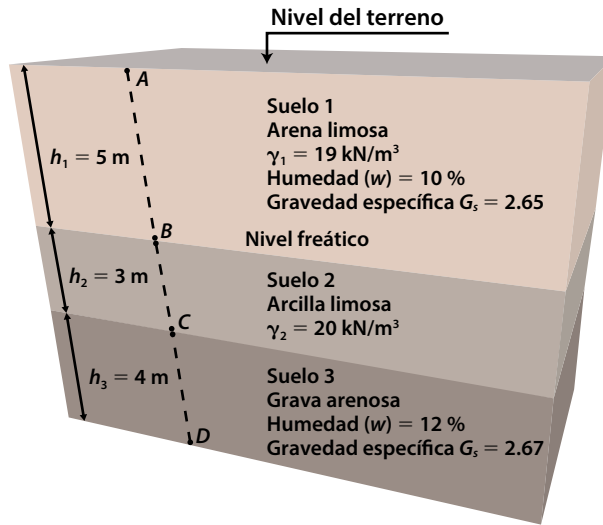


Fuente: elaboración propia.

2.3 Ejemplo 2.2. Diagramas de esfuerzos totales, efectivos y presión de poros

Dibujar el diagrama de esfuerzos para el perfil de suelos del ejemplo 2.1., en caso de que el nivel freático suba hasta el nivel del terreno (figura 27).

Figura 27. Perfil de suelos, ejemplo 2.2. Esfuerzos verticales



Fuente: elaboración propia.

Al subir el nivel freático, el suelo 1 sufre un aumento en su contenido de humedad, por lo tanto, también su peso unitario total. Se considerará que, al estar todo el estrato bajo el nivel freático, se encuentra en una condición de saturación $S = 100\%$, haciendo que el peso unitario del suelo 1 (γ_1) sea equivalente al peso unitario saturado de este suelo (γ_{sat}).

Utilizando nuevamente las relaciones gravimétricas y volumétricas para este suelo, se estimará el valor del γ_{sat} .

Utilizando la ecuación 2.9 para el suelo 1:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{19}{1 + 0.10} = 17.27 \text{ kN/m}^3$$

La relación de vacíos se obtiene despejando e de la ecuación 2.7 y reemplazando γ_d y G_s , se tiene la ecuación 2.10.

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

$$e = \frac{2.65}{17.27} * 9.81 - 1 = 0.505$$

Remplazando en la ecuación (2.8):

$$\gamma_{sat} = \frac{2.65 + 0.505}{1 + 0.505} * 9.81$$

$$\gamma_{sat} = 20.57 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_1 = \gamma_{sat} = 20.57 \text{ kN/m}^3$$

Los valores del peso unitario para los suelos 2 y 3 son los obtenidos en el ejemplo 2.1.

Cálculo de esfuerzos verticales:

En el punto A, que es nivel del terreno:

$$\text{Esfuerzo total en A } \sigma_{z(A)} = 0.0$$

$$\text{Presión de poros en A } u_{(A)} = 0.0$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en A } \sigma'_{z(A)} = \sigma_{z(A)} - u_{(A)} = 0.0$$

Para el punto B:

$$\text{Esfuerzo total en B } \sigma_{z(B)} = \gamma_1 * h_1 = 20.57 * 5.0 = 102.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en B } u_{(B)} = \gamma_w * h_1 = 9.81 * 5.0 = 49.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en B } \sigma'_{z(B)} = \sigma_{z(B)} - u_{(B)} = 102.85 - 49.05 = 53.80 \text{ kN/m}^2$$

Para el punto C:

$$\text{Esfuerzo total en C } \sigma_{z(C)} = \sigma_{z(B)} + \gamma_2 * h_2 = 102.85 + 20.0 * 3.0 = 162.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en C } u_{(C)} = \gamma_w * (h_1 + h_2) = 9.81 * (5.0 + 3.0) = 78.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en C } \sigma'_{z(C)} = \sigma_{z(C)} - u_{(C)} = 162.85 - 78.48 = 84.37 \text{ kN/m}^2$$

Para el punto D:

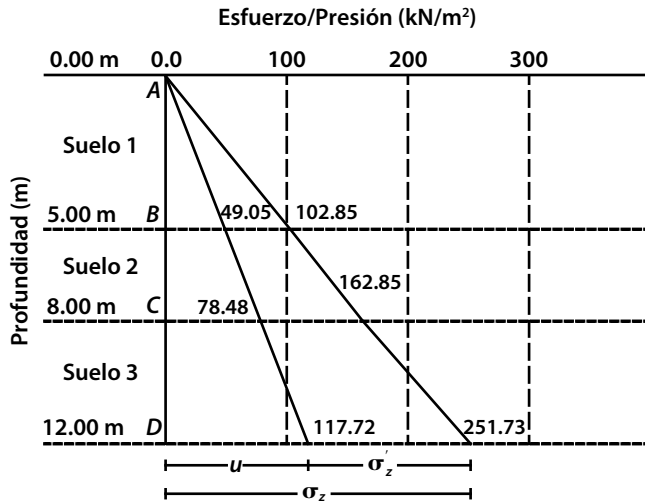
$$\text{Esfuerzo total en D } \sigma_{z(D)} = \sigma_{z(C)} + \gamma_3 * h_3 = 162.85 + 22.22 * 4.00 = 251.73 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de poros en D } u_{(D)} = \gamma_w * (h_1 + h_2 + h_3) = 9.81 * (5.0 + 3.0 + 4.0) = 117.72 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en D } \sigma'_{z(D)} = \sigma_{z(D)} - u_{(D)} = 251.73 - 117.72 = 134.01 \text{ kN/m}^2$$

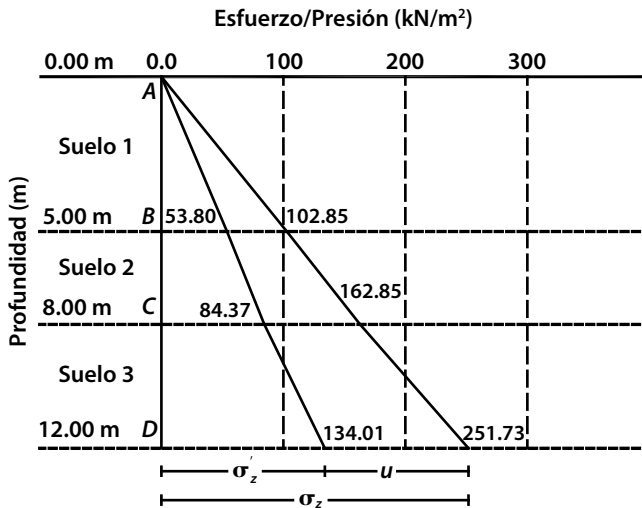
En las figuras 28 y 29 se han dibujado los diagramas de esfuerzos para este caso.

Figura 28. Diagrama de esfuerzos verticales totales y presión de poros. Ejemplo 2.2



Fuente: elaboración propia.

Figura 29. Diagrama de esfuerzos verticales totales y efectivos. Ejemplo 2.2



Fuente: elaboración propia.

2.4 Efecto del nivel freático sobre los esfuerzos *in situ*

La presencia del nivel freático afecta de gran manera los esfuerzos en el suelo. El esfuerzo efectivo es menor al esfuerzo total cuando se encuentra el suelo bajo el nivel freático. Como se pudo concluir de los ejemplos anteriores, al subir el nivel freático se presenta una disminución importante en el estado de esfuerzos efectivos debido al incremento en la presión de poros.

Para determinar la resistencia al corte en un suelo, además de los parámetros de este (cohesión y ángulo de fricción), se debe conocer la magnitud del esfuerzo total o efectivo que actúa en un punto determinado. Básicamente el mecanismo de resistencia al corte del suelo es un modelo de fricción entre las partículas del suelo que depende del esfuerzo actuante en el contacto entre partículas minerales. El esfuerzo efectivo es considerado como el esfuerzo actuante en el contacto entre partículas lo que no es estrictamente cierto ya que realmente representa el esfuerzo promedio intergranular en una sección plana dentro de la masa del suelo. Sin embargo, para efectos prácticos, esta aproximación da resultados bastante ajustados al comportamiento experimental de lo estudiado.

La presencia de agua hace disminuir la presión de contacto entre partículas. El agua no soporta esfuerzos de corte por lo que su efecto neto será disminuir la resistencia efectiva del suelo.

2.5 Esfuerzos horizontales

La magnitud de los esfuerzos horizontales que actúan en la masa de suelo es función de: el proceso de formación y deposición, la deformación horizontal sufrida por el suelo ante el esfuerzo vertical y su historia de esfuerzos (eventos geológicos, fuerzas tectónicas actuantes en el macizo rocoso). Bajo tales condiciones se dice que un punto de suelo, como el mostrado anteriormente en la figura 21, está en reposo.

La magnitud del esfuerzo horizontal está en relación con el esfuerzo vertical por lo que se plantea la ecuación 2.11.

$$\sigma_h = K_o * \sigma_z \quad \text{Ecuación (2.11)}$$

Donde:

σ_h = esfuerzo horizontal, valor de σ_x , σ_y . Por lo general iguales en mecánica de suelos.

σ_z = esfuerzo vertical.

K_o = coeficiente de presión lateral de tierras en reposo.

El coeficiente K_o es igual a la relación entre el esfuerzo horizontal sobre el esfuerzo vertical $K_o = \sigma_h/\sigma_z$. Este valor depende principalmente de la historia de carga y descarga (historia de esfuerzos) del suelo. Manuel Delgado Vargas (1996), cita a Kulhawy considerando que “en la actualidad existen tres métodos para determinar K_o : a) interpretación de mediciones directas *in situ* por medio de presurómetro, dilatómetro u otros dispositivos de medición *in situ*; b) a partir de la historia de esfuerzos del depósito, y c) correlaciones empíricas con resultados del SPT (ensayo penetración estándar) o CPT (ensayo penetración de cono)” (p. 447).

Determinar el valor de K_0 es una labor compleja y que requiere mucha experimentación y equipos delicados. La tabla 1 muestra valores típicos para este coeficiente según el tipo de suelo.

Tabla 1. Intervalo de valores de K_0

Tipo de Suelo	K_0
Arena suelta	0.45 - 0.60
Arena densa	0.30 - 0.50
Arcilla no consolidada	0.50 - 0.70
Arcilla preconsolidada	1.00 - 4.00
Arcilla compactada	0.70 - 2.00

Fuente: adaptada de Whitlow (1998).

2.6 Importancia de los esfuerzos naturales

Conocer los esfuerzos naturales lleva a aplicaciones prácticas en numerosos problemas de la mecánica de suelos. En primer lugar, debe indicarse que el valor de los esfuerzos efectivos es básico para determinar la resistencia un corte que tiene el suelo. Este cálculo es común en el análisis de estabilidad de taludes. También el esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la cimentación es el que aporta la función de soporte por sobrecarga al suelo de cimentación, tal como se explicó en el capítulo 1.

Los esfuerzos efectivos verticales en conjunto con el coeficiente de presión lateral en reposo K_0 , se emplean para calcular la fuerza de fricción lateral sobre pilotes flotantes igual que la resistencia lateral a la deformación en pilotes sometidos a fuerzas horizontales.

En el cálculo de muros de contención, la magnitud del esfuerzo vertical es la base para determinar el empuje lateral de suelos como una función de los coeficientes de presión lateral de suelos en reposo o activos. De igual manera para el cálculo del empuje sobre el suelo (caso pasivo) en el diseño de anclajes.

La determinación del esfuerzo efectivo vertical en un suelo se utiliza también para calcular los asentamientos por consolidación en arcillas saturadas. Cuando se aplican cargas por cimentaciones apoyadas sobre este tipo de suelos también se emplea la variación en los esfuerzos efectivos para estimar los asentamientos que pueden ocurrir por descenso de nivel freático en suelos que son sometidos a bombeo o extracción de agua.

CAPÍTULO 3

ESFUERZOS DEBIDOS A LAS CARGAS EXTERNAS

Cuando una cimentación aplica carga sobre el suelo modifica el estado de esfuerzo natural existente dentro de la masa de material. Para estudiar de qué manera se produce este cambio y las modificaciones que se dan como resultado, es necesario realizar simplificaciones en la naturaleza del suelo con el fin de obtener una teoría y formulación matemática que dé resultados cercanos a la realidad.

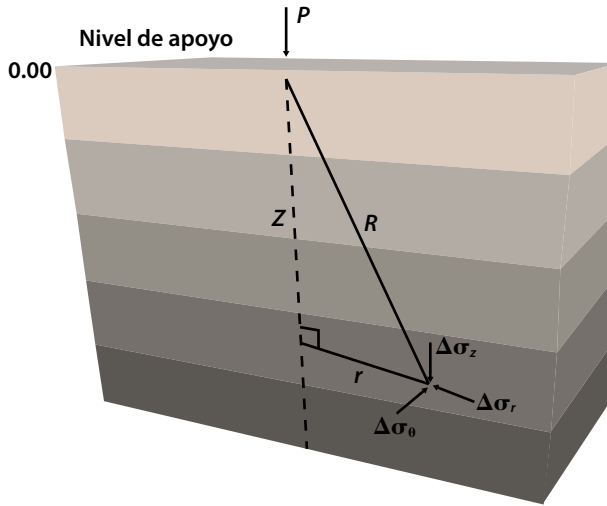
La base del estudio de los esfuerzos producidos por las cargas en el interior de una masa de suelo (esfuerzos inducidos), es la teoría de la elasticidad. El modelo básico fue planteado por Boussinesq bajo la consideración que la carga se aplica en un medio semiinfinito viscoso que tiene que ser: homogéneo, isotrópico y linealmente elástico. No se incluye el peso del suelo en el análisis de esfuerzos por carga externa.

El modelo anterior no representa de manera exacta a los suelos por las siguientes razones: el suelo usualmente es estratificado, presenta capas de espesor definido. Pueden existir capas de rocas cerca de la superficie, lo cual hace que no sea de profundidad infinita. Las propiedades físicas y mecánicas cambian fácilmente de un punto a otro del suelo. Las propiedades del suelo no son las mismas en todas las direcciones, presentando diferencias importantes si se analiza en dirección vertical o en dirección horizontal, esto se debe a la formación del suelo en capas. El comportamiento del suelo se considera más como un cuerpo elasto-plástico.

A pesar de las anteriores consideraciones la teoría de Boussinesq presenta un modelo que da resultados aceptables y que representa con buena aproximación el

comportamiento observado de los esfuerzos producidos por las cargas dentro del suelo. Para niveles de deformación baja producidos por la carga, la teoría elástica debe probarse para predecir el comportamiento del suelo. De igual manera si dentro del perfil de suelos se tienen estratos con propiedades esfuerzo-deformación similares, no tiene cambios notables en la rigidez entre cada suelo. El modelo original de Boussinesq fue propuesto para evaluar los esfuerzos causados por una carga de tipo puntual aplicada en dirección normal a la superficie, ver figura 30.

Figura 30. Esfuerzos inducidos debidos a una carga puntual



Fuente: elaboración propia.

A una profundidad (z) dentro de la masa de suelo y a una distancia radial (r), el incremento de esfuerzo producido por la carga se descompone en sus componentes sobre los ejes principales: vertical ($\Delta\sigma_z$), tangencial ($\Delta\sigma_\theta$) y radial ($\Delta\sigma_r$). Esfuerzos tangenciales τ_{rz} , $\tau_{\theta z}$, $\tau_{\theta r}$. Estos valores corresponden a las ecuaciones 3.1 a 3.5.

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{3}{2\pi} \cos^5 \alpha \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

$$\Delta\sigma_r = \frac{P}{z^2} \left[\frac{3z^3 r^2}{2\pi R^5} - \frac{(1-2\nu)z^2}{R(R+z)} \right] \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{(2\nu-1)}{2\pi} \left[\frac{z^3}{R^3} - \frac{z^2}{R(R+z)} \right] \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{3}{2\pi} \frac{z^4 r}{R^5} = \Delta\sigma_z \frac{r}{z} \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

$$\Delta\tau_{\theta z} = \Delta\tau_{\theta r} = 0.0 \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

Donde ν = relación de Poisson del suelo. Los demás términos quedaron definidos en la figura 30. Por lo general se considera que los cambios de volumen producidos dentro del suelo, por aplicación de la carga, son pequeños. Bajo tal circunstancia el esfuerzo principal será el vertical ($\Delta\sigma_z$), el cual puede describirse como muestra la ecuación 3.6.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

La expresión anterior se puede dar en términos adimensionales para la relación r/z , ecuación 3.7.

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

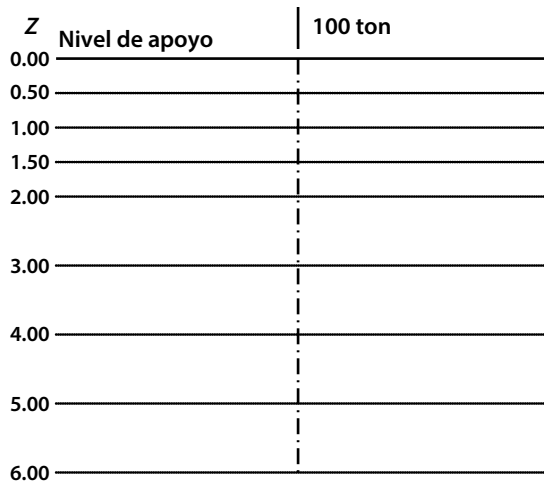
$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \quad \text{Ecuación (3.7)}$$

Donde I_p recibe el nombre de factor de influencia de la carga puntual, que puede calcularse con la fórmula o a partir de tablas y gráficos para diferentes relaciones r/z .

3.1 Ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual. Variación vertical

La columna de un edificio soporta una carga de 1.000 kN. Se pueden evaluar los esfuerzos que produce bajo el centro de la carga, dentro del suelo de cimentación, por debajo del nivel de apoyo. Ver figura 31.

Figura 31. Ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación vertical



Fuente: elaboración propia.

Se calcularán las diferentes profundidades (z) y los esfuerzos producidos por la carga de 100 t, mostradas en la figura 31.

Para este caso: $P = 1000$ kN, $r = 0.0$.

Para valores de $r/z = 0.0$, el factor de influencia I_p , se calcula como:

$$I_p = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + (0)^2} \right]^{5/2}$$

$$I_p = 0.477$$

El esfuerzo será entonces (ecuación 3.7):

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} 0.4775$$

Para diferentes valores de z se han tabulado los resultados correspondientes que representamos en la tabla 2 y su representación gráfica en la figura 32.

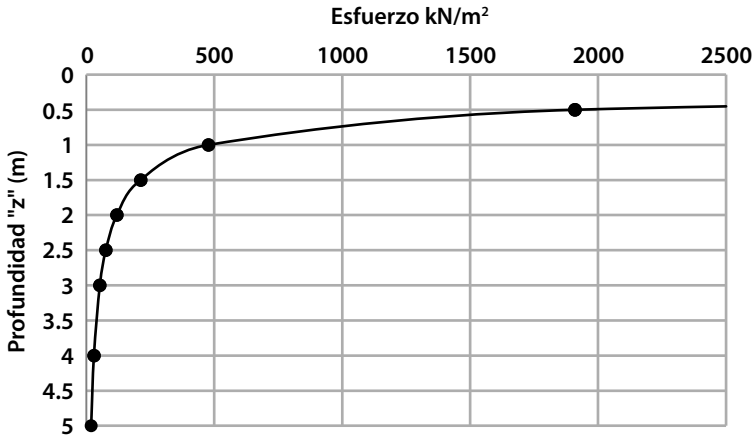
Tabla 2. Resultados ejemplo 3.1. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación vertical

P(kN) =	1000
r(m) =	0
z	$\Delta\sigma_z$
(m)	kN/m²
0.00	no definido
0.25	7639.44
0.50	1909.86
1.00	477.47
1.50	212.21
2.00	119.37
2.50	76.39
3.00	53.05
4.00	29.84
5.00	19.10

Fuente: elaboración propia.

La solución por carga puntual presenta concentración de esfuerzos en la parte superior que se van disminuyendo a mayor profundidad. Esta solución no representa de manera adecuada los esfuerzos en las capas superiores del suelo que es donde se predice valores muy altos, pero es la base para el desarrollo posterior de expresiones mucho más cercanas al comportamiento ideal y real de los esfuerzos inducidos.

Figura 32. Esfuerzos inducidos por carga externa puntual, ejemplo 3.1, variación vertical

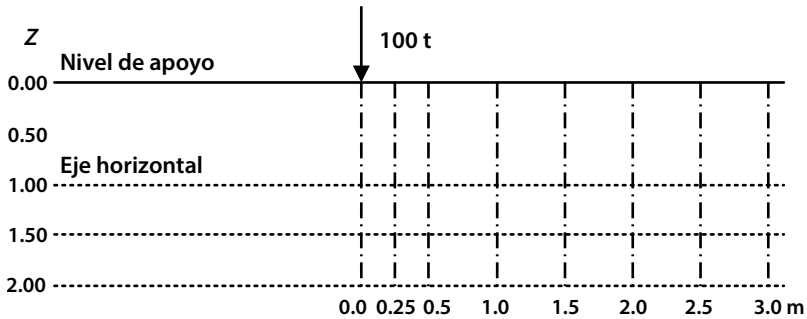


Fuente: elaboración propia.

3.2 Ejemplo 3.2. Esfuerzos debidos a carga externa puntual. Variación horizontal

Se determinan los esfuerzos producidos por la carga del ejemplo 3.1 sobre ejes horizontales a 1.00, 1.50 y 2.00 m de profundidad, bajo la carga aplicada.

Figura 33. Ejemplo 3.2. Esfuerzos debidos a carga externa puntual, variación horizontal



Fuente: elaboración propia.

- » Para el eje a 1.0 m de profundidad: $Z = 1.0$ m; $P = 1000$ kN
 $r =$ variable: 0.0, 0.25, 0.50, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00.
- » Para el eje a 1.5 m de profundidad: $Z = 1.5$ m; $P = 1000$ kN
 $r =$ variable: 0.0, 0.25, 0.50, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00.
- » Para el eje a 2.0 m de profundidad: $Z = 2.0$ m; $P = 1000$ kN
 $r =$ variable: 0.0, 0.25, 0.50, 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 3.00.

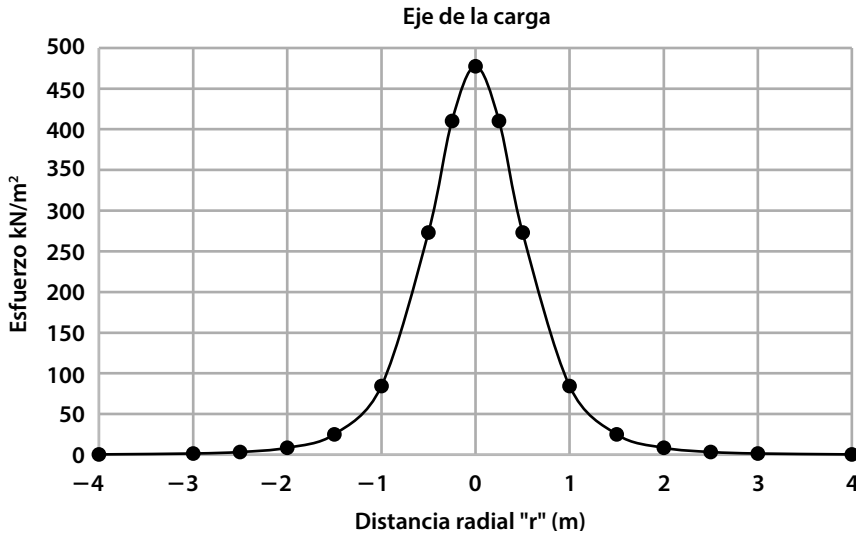
Remplazando los valores de z , P y r en la ecuación (3.6) se han elaborado las tablas 3, 4 y 5, así como las Figuras 34, 35 y 36 donde se presentan los resultados y los diagramas correspondientes:

Tabla 3. Resultados a profundidad $z = 1.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal

$P(\text{kN}) =$	1.000
$z(\text{m}) =$	1.0
r	$\Delta\sigma_z$
(m)	kN/m^2
0.00	477.46
0.25	410.32
0.50	273.32
1.00	84.40
1.50	25.07
2.00	8.54
2.50	3.37
3.00	1.51
4.00	0.40

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Resultados a profundidad $z = 1.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal

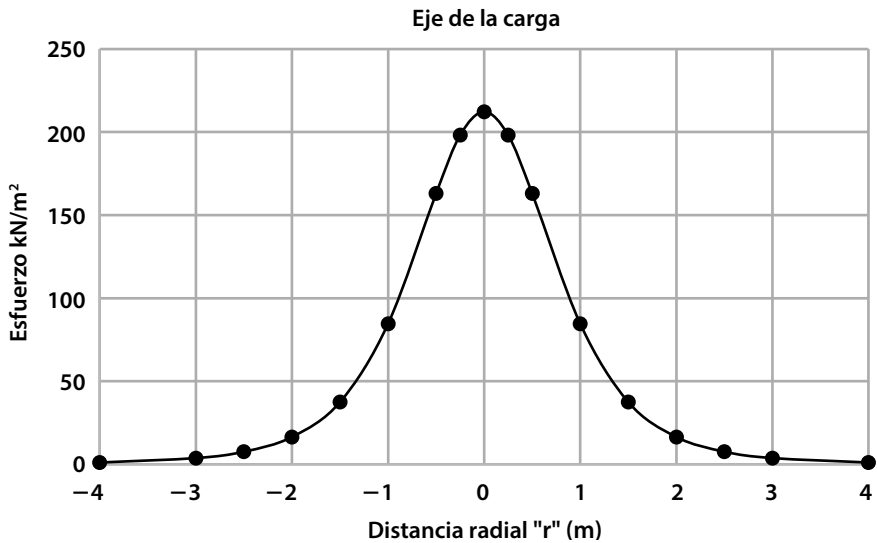


Fuente: elaboración propia.

Tabla 4. Resultados a profundidad $z = 1.5$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal

$P(\text{kN}) =$	1.000
$z(\text{m}) =$	1.5
r	$\Delta\sigma_z$
(m)	kN/m^2
0.00	212.21
0.25	198.16
0.50	163.07
1.00	84.63
1.50	37.51
2.00	16.50
2.50	7.65
3.00	3.80
4.00	1.13

Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Resultados a profundidad $z = 1.5$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal

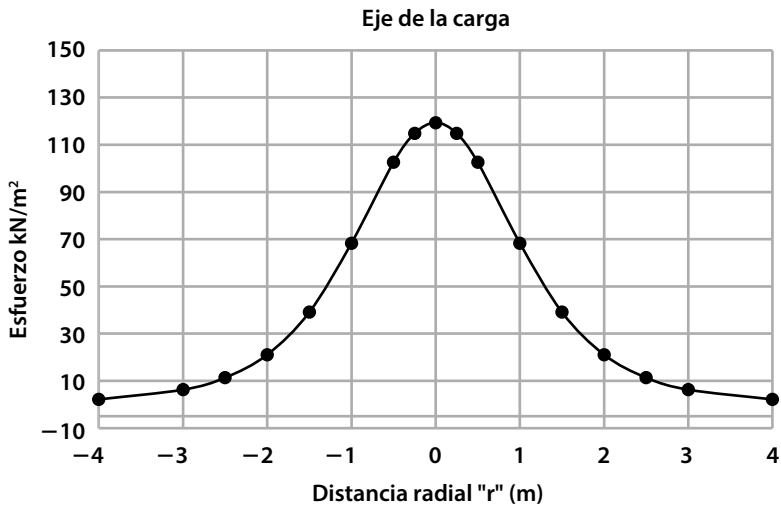
Fuente: elaboración propia.

Tabla 5. Resultados a profundidad $z = 2.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal

P(kN) =	1.000
z(m) =	2.0
r	$\Delta\sigma_z$
(m)	kN/m²
0.00	119.37
0.25	114.83
0.50	102.58
1.00	68.33
1.50	39.11
2.00	21.10
2.50	11.36
3.00	6.27
4.00	2.14

Fuente: elaboración propia.

Figura 36. Resultados a profundidad $z = 2.0$ m, ejemplo 3.2, variación horizontal



Fuente: elaboración propia.

En los tres casos el esfuerzo inducido disminuye a medida que se aleja del eje de aplicación de la carga a distancias entre los 2.0 a 3.0 metros.

3.3 Esfuerzos inducidos por los cimientos

En la práctica las cargas de las estructuras no actúan sobre el suelo de forma puntual, sino que la mayoría de las veces se distribuyen sobre cimientos con áreas de

contacto que son de forma rectangular o circular. El modelo de carga puntual debe ser ampliado, utilizando fórmulas de integración, con el fin de obtener expresiones que representen la condición más cercana posible a la forma del cimientto.

Se debe considerar también la distribución de carga sobre la cimentación que se asumirá uniforme, calculándose la presión de contacto (q) mediante la relación: carga aplicada puntual (P), sobre el área del cimientto (A), como se muestra a continuación:

$$q = \frac{P}{A} \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

3.3.1 Carga uniforme sobre área circular

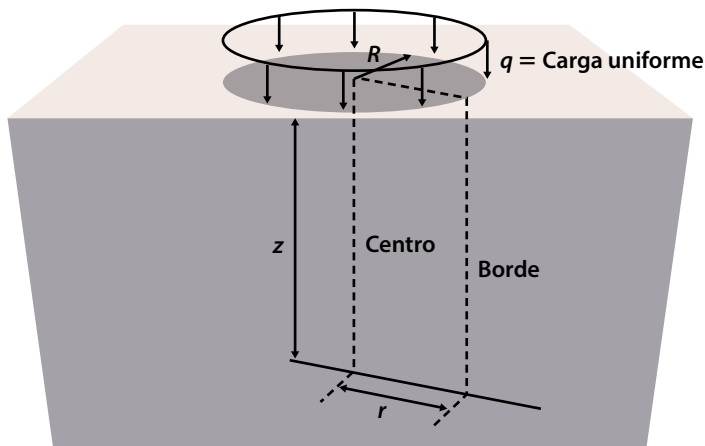
El incremento en el esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular de radio dado (R), cargada uniformemente con una presión (q) (figura 37), se define por la ecuación 3.9 y 3.9.a:

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right]^{3/2} \right\} \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

$$\Delta\sigma_z = qI_G \quad \text{Ecuación (3.9.a)}$$

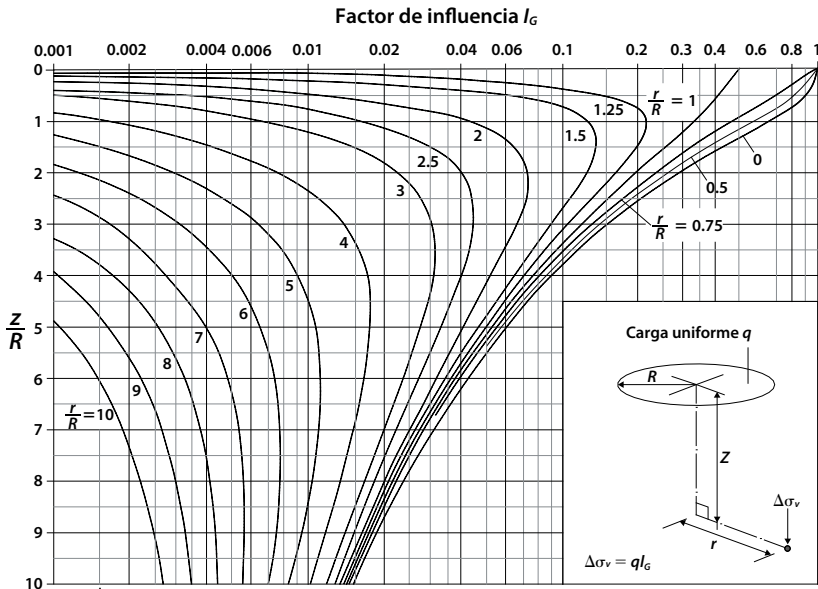
El término I_G es el factor de influencia para carga circular correspondiente a un punto bajo el eje de la carga. El esfuerzo es igual a la expresión entre corchetes de la ecuación 3.9, para cualquier otro punto situado a una distancia radial (r) del centro, la solución es complicada, por lo tanto se representa en forma gráfica el valor de I_G para diferentes valores de r/R y z/R (figura 38).

Figura 37. Incremento de esfuerzo debido a carga de tipo circular



Fuente: elaboración propia.

Figura 38. Factor de influencia debido a carga de tipo circular



Fuente: Berry (1993).

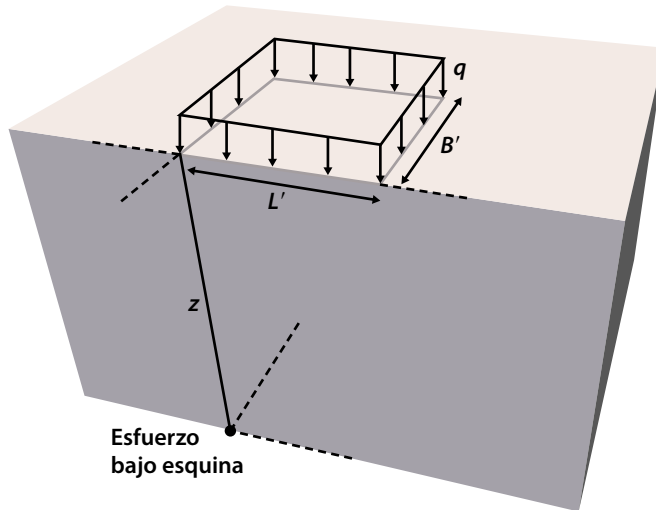
3.3.2 Carga uniforme sobre área rectangular

Corresponde al tipo de cimentación más común en las obras de ingeniería. La solución más popular se debe a Newmark (1935), y fue representada de manera gráfica por Fadum (1948).

La figura 39 representa una cimentación de tipo rectangular con dimensiones $B' \times L'$. El incremento de esfuerzo a una profundidad (z), bajo un eje que pasa por la esquina del cimientto se calcula con las ecuaciones 3.10 y 3.11.

$$\Delta\sigma_z = q \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} \frac{V+1}{V} + \arctan \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right] \text{ para } V > V_1 \quad \text{Ecuación(3.10)}$$

$$\Delta\sigma_z = q \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} \frac{V+1}{V} + \arctan \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) + \pi \right] \text{ para } V < V_1 \text{ Ecuación(3.11)}$$

Figura 39. Incremento de esfuerzo debido a área rectangular uniformemente cargada

Fuente: elaboración propia.

Donde:

$\Delta\sigma_z$ = incremento del esfuerzo vertical a la profundidad z .

q = presión uniforme distribuida sobre la superficie del área rectangular.

$B' \times L'$ = dimensiones del cimiento.

Generalmente en el análisis de cimentaciones se toma B como la menor dimensión del cimiento pero en este caso es indiferente cuál dimensión se tome como “ B' ” o “ L' ” ya que los valores son intercambiables.

$$M = \frac{B'}{z} \quad N = \frac{L'}{z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN)^2$$

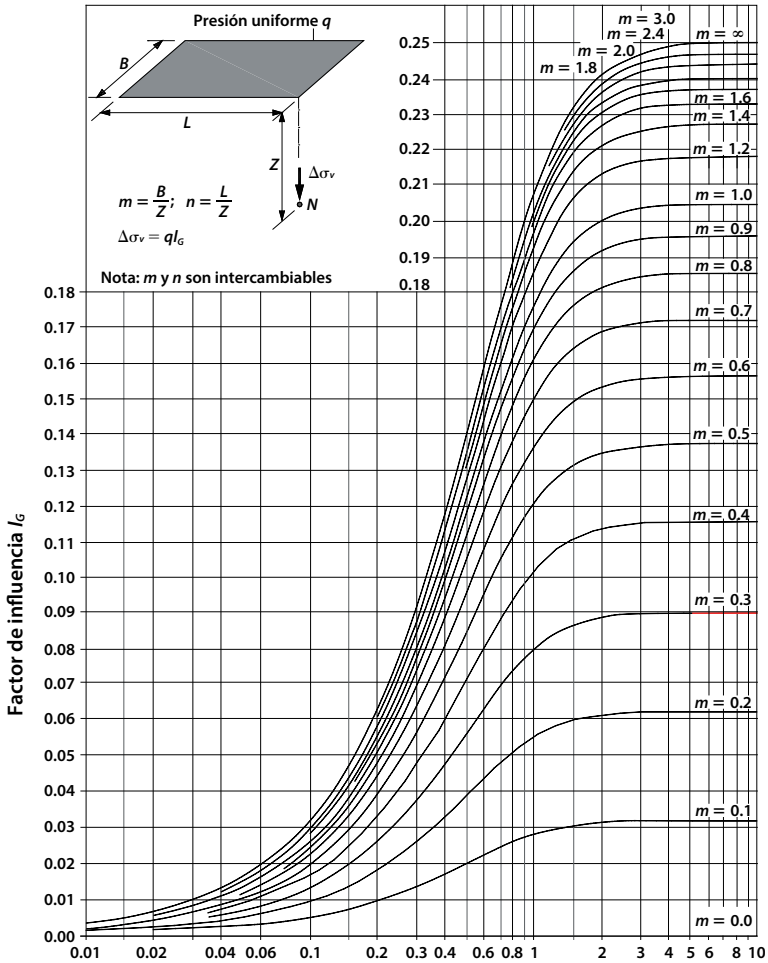
z = profundidad a la que se desea hallar el esfuerzo por debajo del plano de aplicación de la carga.

En la expresión 3.10 y 3.11, el valor de $\arctan(\)$ se debe dar en radianes. Cuando $V < V_1$ la \arctan da negativa, por lo que se debe sumar π , tal como se muestra en la ecuación 3.11. La expresión puede representarse como se muestra en la ecuación 3.9.a.

$$\Delta\sigma_z = qI_G \quad \text{Ecuación (3.9.a)}$$

Siendo I_G valores obtenidos de gráficas como la de la figura 40.

Figura 40. Factores de influencia esquina de carga rectangular



Fuente: Berry (1993).

3.3.3 Esfuerzos inducidos por cimientos continuos

Los dos casos tratados anteriormente suelen ser los que más se presentan en análisis de cimentaciones. Otro caso de interés corresponde al de los cimientos continuos en el que su ancho (B) es significativamente menor a su longitud (L).

Para el caso de cimientos continuos con carga uniforme existen expresiones matemáticas deducidas considerando que su longitud es infinita. Un ejemplo de este tipo de soluciones es la de Terzaghi y Caroteers (citados en Badillo y Rico, 1987, p. 692). Un cimiento continuo se puede asimilar a uno rectangular de longitud muy larga. En este caso el hacer la relación L/B mayor a 10 da una buena aproximación a la solución del problema, pudiéndose emplear para en este caso la ecuación 3.8.

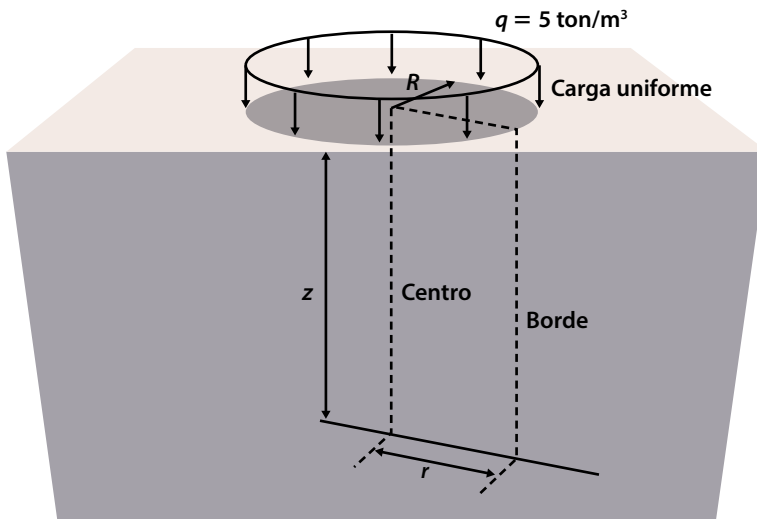
3.3.4 Otras formas de carga y geometría de cimentación

Para formas irregulares de la cimentación o en el caso de tener cargas no uniformes sobre el cimient, se requerirá usar expresiones matemáticas específicas. Para efectos prácticos se necesitan procedimientos muy laboriosos que se obtienen con modelos más simples, soluciones aceptables dentro de los factores de seguridad usuales en la ingeniería de cimentaciones. Un ejemplo de métodos aproximados para el cálculo de áreas irregulares es la carta de influencia de Newmark. De ser necesaria una solución más precisa podrá emplearse *software* especializado en la simulación de esfuerzos sobre una masa de suelo, empleando técnicas de elementos finitos.

3.4 Ejemplo 3.3. Esfuerzos debidos a una carga externa circular

Un tanque metálico de 20 m de diámetro se desplanta superficialmente sobre un suelo areno arcilloso de consistencia firme. La presión que aplica el tanque sobre el suelo es de 5 t/m^2 . Se necesita determinar el incremento de esfuerzos en un eje que pasa: a) bajo el centro del tanque y b) en el borde del tanque.

Figura 41. Ejemplo 3.3. Esfuerzos por carga externa circular



Fuente: elaboración propia.

a. Esfuerzos bajo el centro del tanque

Se hará el análisis hasta una profundidad de 50 metros, dividiendo el eje en tramos de 5 m, hallando el esfuerzo en cada punto haciendo uso de la expresión 3.9.

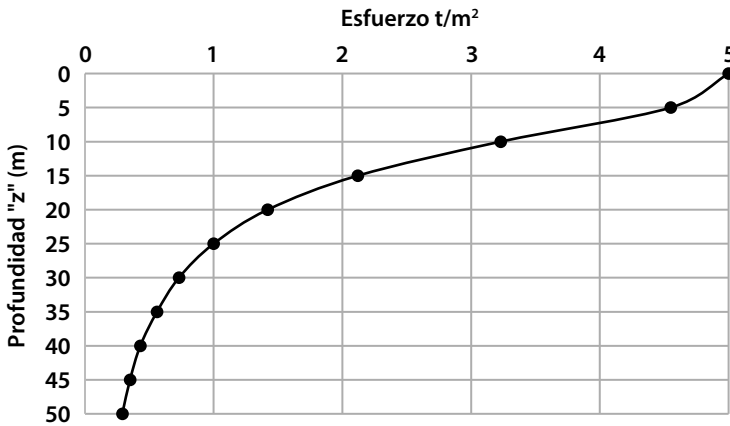
La tabla 6 presenta en forma resumida los cálculos realizados. En la figura 42 se muestra el diagrama de esfuerzos.

Tabla 6. Esfuerzos inducidos bajo el centro del tanque. Ejemplo 3.3

Radio (R) =	10 m			
Presión (q) =	5 t/m²			
Z(m)	R/z	z/R	I _σ	Δσ _v (t/m ²)
0	-----	0.000	1.000	5.00
5	2.000	0.500	0.911	4.55
10	1.000	1.000	0.646	3.23
15	0.667	1.500	0.424	2.12
20	0.500	2.000	0.284	1.42
25	0.400	2.500	0.200	1.00
30	0.333	3.000	0.146	0.73
35	0.286	3.500	0.111	0.56
40	0.250	4.000	0.087	0.43
45	0.222	4.500	0.070	0.35
50	0.200	5.000	0.057	0.29

Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Diagrama de esfuerzos bajo el centro del tanque circular. Ejemplo 3.3



Fuente: elaboración propia.

En este caso se observa que a una profundidad de 37.0 m se obtiene un esfuerzo del 0.5 t/m² que equivale al 10 % de la presión aplicada en la superficie. Por lo general se considera que porcentajes entre el 5 y el 10 % del inducido son indeseables y en la práctica equivalen a una profundidad en la cual la carga ya no tiene efecto sobre el suelo. En términos del diámetro del cimiento (20 metros), esta profundidad equivale a la relación:

$$z/D = 37/20 = 1.85$$

Es decir que en general para una carga sobre área circular con una profundidad mayor a 1.85 veces el diámetro, estos esfuerzos se pueden considerar despreciables.

b. Esfuerzos en el borde

Se hará el análisis hasta la misma profundidad y en los mismos puntos del caso anterior. Pero este caso el esfuerzo se obtiene con ayuda de la figura 38.

$R = 10$ m. Radio del tanque.

$r = 10$ m. Distancia del eje central al eje de borde donde se desean hallar los esfuerzos.

Relación $r/R = 1$. Se leen en la figura 38 los valores de I_w para las diferentes profundidades representadas por z/R .

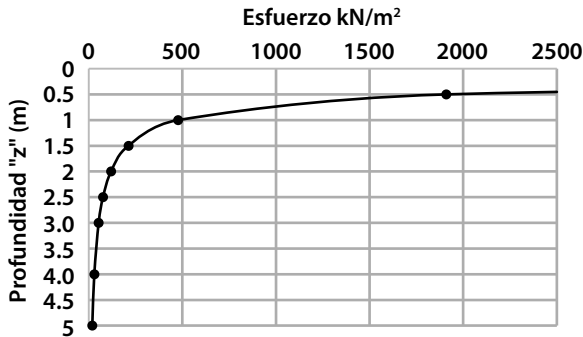
La tabla 7 presenta en forma resumida los cálculos logrados y el diagrama de esfuerzos correspondiente se muestra en la figura 43.

Tabla 7. Esfuerzos inducidos en el borde del tanque. Ejemplo 3.3

Radio (R) =	10 m		
Presión (q) =	5 t/m²		
Distancia radial (r) = 10 m			
Relación r/R = 1			
Z(m)	z/R	I_G	$\Delta\sigma_v(\text{t/m}^2)$
0	0.000	0.500	2.50
5	0.500	0.410	2.05
10	1.000	0.340	1.70
15	1.500	0.255	1.28
20	2.000	0.200	1.00
25	2.500	0.150	0.75
30	3.000	0.120	0.60
35	3.500	0.092	0.46
40	4.000	0.075	0.38
45	4.500	0.062	0.31
50	5.000	0.051	0.26

Fuente: elaboración propia.

Figura 43. Diagrama de esfuerzos en el borde del tanque, ejemplo 3.3



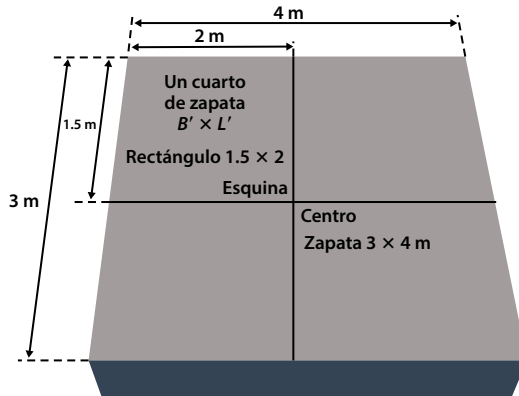
Fuente: elaboración propia.

3.5 Ejemplo 3.4. Esfuerzos debidos a una carga externa rectangular

Una zapata de 3×4 m soporta una columna con una carga de 300 toneladas. La zapata se encuentra apoyada a 2.00 m de profundidad. Se requiere dibujar el diagrama de esfuerzos inducidos bajo el centro de la zapata y determinar en qué punto estos esfuerzos son despreciables.

Se divide la zapata en cuatro partes iguales con esquina común en el centro del cimiento. Las cuatro áreas rectangulares tienen dimensiones $B' = 3/2 = 1.5$ m y $L' = 4/2 = 2.0$ m. Se halla el esfuerzo en la esquina de esta área de dimensiones $B' \times L'$ (1.5×2.0) y el esfuerzo en el centro de la zapata de 3×4 se obtiene sumando los efectos de cada esquina de cada zapata de dimensiones (1.5×2.0). Es decir, multiplicando por 4 el valor obtenido. Esto se representa en la figura 44, la tabla 8 presenta los cálculos realizados y la figura 45 el diagrama de esfuerzos bajo el centro del cimiento.

Figura 44. Zapata rectangular ejemplo 3.4



Fuente: elaboración propia.

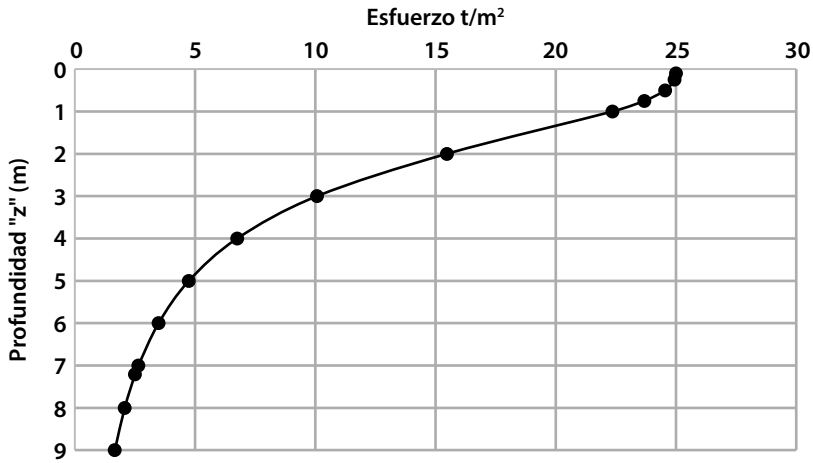
A una distancia de 7.21 m bajo el nivel de apoyo del cimiento, los esfuerzos inducidos se hacen despreciables (10 % de la carga aplicada). Esta distancia equivale a $7.21/3.0 = 2.4$ veces el ancho del cimiento. Desde el nivel del terreno, la profundidad ideal para investigar los suelos existentes bajo el cimiento sería: profundidad de esfuerzos inducidos despreciables = nivel de apoyo + z donde esfuerzo es igual al 10 % del aplicado.

Tabla 8. Cálculos y resultados esfuerzos inducidos bajo el centro de la zapata, ejemplo 3.4

$P =$	300	t						
$B =$	3	m						
$L =$	4	m						
$Q =$	25	t/m²						
$B' =$	1.5	m						
$L' =$	2	m						
z	M	N	V	V_1	Caso	I_G	$\Delta\sigma_z$ esquina = Esquina $B' \times L'$ $\Delta\sigma_z$ t/m ²	$4 * \Delta\sigma_z$ centro Centro $B \times L$ $\Delta\sigma_z$
(m)	B'/z	L'/z	$(M^2 + N^2 + 1)$	$(MN)^2$			t/m²	t/m²
0.10	15.000	20.000	626.0	90000.0	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.250	6.25	25.00
0.25	6.000	8.000	101.0	2304.0	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.249	6.23	24.94
0.50	3.000	4.000	26.000	144.000	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.246	6.14	24.55
0.75	2.000	2.667	12.111	28.444	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.237	5.92	23.68
1.00	1.500	2.000	7.2500	9.0000	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.224	5.59	22.36
2.0	0.750	1.000	2.5625	0.5625	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.155	3.87	15.47
3.0	0.500	0.667	1.6944	0.1111	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.101	2.52	10.07
4.0	0.375	0.500	1.3906	0.0352	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.068	1.69	6.75
5.0	0.300	0.400	1.2500	0.0144	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.047	1.19	4.74
6.0	0.250	0.333	1.1736	0.0069	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.035	0.87	3.48
7.0	0.214	0.286	1.1276	0.0037	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.026	0.66	2.64
7.21	0.208	0.277	1.1202	0.0033	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.025	0.63	2.50
8.0	0.188	0.250	1.0977	0.0022	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.021	0.52	2.07
9.0	0.167	0.222	1.0772	0.0014	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.017	0.42	1.66

Fuente: elaboración propia.

Figura 45. Diagrama de esfuerzos, ejemplo 3.4. Esfuerzos debidos a una carga externa rectangular



Nota: profundidad donde los esfuerzos se consideran despreciables = $2.00 + 7.21$
 $= 9.21$ m.

Fuente: elaboración propia.

3.6 Ejemplo 3.5. Esfuerzos debidos a carga externa lineal

Una viga de cimentación en concreto ciclópeo para una vivienda de dos pisos tiene un ancho de 0.30 m. Se buscó determinar el perfil de esfuerzo inducido bajo el cimiento y la profundidad donde estos esfuerzos se consideran despreciables. La carga sobre el cimiento es de 5 t/m. Para el cimiento continuo se tomará como longitud un valor de $L = 3.0$ m, equivalente a 10 veces el ancho. Se procede igual que en el ejemplo 3.4 dividiendo el cimiento en 4 partes iguales, cada una con esquina en el centro del cimiento y superponiendo los esfuerzos inducidos por cada uno. La figura 46 presenta el esquema adoptado.

La carga uniforme sobre el cimiento se obtiene dividiendo la carga por metro lineal (w) entre el ancho del cimiento (B):

$$q = w/B = 5.0 / 0.3 = 16.67 \text{ t/m}^2$$

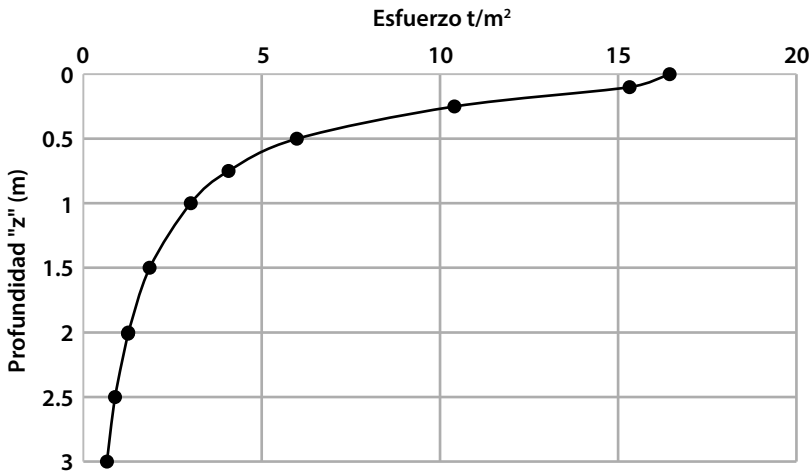
La tabla 9 presenta los cálculos realizados y la figura 46 el diagrama de esfuerzos bajo el centro del cimiento. A una distancia de 2.01 m bajo el nivel de apoyo del cimiento los esfuerzos inducidos se hacen despreciables (10 % de la carga aplicada). Esta distancia equivale a $2.01/0.30 = 3.7$ veces el ancho del cimiento.

Tabla 9. Cálculos y resultados ejemplo 3.5

W =	5	t						
B =	0.3	m						
L =	3	m						
Q =	16.667	t/m²						
B' =	0.15	m						
L' =	1.5	m						
Z	M	N	V	V₁	Caso	I_G	Δσ_z esquina =	4 * Δσ_z centro
(m)	B'/z	L'/z	(M² + N² + 1)	(MN)²			ton/m²	ton/m²
0.05	3.000	30.000	910.0	8100.0	V < V ₁ ecuación 3.11	0.247	4.11	16.44
0.10	1.500	15.000	228.3	506.3	V < V ₁ ecuación 3.11	0.230	3.83	15.32
0.25	0.600	6.000	37.360	12.960	V > V ₁ ecuación 3.10	0.156	2.60	10.41
0.50	0.300	3.000	10.090	0.810	V > V ₁ ecuación 3.10	0.090	1.50	5.99
0.75	0.200	2.000	5.0400	0.1600	V > V ₁ ecuación 3.10	0.061	1.02	4.07
1.0	0.150	1.500	3.2725	0.0506	V > V ₁ ecuación 3.10	0.045	0.75	3.01
1.5	0.100	1.000	2.0100	0.0100	V > V ₁ ecuación 3.10	0.028	0.47	1.86
2.0	0.075	0.750	1.5681	0.0032	V > V ₁ ecuación 3.10	0.019	0.31	1.26
2.01	0.075	0.746	1.5625	0.0031	V > V ₁ ecuación 3.10	0.019	0.31	1.25
2.5	0.060	0.600	1.3636	0.0013	V > V ₁ ecuación 3.10	0.013	0.22	0.89
3.0	0.050	0.500	1.2525	0.0006	V > V ₁ ecuación 3.10	0.010	0.17	0.66

Fuente: elaboración propia.

Figura 46. Diagrama de esfuerzos bajo el centro del cemento. Ejemplo 3.5



Fuente: elaboración propia.

3.7 Importancia del estudio de esfuerzos inducidos

El estudio de esfuerzos inducidos es la base para analizar las deformaciones que se producen en el suelo. Estas deformaciones producidas por las cargas reciben el nombre de asentamientos. Los asentamientos de tipo elástico son producidos por la carga sobre suelos granulares o sobre suelos finos no saturados. En estos casos, la deformación del suelo depende solo del valor del tipo y valor de la carga y de las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. Estos casos serán tratados con mayor detalle en el capítulo 4.

Para los suelos finos saturados, la deformación que sufre el suelo está asociada al fenómeno llamado consolidación. En este caso, la magnitud del esfuerzo inducido es la base para determinar el asentamiento total que se puede producir, tal como se presenta en el capítulo 6.

Una conclusión práctica que se obtiene al analizar el comportamiento de los esfuerzos inducidos está asociado a la profundidad de cimientos que generan esfuerzo dentro de la masa de suelo. Esta profundidad varía entre aproximadamente de 2 a 3 veces el ancho del cimiento para cimientos aislados y entre 6 a 7 veces el ancho para cimientos continuos. El suelo en esta zona estará sometido a esfuerzos y sufrirá las deformaciones que se convierten en asentamientos.

En el estudio geotécnico para una construcción es necesario conocer no solo el material que servirá de apoyo directo al cimiento, sino también llevar las exploraciones hasta profundidades mayores a 2.5 veces el ancho del cimiento proyectado. De aquí nacen las recomendaciones que sugieren los códigos geotécnicos para la profundidad de exploración en un estudio de suelos, que para el caso de la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR, 2010) se indican en el numeral H.3.2.5 de la misma.

Un ejemplo teniendo en cuenta la información anterior sería: en un edificio sobre zapatas rectangulares 3×3 m en promedio, apoyadas sobre un suelo a 2.50 m de profundidad, se deben conocer los suelos presentes hasta una profundidad de 2.5 veces el ancho por debajo del nivel de apoyo.

Profundidad de exploración = profundidad de apoyo + 2.5 veces el ancho estimado

$$\text{Profundidad de exploración} = 2.50 \text{ m} + 2.5 * 3 \text{ m} = 10 \text{ m}$$

En el caso de una vivienda de un piso sobre vigas en ciclópeo (cimiento continuo) de 0.30 m de ancho, apoyadas a 0.60 m de profundidad, se deberá conocer hasta una profundidad aproximada de 6.5 veces el ancho bajo el nivel de desplante.

Profundidad de exploración = profundidad de apoyo + 6.5 veces el ancho estimado

$$\text{Profundidad de exploración} = 0.60 \text{ m} + 7.5 * 0.30 \text{ m} = 2.85 \text{ m}$$

Criterios similares se aplican a otros tipos de cimentaciones; sin embargo, estas profundidades pueden aumentar o disminuir según las condiciones locales que se presenten en cada sitio y las características propias de cada estructura.

CAPÍTULO 4

ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

El suelo, así como todos los materiales, al estar sometido a esfuerzos sufrirá deformaciones. Los conceptos básicos de la resistencia de materiales y las teorías de esfuerzo deformación, en especial las teorías elásticas, pueden aplicarse con relativa precisión para el estudio de las deformaciones en los suelos. Un punto de suelo sometido a carga, como el de la figura 47, sufre una deformación vertical como se expresa en la ecuación 4.1:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \quad \text{Ecuación (4.1)}$$

Donde:

ε_z = deformación vertical del suelo

$\Delta\sigma_z$ = incremento de esfuerzo vertical producido por la carga

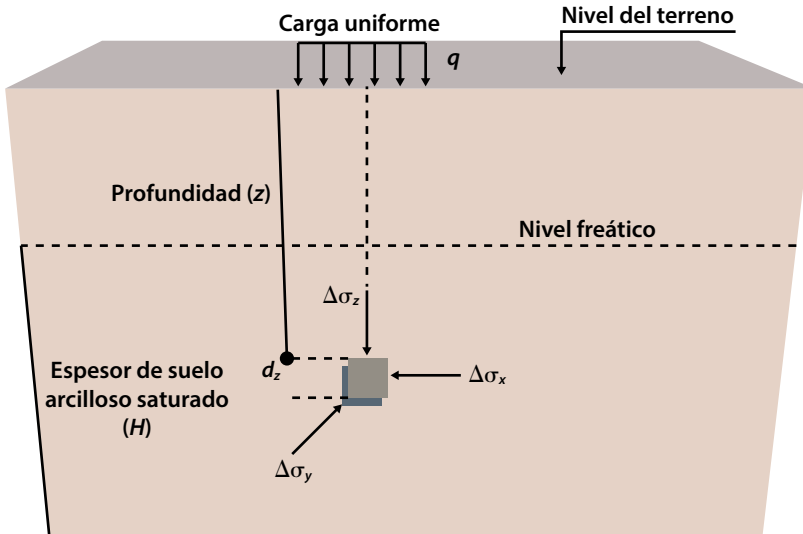
$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = incremento de esfuerzos horizontales producido por la carga

E = Módulo de Elasticidad o Módulo de deformación del suelo.

ν = relación de Poisson del suelo.

Estos valores se obtienen de pruebas de laboratorio. Valores típicos según el tipo de suelo y su estado de consistencia o grado de densidad, se dan en las tablas 10 y 11.

Figura 47. Esfuerzos inducidos en una masa de suelo sometido a deformación unitaria



Fuente: elaboración propia.

Tabla 10. Valores típicos del módulo de elasticidad (E) para diferentes tipos de suelos

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) MPa
Arcilla	
Muy blanda	2 - 15
Blanda	5 - 25
Media	15 - 50
Dura	50 - 100
Arenosa	25 - 250
Limo	2 - 20
Arena	
Limosa	5 - 20
Suelta	10 - 25
Densa	50 - 81
Arena y grava	
Suelta	50 - 150
Densa	100 - 200

Fuente: adaptada de Bowles (1982).

Tabla 11. Valores típicos de la relación de Poisson (ν) para diferentes tipos de suelos

Tipo de Suelo	Relación de Poisson (ν)
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.2 - 0.35
Arena, arena gravosa	-0.1 - 1.0
valor típico utilizado	0.3 - 0.4
Roca	0.1-0.4
Concreto	0.15

Fuente: adaptada de Bowles (1982).

El asentamiento vertical se estima entonces utilizando la ley de Hooke, según la ecuación 4.2.

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz \quad \text{Ecuación (4.2)}$$

Donde S_e es el asentamiento elástico que sufre el suelo.

En términos generales, la solución de la ecuación 4.2 se expresa como se muestra en la ecuación 4.3.

$$S_e = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E} C_s \quad \text{Ecuación (4.3)}$$

Donde:

q = carga uniforme sobre el cimientto

B = ancho o menor dimensión del cimientto.

C_s = factor de influencia

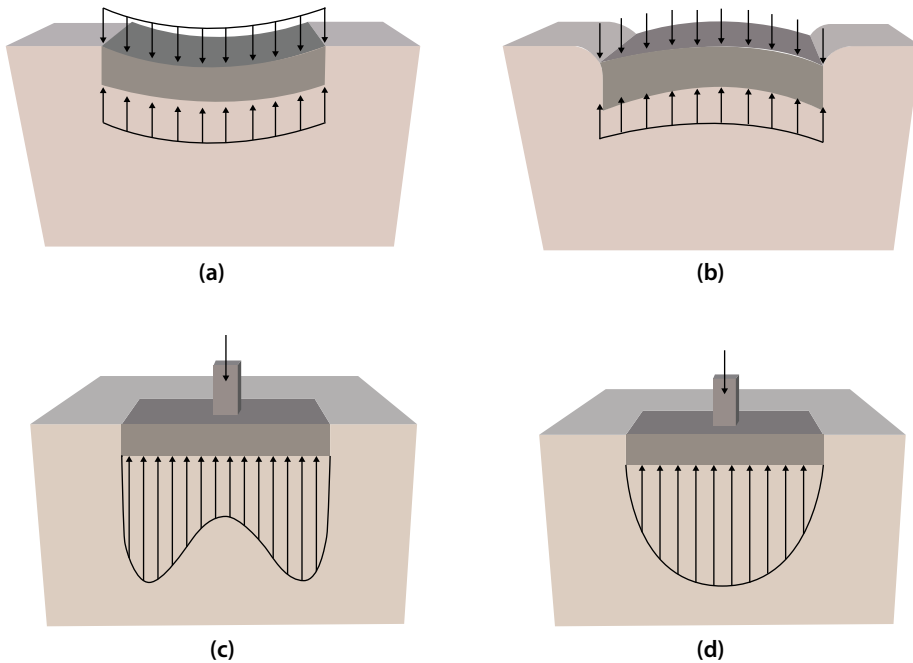
E = módulo de elasticidad o módulo de deformación del suelo.

ν = relación de Poisson del suelo.

El factor de influencia C_s depende, entre otros, de lo siguiente: geometría del cimientto, rigidez relativa del cimientto y el suelo, profundidad de apoyo, espesor del estrato compresible y estratificación del suelo.

En cuanto a la rigidez relativa del cimientto y el suelo, se presenta en la figura 48 esta situación: un cimientto se considera rígido cuando no sufre deflexiones al aplicar la carga, sufriendo un asentamiento igual en todas sus partes. En el caso contrario, cuando el cimientto se deforma al aplicar la carga, se considera que este es flexible, siendo diferente el asentamiento en el centro del cimientto que en sus esquinas y bordes laterales.

Figura 48. Esfuerzos sobre el suelo: (a) cimiento flexible sobre arcilla, (b) cimiento flexible sobre arena, (c) cimiento rígido sobre arcilla (d) cimiento rígido sobre arena



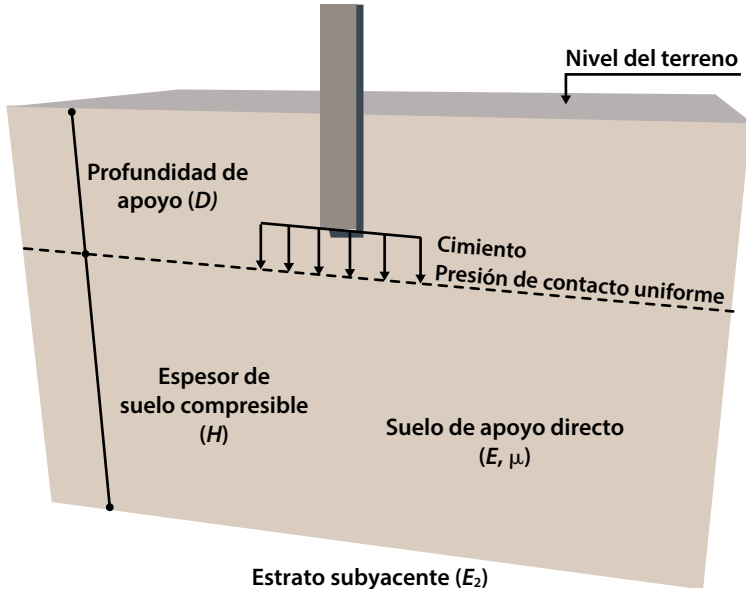
Fuente: adaptado de Coduto (2001).

4.1 Asentamiento de cimentaciones sobre suelos arcillosos

El asentamiento total en suelos arcillosos es la suma de los asentamientos debido a la distorsión del suelo (elástico), sumado al asentamiento por consolidación primaria y el asentamiento por consolidación secundaria.

Por lo general, el asentamiento elástico es pequeño comparado con los asentamientos por consolidación; sin embargo, este valor debe ser calculado para arcillas firmes no saturadas en las cuales no se presentará el proceso de consolidación o si las presiones aplicadas son inferiores a la presión de sobreconsolidación en arcillas preconsolidadas. La ecuación (4.3) proveniente del cálculo de asentamientos por la teoría de elasticidad es aceptada para estimar el valor de asentamientos elásticos en suelos arcillosos. La figura 49 presenta la definición de términos empleados para el cálculo del valor de C_s , a partir de las tablas 12,13 y 14.

Figura 49. Definición de términos para cálculo de asentamientos elásticos



Fuente: elaboración propia.

Tabla 12. Valores de C_r . Caso H infinito, lo cual se considera cuando $H > 10B$

Forma	Centro	Esquina	Borde, en la mitad del lado largo (L)	Promedio
Cimiento Flexible				
Circular	1.00	----	0.64	0.85
Cuadrado $L = B$	1.12	0.56	0.76	0.95
Rectangular				
$L/B = 2$	1.53	0.76	1.12	1.30
$L/B = 5$	2.10	1.05	1.68	1.82
$L/B = 10$ continua	2.56	1.28	2.10	2.24
Cimiento rígido				
Circular	0.79	----	0.79	0.79
Cuadrado $L = B$	0.82	0.82	0.82	0.82
Rectangular				
$L/B = 2$	1.12	1.12	1.12	1.12
$L/B = 5$	1.60	1.60	1.60	1.60
$L/B = 10$ continua	2.00	2.00	2.00	2.00

Fuente: adaptada de McCarthy (1998).

Tabla 13. Valores de C_s . Caso H finito, estrato subyacente muy rígido (roca)

C_s	H/B	C_s , en la esquina de cimiento rectangular flexible ^a				
		$H/B = 1$	$L/B = 2$	$L/B = 5$	$L/B = 10$	$L/B = \mu$ continua
0.35	1	0.15	0.12	0.10	0.04	0.04
0.54	2	0.29	0.29	0.27	0.26	0.26
0.69	5	0.44	0.52	0.55	0.54	0.52
0.74	10	0.48	0.64	0.76	0.77	0.73
0.79	∞	0.56	0.76	1.05	1.28	----

a Para determinar C_s en el centro se divide el cimiento rectangular en cuatro subrectángulos iguales, entonces se da el valor de B a la menor dimensión de uno de los subrectángulos, determine el valor de C_s de la tabla y multiplíquelo por 4 para usar la ecuación 4.3

Fuente: adaptada de McCarthy (1998).

Tabla 14. Valores de corrección α para cimiento circular apoyado en estrato compresible H con módulo de elasticidad E_1 , sobre estrato subyacente más blando de módulo de elasticidad E_2 y profundidad infinita

H/B	E_1/E_2				
	1	2	5	10	100
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.10	1.000	0.972	0.943	0.923	0.760
0.25	1.000	0.885	0.779	0.699	0.431
0.50	1.000	0.747	0.566	0.463	0.228
1.00	1.000	0.627	0.399	0.287	0.121
2.50	1.000	0.550	0.274	0.175	0.058
5.00	1.000	0.525	0.238	0.136	0.036
∞	1.000	0.500	0.200	0.100	0.010

El valor de asentamiento obtenido de la ecuación (4.3) con $E = E_2$, se corrige multiplicando por α .

Fuente: adaptada de U.S. Army Corps of Engineers (1990).

Los valores de C_s para un medio semiinfinito (H muy grande) y cimiento apoyado en la superficie fueron deducidos inicialmente por Terzaghi (1943) con base en expresiones Schleider (1926), posteriormente Harr (1966) da la solución analítica para la esquina de un cimiento rectangular.

En el caso más general de una cimentación sobre un medio de espesor H finito sobre un estrato rígido e indeformable, Bowles (1981 p. 256) recomienda emplear

la expresión de Steinbrenner (1934) que da la solución analítica para la esquina del cimiento rectangular de dimensiones B' y L' , corrigiendo por medio de un factor de profundidad de desplante dado por Fox (1948) según la ecuación (4.4).

$$S_e = qB' \frac{(1 - \mu^2)}{E} C_s \quad \text{Ecuación (4.4)}$$

Siendo:

$$C_s = I_s I_f \quad \text{Ecuación (4.5)}$$

I_s = es el factor de corrección por la forma del cimiento y espesor de H finito, dada por Steinbrenner, de acuerdo con las ecuaciones (4.6) a (4.8).

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) \quad \text{Ecuación (4.6)}$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

Ecuación (4.7)

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \arctan \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \arctan \text{ en radianes} \quad \text{Ecuación (4.8)}$$

Donde: $M = \frac{L'}{B'}$ $N = \frac{H}{B'}$

El valor de I_f fue propuesto por Fox y corresponde al factor de corrección por profundidad del cimiento, el cual se obtiene a partir de la figura 50.

Las ecuaciones 4.4 a 4.8 aplican a cimientos de base flexible y da el valor del asentamiento en la esquina de un área rectangular de dimensiones $B' \times L'$.

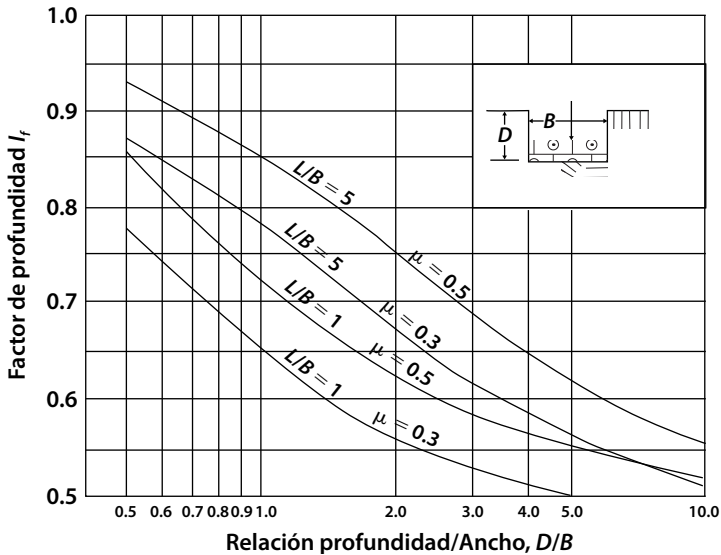
Para hallar el asentamiento en el centro de un cimiento rectangular de dimensiones $B \times L$, se divide la base en cuatro subrectángulos iguales de dimensiones $B' = B/2$ y $L' = L/2$. Usando las ecuaciones 4.4 a 4.8 se calcula el asentamiento en la esquina de un subrectángulo y se obtiene el asentamiento en el centro igual a cuatro veces el asentamiento en la esquina.

Bowles (1997 p. 308) ha encontrado que se obtienen valores más cercanos a los asentamientos reales si se siguen las siguientes recomendaciones:

1. Para el valor de H , tomar hasta donde se encuentre un estrato duro. Este valor corresponde a un estrato subyacente que tenga un módulo de elasticidad 10 veces mayor al del suelo de apoyo. $E_2 > 10E$.

- Si el valor de H es muy grande, tomar un valor de H correspondiente a la profundidad hasta donde tiene efecto el esfuerzo inducido. En este caso Bowles ha encontrado que con valores de $H = 5B$ se obtiene una buena aproximación.

Figura 50. Factor de profundidad, I_f



Fuente: adaptada de Bowles (1997).

- En el caso de tener hasta la profundidad H diferentes estratos de espesor H_i con módulo de elasticidad diferente E_i , se calcula un módulo de elasticidad promedio con la ecuación 4.9.

$$E_{promedio} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i E_i}{H} = \frac{H_1 E_1 + H_2 E_2 + \dots + H_n E_n}{H} \quad n = \text{número de estratos}$$

Ecuación (4.9)

4.2 Asentamientos sobre suelos granulares

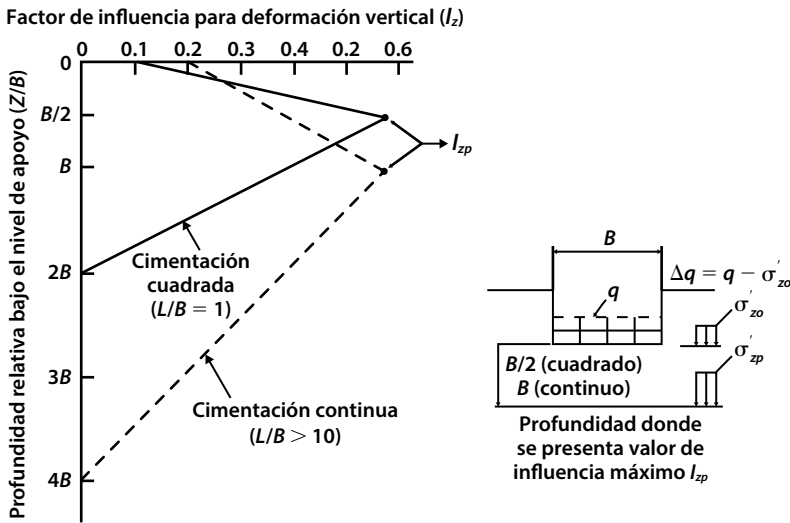
Para este caso, una de las soluciones que ha dado mejores resultados corresponde al método semiempírico de Schmertmann y Hartman (1978). A partir de la distribución típica de esfuerzos en el suelo y de los resultados de pruebas de campo mediante el ensayo de penetración estática de cono, Schmertmann propone un valor de influencia I_{zp} para el cálculo de asentamientos utilizando los principios teóricos de los métodos elásticos.

La figura 51 presenta la distribución típica de esfuerzos y los parámetros básicos utilizados en la expresión para el cálculo de asentamientos.

El valor del asentamiento se obtiene según la teoría elástica utilizando la ecuación 4.2, presentada anteriormente:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz \tag{Ecuación (4.2)}$$

Figura 51. Distribución del factor de influencia para deformación vertical en suelos granulares



Fuente: adaptado de McCarthy (2004).

La expresión para el cálculo de asentamientos, dividiendo el suelo en capas diferentes de espesor Δz_i , es la indicada en las ecuaciones 4.10 a 4.13.

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \tag{Ecuación (4.10)}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{zo}}{\Delta q} \right) \geq 0.5 \tag{Ecuación (4.11)}$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10}(10t) \tag{Ecuación (4.12)}$$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} \tag{Ecuación (4.13)}$$

Donde:

C_1 = factor de corrección por profundidad

σ'_{zo} = esfuerzo efectivo en el nivel de apoyo

Δq = esfuerzo neto de la cimentación, es igual a la presión sobre el cimiento (q) menos el esfuerzo efectivo en el nivel de apoyo; $\Delta q = q - \sigma'_{zo}$

C_2 = factor de influencia para considerar efectos a largo plazo de tipo creep (fluencia lenta) o presencia de capas delgadas de suelos finos. Por lo general se toma como 1.0 en suelos granulares.

t = período de tiempo en años.

Δ_{zi} = espesor de la capa i en consideración.

E = módulo de deformación promedio del suelo en la capa i .

I_z = factor de influencia para la capa i , tomado de la distribución de la figura 51.

I_{zp} = valor máximo del valor de influencia I_z , a la profundidad mostrada en la figura 51.

σ'_{zp} = esfuerzo efectivo en la profundidad donde ocurre el valor máximo del factor de influencia I_{zp} .

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo.

B, L = dimensiones del cimiento, ancho y largo.

La distribución de esfuerzos de la figura 51 depende del tipo de cimiento.

Para cimiento cuadrado ($L/B = 1$), ver ecuaciones 4.14 y 4.15.

$I_z = 0.1$ en $z = 0.0$, nivel de apoyo.

$$I_z = 0.1 + 2(z/B) * (I_{zp} - 0.1) \text{ para } 0 < z < B/2 \quad \text{Ecuación (4.14)}$$

$I_z = I_{zp}$ máximo en $z = B/2$

$$I_z = 2/3 I_{zp}(2 - z/B) \text{ para } B/2 < z < 2B \quad \text{Ecuación (4.15)}$$

$I_z = 0.0$ en $z = 2B$, máxima profundidad de influencia.

Para cimiento continuo $L/B > 10$, ver ecuaciones 4.16 y 4.17

$I_z = 0.2$ en $z = 0.0$, nivel de apoyo.

$$I_z = 0.2 + (z/B) * (I_{zp} - 0.2) \text{ para } 0 < z < B \quad \text{Ecuación (4.16)}$$

$I_z = I_{zp}$ máximo en $z = B$

$$I_z = 1/3 I_{zp}(4 - z/B) \text{ para } B < z < 4B \quad \text{Ecuación (4.17)}$$

$I_z = 0.0$ en $z = 4B$, máxima profundidad de influencia.

Para cimiento rectangular con $1 < L/B \leq 10$, en Das (2016 p. 316), ver ecuaciones 4.18, 4.19 y 4.20

$$I_z = 0.1 + 0.0111 * (L/B - 1) \leq 0.2 \text{ en } z = 0.0, \text{ nivel de apoyo. Ec. (4.18)}$$

$$I_z = I_{zp} \text{ máximo en } z = B * (0.5 + 0.0555 * (L/B - 1)) \leq 1 \quad \text{Ec. (4.19)}$$

$$I_z = 0.0 \text{ en } z = B * (2 + 0.2222 * (L/B - 1)) \leq 4, \\ \text{máxima profundidad de influencia. Ec. (4.20)}$$

4.3 Ejemplo 4.1. Asentamiento elástico en suelo arcilloso. Suelo homogéneo. Método factor C_s

Una zapata rectangular de 1.50×3.0 m recibe una columna con carga de 750 kN y se encuentra apoyada a 2.0 m de profundidad en un suelo arcilloso de mediana plasticidad. Si los parámetros de deformación elástica del suelo son módulo de deformación (E) 20 MPa y relación de Poisson (ν) 0.4, hay que calcular los asentamientos elásticos de la zapata utilizando las tablas del factor C_s . El asentamiento elástico se calcula mediante la expresión 4.3.

$$S_e = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E} C_s$$

$q = \text{Carga}/\text{Área} = 750/(1.50 \times 3.0) = 166.67 \text{ kN/m}^2$ (presión de contacto).

El factor C_s se obtiene a partir de la tabla 12, asumiendo base flexible y para cimiento rectangular con $L/B = 3.0/1.5 = 2$ se lee un valor de $C_s = 1.53$.

Remplazando en la expresión 4.3

$$S_e = 166.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.5 \text{ m} \times \frac{(1 - 0.4^2)}{20.000 \text{ kN/m}^2} \times 1.53 = 0.0160 \text{ m}$$

$$S_e = 1.60 \text{ cm}$$

4.4 Ejemplo 4.2. Asentamiento elástico en suelo arcilloso. Suelo homogéneo. Método de Bowles

Una zapata rectangular de 1.50×3.0 m recibe una columna con carga de 750 kN y se encuentra apoyada a 2.0 m de profundidad en un suelo arcilloso de mediana plasticidad. Si los parámetros de deformación elástica del suelo son módulo de deformación (E) 20 MPa y relación de Poisson (ν) 0.4, calcular los asentamientos elásticos de la zapata utilizando el método de Bowles.

$q = \text{Carga}/\text{Área} = 750/(1.50 \times 3.0) = 166.67 \text{ kN/m}^2$ (presión de contacto).

El asentamiento se calcula empleando las ecuaciones 4.4 a 4.8.

$$S_e = qB \frac{(1 - \nu^2)}{E} C_s$$

$$C_s = I_s I_f$$

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \arctan \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \text{ arctan en radianes}$$

Donde: $M = \frac{L'}{B'}$ $N = \frac{H}{B'}$

Seguindo las recomendaciones de Bowles se hace $H = 5B = 5 * 1.50 = 7.50$ m.

Se analiza el asentamiento en el centro, para esto se divide el cimiento en cuatro partes iguales de dimensiones $B' = B/2$ y $L' = L/2$.

$$B' = 1.5 / 2 = 0.75 \text{ m}$$

$$L' = 3.0 / 2 = 1.5 \text{ m}$$

$$M = L'/B' = 1.5 / 0.75 = 2.0$$

$$N = H/B' = 7.5 / 0.75 = 10.0$$

Remplazando los valores de $M = 2.0$ y $N = 10.0$ en las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene:

$$I_1 = 0.6406$$

$$I_2 = 0.0311$$

Remplazando los valores de I_1 , I_2 y $\mu = 0.40$ en la ecuación (4.6):

$$I_s = 0.651$$

De la figura 50, se obtiene un valor aproximado de $I_f = 0.7$, para la relación $D/B = 2.0/1.50 = 1.33$, e interpolando para $L/B = 2.0$ y $\nu = 0.4$

El factor corregido de influencia para el cimiento, reemplazando en la ecuación (4.5) I_s e I_f es:

$$C_s = 0.651 * 0.7 = 0.456$$

El factor calculado, corresponde a la esquina del cimiento $B' \times L'$, el asentamiento total en el centro del cimiento $B \times L$ será cuatro veces el de la esquina del cimiento $B' \times L'$.

$$S_e = 4 \times q \times B' = \frac{(1 - \nu^2)}{E} \times C_s = 4 \times 166.67 \times 0.75 \times \frac{(1 - 0.4^2)}{20.000 \text{ kN/m}^2} \times 0.456 = 0.0096 \text{ m}$$

$S_e = 0.96$ cm menor que el obtenido por las tablas debido a que este método considera la reducción asociada a la profundidad de cimentación (factor I_f de la figura 50).

4.5 Ejemplo 4.3. Asentamientos elásticos. Suelo cohesivo. Espesor finito. Método factor C_s

Hacer nuevamente el ejemplo 4.2 considerando que el espesor del manto de arcilla bajo el cimiento es de 1.50 m, sobre yaciendo un manto poco deformable de roca arenisca.

$$q = \text{Carga/Área} = 750 / (1.50 \times 3.0) = 166.67 \text{ kN/m}^2 \text{ (presión de contacto)}$$

El factor C_s se obtiene a partir de la tabla 13, para la esquina del cimiento rectangular de base flexible. Ya que hay que hallar el valor en el centro, se divide la zapata en 4 partes iguales de dimensiones:

$$B' = B/2 = 0.75; L' = L/2 = 1.50$$

Para la esquina del cimiento rectangular con $L' \times B' = 2$ y $H/B' = 1.50/0.75 = 2.0$ se lee un valor de $C_s = 0.29$.

Reemplazando en la ecuación 4.3 pero multiplicando por cuatro (4) para considerar el efecto en el centro de las cuatro esquinas:

$$S_e = 166.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.75 \text{ m} \times \frac{(1 - 0.4^2)}{20.000 \text{ kN/m}^2} \times 0.29 = 0.00609 \text{ m}$$

$S_e = 0.61$ cm menor que el valor de 1.6 cm obtenido para espesor infinito.

4.6 Ejemplo 4.4. Asentamientos elásticos. Suelo cohesivo. Espesor finito. Método Bowles

Calcular los asentamientos para el caso del ejemplo 4.2 considerando que el espesor del manto de arcilla bajo el cimiento es de 1.50 m sobre un manto poco deformable de roca arenisca.

$$q = \text{Carga/Área} = 750/(1.50 \times 3.0) = 166.67 \text{ kN/m}^2 \text{ (presión de contacto).}$$

El asentamiento se calcula empleando las expresiones (4.4) a (4.8)

En este caso $H = 1.50 \text{ m}$.

Se analiza el asentamiento en el centro, para esto se divide el cimiento en cuatro partes iguales de dimensiones $B' = B/2$ y $L' = L/2$.

$$B' = 1.5 / 2 = 0.75 \text{ m}$$

$$L' = 3.0 / 2 = 1.5 \text{ m}$$

$$M = L'/B' = 1.50/0.75 = 2.0$$

$$N = H/B' = 1.50/0.75 = 2.0$$

Remplazando los valores de $M = 2.0$ y $N = 2.0$ en las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene:

$$I_1 = 0.2891$$

$$I_2 = 0.1024$$

Remplazando los valores de I_1 , I_2 y $\nu = 0.40$ en la ecuación (4.6):

$$I_s = 0.3232$$

De la figura 50 se obtiene el mismo valor de I_f del ejemplo 4.2. $I_f = 0.70$, para la relación $D/B = 2.0/1.50 = 1.33$, e interpolando para $L/B = 2.0$ y $\nu = 0.4$.

El factor corregido de influencia para el cimiento, remplazando en la ecuación (4.5) I_s e I_f es:

$$C_s = 0.3232 * 0.70 = 0.226$$

El factor calculado corresponde a la esquina del cimiento $B' \times L'$, el asentamiento total en el centro del cimiento $B \times L$ será cuatro veces el de la esquina del cimiento $B' \times L'$.

$$S_e = 4 \times q \times B' \times \frac{(1 - \mu^2)}{E} \times C_s = 166.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.75 \text{ m} \times \frac{(1 - 0.4^2)}{20.000 \text{ kN/m}^2} \times 0.226 = 0.0048 \text{ m}$$

$S_e = 0.48 \text{ cm}$ menor que el obtenido en el ejemplo 4.2 considerando espesor infinito.

4.7 Ejemplo 4.5. Asentamiento en suelo granular. Método de Schmertmann

Una zapata cuadrada de 2.50×2.50 m recibe una columna con carga de 2.000 kN y se encuentra apoyada a 3.0 m de profundidad en un suelo gravo arenoso compacto de peso unitario 21.0 kN/m^3 . Si los parámetros de deformación elástica del suelo son módulo de deformación (E) 100 MPa y relación de Poisson (ν) 0.3, calcular el asentamiento elástico de la zapata utilizando el método de Schmertmann.

Presión de contacto (q) = Carga/Área

$$q = 2.000 / (2.50 \times 2.50) = 320.0 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando las expresiones de (4.10) a (4.13)

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad \text{Ecuación (4.10)}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{z_0}}{\Delta q} \right) \geq 0.5 \quad \text{Ecuación (4.11)}$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10}(10t) \quad \text{Ecuación (4.12)}$$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} \quad \text{Ecuación (4.13)}$$

$\sigma'_{z_0} = q$ sobrecarga a la profundidad $D = 21.0 \times 3.0 = 63.0 \text{ kN/m}^2$

$\sigma'_{zp} = \sigma'_{z_0} + (B/2) \gamma_2 = 63.0 + 2.5/2 * 21.0 = 89.25 \text{ kN/m}^2$ esfuerzo efectivo a la profundidad $B/2$ bajo el cimiento.

$q = q_0 = 320.0 \text{ kN/m}^2$ presión de contacto al nivel de apoyo

$\Delta q = q - \sigma'_{z_0} = 320.0 - 63.0 = 257.0 \text{ kN/m}^2$ presión de contacto neta, descontando sobrecarga.

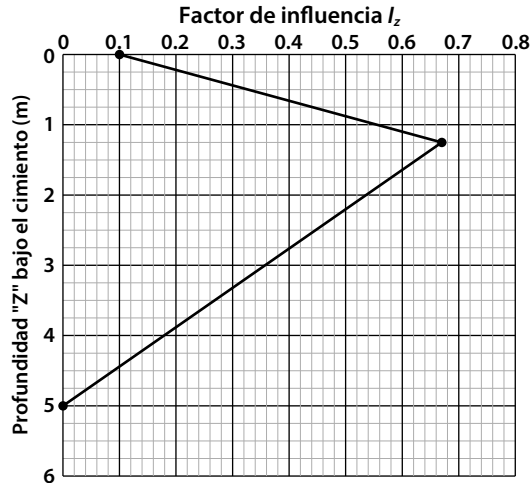
$$C_1 = 1 - 0.5 (\sigma'_{z_0} / \Delta q) = 1 - 0.5 * (63.0 / 257.0) = 0.8774 > 0.5 \text{ O.K.}$$

$C_2 = 1.0$ se desprecian los asentamientos secundarios con el tiempo. Suelo granular limpio.

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{257.0}{89.25}} = 0.6697$$

La distribución del factor de influencia I_z bajo el cimiento se muestra en la figura 52.

Figura 52. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Método Schmertmann. Ejemplo 4.5



Fuente: elaboración propia.

La profundidad de influencia se divide en estratos cada $B/4 = 0.625$ m. En la mitad de cada estrato se calcula el valor de influencia I_z , utilizando la expresión (4.14) para los valores de $z = 0$ a $z = 1.25$ m y la expresión (4.15) para los valores de $z = 1.25$ a $z = 5.0$ m.

$$\Delta_{zi} = 0.625 \text{ m.}$$

$$E = 100 \text{ MPa} = 100.000 \text{ kN/m}^2$$

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo para cada capa

Se elabora la tabla 15, donde se consignan los valores de I_z para cada estrato y se hace la sumatoria $\sum(I_z/E)\Delta_z$.

Tabla 15. Cálculo método de Schmertmann. Ejemplo 4.5

Z_i	Z_f	z	z/B	Δ_z	I_z	$(I_z/E)\Delta_z$
0	0.625	0.3125	0.125	0.625	0.24242311	0.00000152
0.625	1.25	0.9375	0.375	0.625	0.52726932	0.00000330
1.25	1.875	1.5625	0.625	0.625	0.61388472	0.00000384
1.875	2.5	2.1875	0.875	0.625	0.50226932	0.00000314
2.5	3.125	2.8125	1.125	0.625	0.39065391	0.00000244
3.125	3.75	3.4375	1.375	0.625	0.27903851	0.00000174
3.75	4.375	4.0625	1.625	0.625	0.16742311	0.00000105
4.375	5	4.6875	1.875	0.625	0.05580770	0.00000035
					$\sum(I_z/E)\Delta_z$	0.00001737

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el asentamiento elástico total.

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i = 0.8774 * 1.00 * 257.0 * 0.00001737 = 0.0039 \text{ m.}$$

$$S_e = 0.39 \text{ cm.}$$

4.8 Ejemplo 4.6. Suelos estratificados. Asentamiento elástico suelo granular sobre suelo arcilloso

Una zapata cuadrada de 2.00×2.00 m recibe una columna con carga de 1.200 kN y se encuentra apoyada a 1.5 m de profundidad en un suelo arenoso de mediana densidad con un peso unitario 20.0 kN/m^3 . Los parámetros de deformación elástica de la grava arenosa son módulo de deformación (E) 50 MPa y relación de Poisson (ν) 0.35. El espesor del estrato de arena bajo el cimiento es de 1.50 m, encontrándose encima de un manto de arcilla de gran espesor con módulo de deformación (E) 15 MPa y relación de Poisson 0.45. Calcular el asentamiento elástico total para la zapata.

El cálculo del asentamiento elástico se hará en dos partes. Calculando por separado el asentamiento para la capa de suelo granular y para el estrato arcilloso.

El asentamiento capa de suelo granular utilizando el método de Schmertmann.

Presión de contacto (q) = Carga/Área

$$q = 1.200 / (2.00 \times 2.00) = 300.0 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando las expresiones de (4.10) a (4.13)

$$\sigma'_{z_0} = q \text{ sobrecarga a la profundidad } D = 20.0 \times 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{z_p} = \sigma'_{z_0} + (B/2) \gamma_2 = 30.0 + 2.0/2 * 20.0 = 50.0 \text{ kN/m}^2 \text{ esfuerzo efectivo a la profundidad } B/2 \text{ bajo el cimiento.}$$

$$q = q_0 = 300.0 \text{ kN/m}^2 \text{ presión de contacto al nivel de apoyo}$$

$$\Delta q = q - \sigma'_{z_0} = 300.0 - 30.0 = 270.0 \text{ kN/m}^2 \text{ presión de contacto neta, descontando sobrecarga.}$$

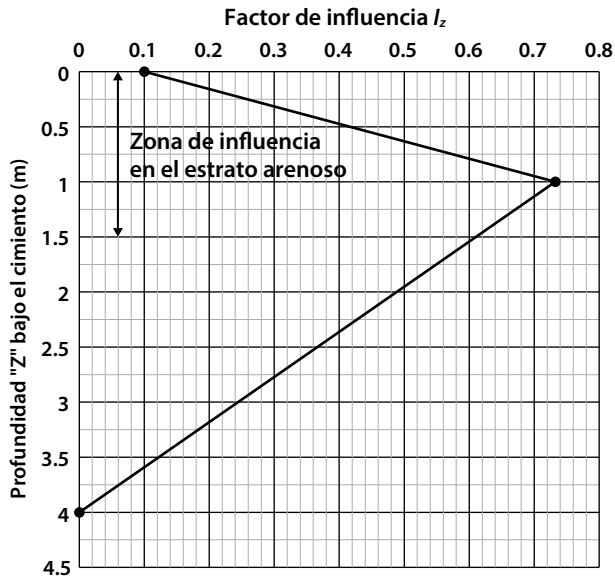
$$C_1 = 1 - 0.5 (\sigma'_{z_0} / \Delta q) = 1 - 0.5 * (30.0 / 270.0) = 0.9444 > 0.5 \text{ o.k.}$$

$C_2 = 1.0$ se desprecian los asentamientos secundarios con el tiempo, suelo granular limpio.

$$I_{z_p} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{z_p}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{270.0}{50.0}} = 0.7324$$

La distribución del factor de influencia I_z bajo el cimiento se muestra en la figura 53.

Figura 53. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Método Schmertmann. Ejemplo 4.6



Fuente: elaboración propia.

La profundidad del manto de arena bajo el cimiento es de 1.50 m, siendo esta la profundidad de influencia de los esfuerzos y asentamientos en el suelo granular. Se divide en estratos cada $B/4 = 0.50$ m. En la mitad de cada estrato se calcula el valor de influencia I_z , utilizando la expresión (4.14) para los valores de $z = 0$ a $z = 1.00$ m y la expresión (4.15) para los valores de $z = 1.00$ a $z = 1.50$ m.

$$\Delta_{z_i} = 0.50 \text{ m.}$$

$$E = 50 \text{ MPa} = 50.000 \text{ kN/m}^2.$$

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo para cada capa.

Se elabora la tabla 16, donde se consignan los valores de I_z para cada estrato y se hace la sumatoria $\sum(I_z/E)\Delta_z$.

Tabla 16. Cálculo método Schmertmann. Ejemplo 4.6

Z_i	Z_f	z	z/B	Δ_z	I_z	$(I_z/E)\Delta_z$
0	0.5	0.25	0.125	0.5	0.25809475	0.00000258
0.5	1	0.75	0.375	0.5	0.57428425	0.00000574
1	1.5	1.25	0.625	0.5	0.67134742	0.00000671
$\sum(I_z/E)\Delta_z$						0.00001504

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el asentamiento elástico para el estrato de arena.

$$S_{e1} = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i = 0.9444 * 1.00 * 270.0 * 0.00001504 = 0.0038 \text{ m.}$$

$$S_{e1} = 0.38 \text{ cm.}$$

Asentamiento en el estrato arcilloso.

Se utilizará el método de Bowles. En este caso, para hallar el asentamiento debido a la arcilla por debajo de 1.50 m, se hará por superposición. Primero se calculará el asentamiento como si todo el suelo bajo la zapata fuera arcilloso y luego se resta el asentamiento debido a la capa arcillosa entre $z = 0$ y $z = 1.50$ m.

El asentamiento se calcula empleando las expresiones (4.4) a (4.8).

Asentamiento suelo arcilloso. $z = 0$ a $z = 5B = 10.0$ m. Para este caso $H = 10.0$ m.

$$B' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$L' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$M = L'/B' = 1.0/1.0 = 1.0$$

$$N = H/B' = 10/1.0 = 10.0$$

Remplazando los valores de M y N en las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene:

$$I_1 = 0.4979$$

$$I_2 = 0.01576$$

Remplazando los valores de I_1 , I_2 y $\mu = 0.45$ en la ecuación (4.6):

$$I_s = 0.5007$$

De la figura 50, se obtiene el valor de $I_f = 0.76$, para la relación $D/B = 1.50/2.0 = 0.75$ y $L/B = 1.0$, e interpolando $\nu = 0.45$.

El factor corregido de influencia para el cimiento, remplazando en la ecuación (4.5) I_s e I_f es:

$$C_s = 0.5007 * 0.76 = 0.3805$$

Asentamiento total en el centro de la zapata:

$$S_e = 4 \times q \times B' \times \frac{(1 - \nu^2)}{E} \times C_s = 4 \times 300 \times 1.0 \times \frac{(1 - 0.45^2)}{15.000} \times 0.3805 = 0.0243 \text{ m}$$

$$S_{e\ 0-10} = 2.43 \text{ cm.}$$

Asentamiento suelo arcilloso. $z = 0$ a $z = 1.50$ m. Para este caso $H = 1.50$ m.

$$B' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$L' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$M = L'/B' = 1.0/1.0 = 1.0$$

$$N = H/B' = 1.50/1.0 = 1.50$$

Remplazando los valores de M y N en las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene:

$$I_1 = 0.2239$$

$$I_2 = 0.07467$$

Remplazando los valores de I_1 , I_2 y $\mu = 0.45$ en la ecuación (4.6):

$$I_s = 0.2375$$

De la figura 50, se obtiene el mismo valor de $I_f = 0.76$, para la relación $D/B = 1.50/2.0 = 0.75$ y $L/B = 1.0$, e interpolando $\nu = 0.45$.

El factor corregido de influencia para el cimiento, remplazando en la ecuación (4.5) I_s e I_f es:

$$C_s = 0.2375 * 0.76 = 0.1805$$

Asentamiento total en el centro de la zapata:

$$S_e = 4 \times q \times B' \times \frac{(1 - \nu^2)}{E} \times C_s = 4 \times 300 \times 1.0 \times \frac{(1 - 0.45^2)}{15.000} \times 0.1805 = 0.0115 \text{ m}$$

$$S_{e_{0-1.5}} = 1.15 \text{ cm.}$$

El asentamiento elástico de la arcilla desde $z = 1.5$ m a $z = 10.0$ m será:

$$S_{e2} = S_{e_{0-10}} - S_{e_{0-1.5}} = 2.43 - 1.15 = 1.28 \text{ cm.}$$

El asentamiento total de la zapata será la suma del asentamiento debido a la arena, más el asentamiento debido a la arcilla:

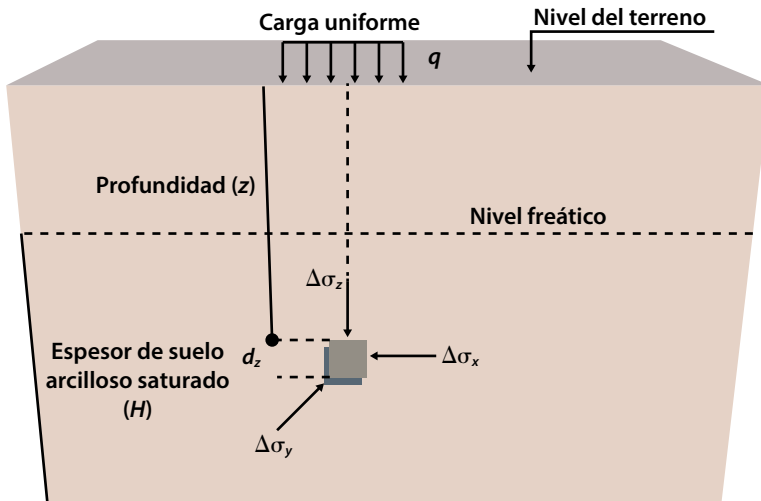
$$\text{Se total} = S_{e1} + S_{e2} = 0.38 + 1.28 = 1.66 \text{ cm.}$$

CAPÍTULO 5

CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

La figura 54 presenta un perfil de suelos en el cual se encuentra un estrato arcilloso bajo el nivel freático.

Figura 54. Estado de esfuerzos inducidos en un suelo arcilloso saturado



Fuente: elaboración propia.

El agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, por lo que, al aplicarse una carga sobre el suelo fino saturado, el incremento de esfuerzo es tomado en primer lugar por el agua, generando así un incremento instantáneo en la presión de poros del suelo equivalente al incremento de carga. Posteriormente se presenta un proceso de drenaje del agua, moviéndose de la zona de mayor presión a zonas de menor presión. Este desplazamiento del agua es lento, debido a la baja permeabilidad de los suelos arcillosos. A medida que el agua drena al exterior de la masa de suelo cargada, el exceso de presión de poros disminuye, siendo transferida la carga a las partículas minerales del suelo y generándose una deformación de la masa de suelo al recibir la carga. Este proceso es llamado el fenómeno de consolidación de los suelos. Los asentamientos que se generan no ocurren de manera inmediata, una vez aplicada la carga, sino que su duración se extiende por períodos mayores de tiempo que pueden variar de unos pocos meses a cientos de años.

Un ejemplo clásico de este tipo de asentamientos es la torre inclinada de Pisa. Desde su construcción en el año 1173 ha estado asentándose debido a un fenómeno de consolidación, con la circunstancia agravante de que el asentamiento no es uniforme en toda la base de la torre, sino que se presenta con mayor intensidad en uno de sus costados con lo cual se ha inclinado haciendo peligrar su estabilidad.

5.1 Consolidación unidimensional

Cuando la masa de suelo se encuentra confinada lateralmente, el drenaje ocurre solo en la dirección vertical y la deformación se presentará solo en esta dirección. Este problema fue estudiado por Terzaghi, convirtiéndose en uno de los hitos que dio origen a la mecánica de suelos. La ecuación general de consolidación unidimensional planteada originalmente por Terzaghi tiene la siguiente forma mostrada en la ecuación 5.1.

$$\frac{\partial^2 U_e}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial U_e}{\partial t} \quad \text{Ecuación (5.1)}$$

Siendo:

U_e = presión de poros en exceso a la profundidad z en el tiempo t .

z = profundidad.

t = tiempo.

C_v = coeficiente de consolidación unidimensional, obtenido experimentalmente.

Este fenómeno se estudia en el laboratorio mediante la prueba de consolidación en la cual se determina como se deforma la muestra con el tiempo según diferentes incrementos de carga.

La figura 55 presenta una sección típica de un consolidómetro utilizado para el ensayo de consolidación. Una muestra inalterada de suelo arcilloso saturado obtenida del terreno es confinada en un anillo metálico y sometida a incrementos de carga vertical. Para cada incremento de carga se toman en el dial, lecturas de la deformación vertical de la muestra contra el tiempo. Al finalizar la deformación de la muestra ante una carga aplicada, se suma un nuevo incremento de carga con el fin de generar un esfuerzo total sobre el suelo que sea el doble del anterior. Las cargas aplicadas por lo general varían en el rango de 0.10 a 25.0 kg/cm².

Figura 55. Montaje típico del ensayo de consolidación



Fuente: elaboración propia.

Luego de aplicadas las cargas sobre el suelo, estas se retiran de manera inversa a como se colocaron; el suelo recupera parte de la deformación sufriendo un proceso de expansión o rebote por la descarga.

La muestra de suelo de espesor inicial H sufre una deformación ΔH ante cada incremento de carga. Estos valores son los que se leen en el ensayo. La deformación vertical equivale a un cambio en la relación de vacíos inicial del suelo (e), obteniéndose de las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo, la ecuación 5.2.

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e} \quad \text{Ecuación (5.2)}$$

Para cada incremento ocurre un cambio en la relación de vacíos, el cual se calcula a partir de la relación de vacíos inicial (e), la altura inicial de la muestra (H) y la lectura de deformación para la carga (ΔH), ecuación 5.3.

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H}(1 + e) \quad \text{Ecuación (5.3)}$$

La variación típica de la relación de vacíos con la presión aplicada se grafica en una escala semilogarítmica con la relación de vacíos (e) en el eje vertical aritmético y la presión en el eje horizontal logarítmico. La figura 56 presenta la curva típica del ensayo para una muestra inalterada.

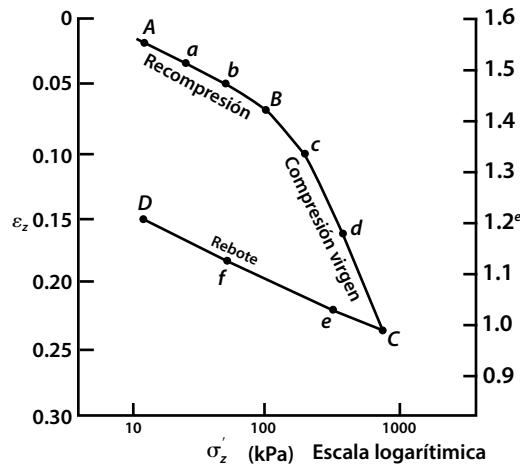
De manera general se presentan tres zonas bien definidas en esta curva:

Zona de recompresión: corresponde a la etapa inicial de compresión, cuando se aplican cargas menores a la máxima que ha soportado el suelo durante su historia.

Zona de compresión virgen: se presenta cuando las cargas aplicadas sobre la muestra son mayores a la máxima que ha soportado el suelo durante su historia.

Zona de rebote: corresponde a la etapa de descarga del suelo.

Figura 56. Curva típica de consolidación de laboratorio. Muestra inalterada



Fuente: adaptado de Coduto (2001).

En esta prueba se dice que se obtiene la memoria del suelo, ya que el punto de quiebre de la curva entre las zonas de recompresión y compresión virgen, representa el máximo esfuerzo que ha soportado el suelo en su vida geológica. Esta presión máxima se obtiene mediante un procedimiento gráfico a partir de la curva. El valor obtenido se llama la presión de preconsolidación del suelo (σ'_p). Este valor es muy importante para conocer el comportamiento del suelo ante las cargas. La relación entre la presión de sobre consolidación y el esfuerzo efectivo inicial en el suelo es llamada la relación de sobreconsolidación (OCR por sus iniciales en inglés) y se describe con la ecuación 5.4.

$$\text{O.C.R.} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}} \quad \text{Ecuación (5.4)}$$

Donde:

σ'_p = presión de preconsolidación obtenida gráficamente del ensayo.

σ'_{z0} = esfuerzo efectivo inicial a la profundidad donde se obtuvo la muestra de ensayo.

Según el valor de O.C.R. los suelos se clasifican como:

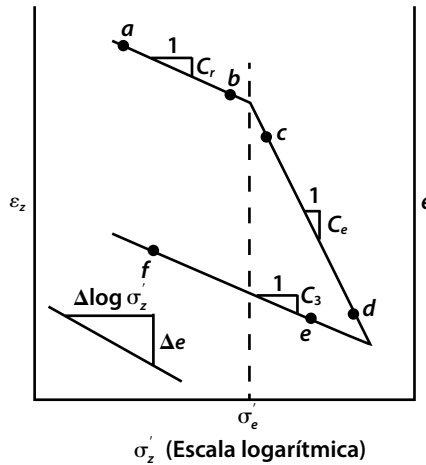
O.C.R. \approx 1.0 normalmente consolidado: el esfuerzo natural en el suelo equivale a la carga producida por su propio peso. Es el caso típico en el cual el suelo se ha consolidado por su propio peso.

O.C.R. $>$ 1.0 sobreconsolidado o preconsolidado: el suelo ha estado sometido a carga superiores al esfuerzo natural existente. Eventos geológicos como erosión o fenómenos tectónicos han hecho variar la posición relativa del suelo con respecto a la superficie del terreno.

Un valor de O.C.R. sensiblemente menor que 1.0 difícilmente se puede obtener en la naturaleza. De presentarse correspondería a un suelo que se encuentra en proceso de consolidación por su propio peso debido a algún fenómeno reciente de transporte.

La curva de laboratorio se simplifica representando cada zona de la curva mediante líneas rectas tal como se muestra en la figura 57.

Figura 57. Curva simplificada de consolidación



Fuente: adaptado de Coduto (2001).

Se halla la pendiente de cada uno de los tramos rectos, obteniéndose los siguientes parámetros de consolidación, necesarios para calcular la magnitud de los asentamientos:

Índice de recompresión C_r : tramo a_b , ecuación 5.5.

$$C_r = \frac{\Delta e_{a-b}}{\Delta \log \sigma'_{z_{a-b}}} = \frac{e_a - e_b}{\log \sigma'_{z_b} - \log \sigma'_{z_a}} = \frac{e_a - e_b}{\log \left(\frac{\sigma'_{zb}}{\sigma'_{za}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.5)}$$

Índice de compresión C_c : tramo c_d , ecuación 5.6.

$$C_c = \frac{\Delta e_{c_d}}{\Delta \log \sigma'_{z_{c_d}}} = \frac{e_c - e_d}{\log \sigma'_{z_d} - \log \sigma'_{z_c}} = \frac{e_c - e_d}{\log \left(\frac{\sigma'_{zd}}{\sigma'_{zc}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.6)}$$

Índice de Rebote o descarga C_s : tramo e_f , ecuación 5.7.

$$C_s = \frac{\Delta e_{e_f}}{\Delta \log \sigma'_{z_{e_f}}} = \frac{e_f - e_e}{\log \sigma'_{z_e} - \log \sigma'_{z_f}} = \frac{e_f - e_e}{\log \left(\frac{\sigma'_{ze}}{\sigma'_{zf}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.7)}$$

La pendiente de los tramos puede hallarse también en función de la deformación unitaria ε , en lugar de la relación de vacíos. Se tiene entonces los siguientes parámetros equivalentes a los anteriores:

Relación de recompresión C_{re} , ecuación 5.8 Relación de recompresión C_{re} , ecuación 5.8.

$$C_{re} = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{\log \left(\frac{\sigma'_{zb}}{\sigma'_{za}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.8)}$$

Relación de compresión C_{ce} :

$$C_{ce} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_d}{\log \left(\frac{\sigma'_{zd}}{\sigma'_{zc}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.9)}$$

Relación de rebote C_{se} :

$$C_{se} = \frac{\varepsilon_f - \varepsilon_e}{\log \left(\frac{\sigma'_{ze}}{\sigma'_{zf}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.10)}$$

La relación entre la pendiente de los tramos rectos, hallada con relación de vacíos y la hallada con deformación unitaria se obtiene a partir de la ecuación 5.2, ecuaciones 5.11 a 5.13.

$$C_{re} = \frac{C_{r\varepsilon}}{1 + e} \quad \text{Ecuación (5.11)}$$

$$C_{ce} = \frac{C_c}{1 + e} \quad \text{Ecuación (5.12)}$$

$$C_{se} = \frac{C_s}{1 + e} \quad \text{Ecuación (5.13)}$$

Con el fin de dar una presentación acorde con los elementos que intervienen en los asentamientos por consolidación, se acostumbra a adecuar las ecuaciones 5.5 y 5.6 de la forma mostrada en las ecuaciones 5.14 y 5.15.

$$C_r = \frac{\Delta e_{a-b}}{\log \left(\frac{\sigma'_{za} + \Delta \sigma'_{z a-b}}{\sigma'_{za}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.14)}$$

$$C_c = \frac{\Delta e_{c-d}}{\log \left(\frac{\sigma'_{zc} + \Delta \sigma'_{z c-c}}{\sigma'_{zc}} \right)} \quad \text{Ecuación (5.15)}$$

5.2 Valores típicos de los parámetros de consolidación

Para calcular los asentamientos por consolidación de un suelo es necesario determinar con adecuada precisión la curva de consolidación del suelo y los parámetros que la definen: índice de recompresión, índice de compresión, índice de rebote y presión de preconsolidación. El índice de recompresión (C_r) y el índice de rebote o descarga (C_s) tiene valores similares, siendo inclusive recomendado por algunos autores utilizar el valor de C_s en remplazo del valor de C_r .

Los valores típicos de estos índices, a partir de pruebas de laboratorio sobre suelos naturales, dan los siguientes rangos:

C_r y C_s : 0.01 a 0.08

C_c : 0.10 a 0.90

Los valores más bajos corresponden a suelos menos compresibles y los valores más altos son típicos de suelos altamente compresibles.

El valor de C_r normalmente varía entre $C_c/10$ a $C_c/5$.

La tabla 17 tomado de Coduto presenta la clasificación de compresibilidad de los suelos según rangos típicos de la relación de Compresión (C_{ce}) para suelos normalmente consolidados y la relación de recompresión (C_{re}) para suelos sobreconsolidados.

Tabla 17. Clasificación de la compresibilidad de los suelos

C_{ce} para suelos normalmente consolidados C_{re} para suelos sobreconsolidados	Clasificación
0.00 - 0.05	Poco compresible
0.05 - 0.10	Ligeramente compresible
0.10 - 0.20	Moderadamente compresible
0.20 - 0.35	Compresible
> 0.35	Muy compresible

Fuente: adaptado de Coduto (2001).

En cuanto a la presión de preconsolidación, la relación de sobreconsolidación O.C.R., permitirá estimar este parámetro para los esfuerzos presentes en el suelo. Por lo tanto, la muestra que se ensaye en el laboratorio de consolidación, debe ser extraída lo más cerca posible a la zona media del estrato compresible. Valores de la relación O.C.R. se pueden obtener en el rango de 1 a 10, variando de un suelo normalmente consolidado a un suelo altamente consolidado.

En cuanto al coeficiente de consolidación (C_v), este parámetro se obtiene de las curvas de deformación contra tiempo para cada incremento de carga; por lo tanto, para un mismo ensayo se tienen valores diferentes de C_v según la carga aplicada. El valor por emplear deberá ser aquel que corresponda al rango de cargas de esfuerzos y cargas que va a tener el suelo.

El coeficiente de consolidación varía de 0.03 a 10.000 cm^2/s según resultados de ensayos presentados por Bardet (1997 p. 314), descartando los valores extremos la magnitud típica de este parámetro está en el rango de 0.1 a 100 cm^2/s . (0.317 a 317 $\text{m}^2/\text{año}$). Los valores más bajos corresponden a suelos con muy baja velocidad de consolidación en los cuales el proceso puede tardar muchos años para finalizar. En el caso contrario, valores altos son característicos de suelos en los cuales el proceso de consolidación ocurre rápidamente.

CAPÍTULO 6

ASENTAMIENTOS DEBIDOS A CONSOLIDACIÓN

La magnitud de la deformación que sufre el suelo durante el proceso consolidación unidimensional se obtiene a partir del valor de deformación (ΔH) del ensayo, tal como fue presentado en la expresión 5.2, despejando de la ecuación el valor del asentamiento queda la ecuación 6.1.

$$\Delta H = H \frac{\Delta e}{1+e} = S_c \quad \text{Ecuación (6.1)}$$

Donde:

ΔH y S_c = asentamiento por consolidación.

H = espesor del estrato de suelo compresible sometido al proceso de consolidación.

Δe = cambio en la relación de vacíos.

e = relación de vacíos inicial del suelo.

El cambio en la relación de vacíos (Δe) depende del esfuerzo vertical existente en el suelo antes de aplicar la carga, del incremento de carga dentro del suelo debido a las cargas aplicadas y de la historia de esfuerzos, o sea de la curva de consolidación y grado de sobreconsolidación (O.C.R.) del suelo.

Por lo anterior, antes de calcular los asentamientos por consolidación en un suelo arcilloso saturado, se debe primero que todo caracterizar mediante pruebas de

consolidación en el laboratorio, con el fin de determinar los siguientes parámetros básicos del suelo:

Relación de vacíos inicial del suelo (e) o también llamada (e_0).

Relación de consolidación (O.C.R.).

Presión de preconsolidación (σ'_c σ'_p).

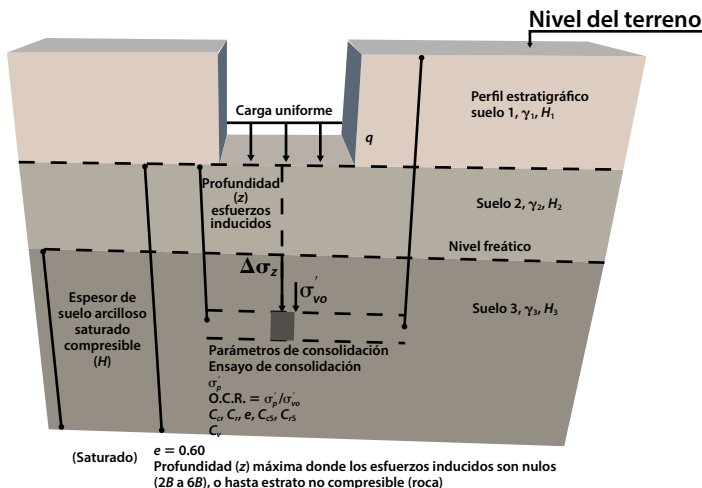
Índice de recompresión (C_r) o relación de recompresión (C_{re}).

Índice de compresión (C_c) o relación de compresión (C_{ce}).

También se debe tener claramente definido el perfil estratigráfico del sitio. En especial se debe obtener el espesor del estrato compresible por debajo del nivel de apoyo del cimiento y los espesores de todas las capas superiores con sus respectivos pesos unitarios y la posición del nivel freático. Esta información permite establecer el estado de esfuerzos del suelo, definido por el esfuerzo efectivo inicial (σ'_{vo}) así como el espesor (H) del estrato compresible. En el caso de que H sea muy grande, se deberá estimar un valor de espesor en hasta una profundidad en el rango de 2.5 a 6.0 veces el ancho desde el nivel de apoyo, que será el afectado por los esfuerzos inducidos por la carga, y que dependerá de la geometría del cimiento (cuadrado, rectangular, continuo). Por último, se debe tener el mejor estimativo posible de la carga aplicada por la estructura sobre la cimentación, con el fin de calcular la magnitud de los esfuerzos inducidos ($\Delta\sigma_v$) dentro del estrato compresible (H).

La figura 58 presenta los elementos citados anteriormente y que son básicos para calcular los asentamientos por consolidación.

Figura 58. Elementos que intervienen en el cálculo de asentamientos por consolidación en un suelo



Fuente: elaboración propia.

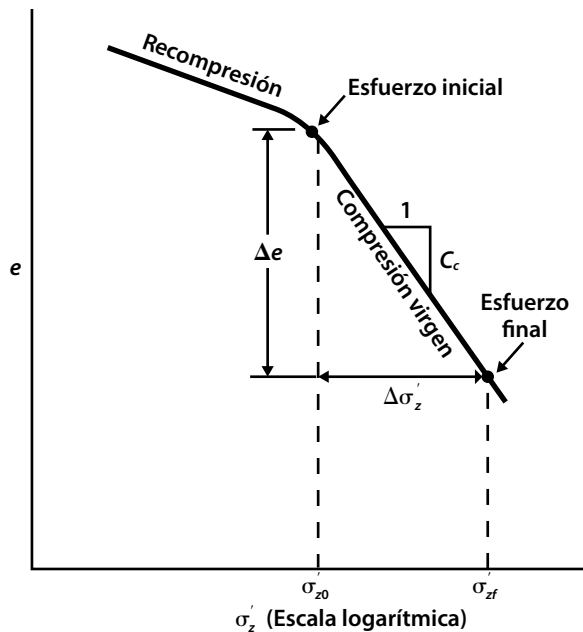
Dependiendo de la relación entre esfuerzo efectivo inicial (σ'_{v0}), presión de preconsolidación (σ'_p) y esfuerzo inducido ($\Delta\sigma_v$) se presentarán diferentes expresiones para calcular los asentamientos, las cuales se dan a continuación.

6.1 Asentamiento por consolidación. Arcillas normalmente consolidadas

En este caso el esfuerzo efectivo inicial (σ'_{v0}) coincide con la presión de preconsolidación (σ'_p). Por lo tanto, cualquier incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma_v$) produce una variación en la relación de vacíos (Δe) sobre la rama virgen de la curva de consolidación, variando según el índice de compresión (C_c). Ver figura 59. El asentamiento se calcula con la ecuación 6.2.

$$S_c = H \frac{C_c}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Ecuación (6.2)}$$

Figura 59. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla normalmente consolidada



Fuente: adaptado de Coduto (2001).

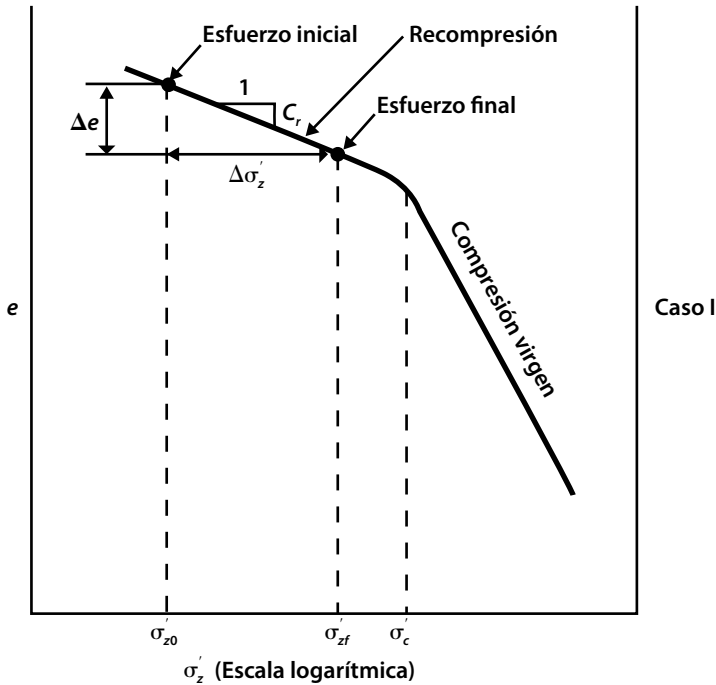
6.2 Arcillas sobreconsolidadas o preconsolidadas

Cuando el O.C.R. es mayor a 1, el esfuerzo efectivo inicial (σ'_{v0}) es menor que la presión de sobreconsolidación (σ'_p). El incremento de esfuerzo aplicado ($\Delta\sigma_v$) puede provocar dos situaciones:

a. **Caso I.** Si no se excede la presión de sobreconsolidación: $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$
 Cuando el valor $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ el cambio en la relación de vacíos ocurre sobre la rama de recompresión, variando según el índice de recompresión (C_r), ecuación 6.3. figura 60.

$$S_c = H \frac{C_r}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \tag{Ecuación (6.3)}$$

Figura 60. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla sobreconsolidada, caso I

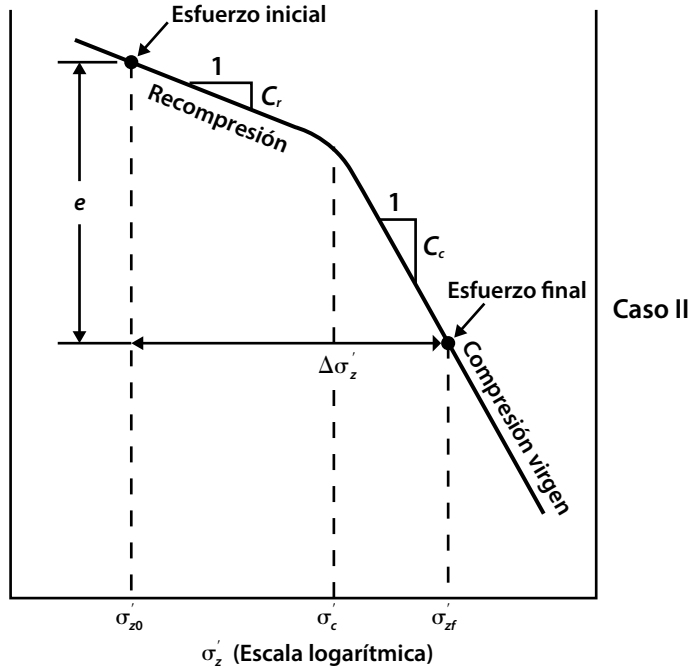


Fuente: adaptado de Coduto (2001).

b. **Caso II.** Si la presión de preconsolidación es excedida, $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p$.
 En este caso la variación Δe se calcula en dos partes que se suman: una según el índice de recompresión (C_r) hasta el valor de la presión de preconsolidación σ'_p y la otra de σ'_p hasta $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (carga aplicada), variando según C_c , ecuación 6.4, figura 61.

$$S_c = H \frac{C_r}{1+e} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + H \frac{C_c}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \tag{Ecuación (6.4)}$$

Figura 61. Estado de esfuerzo inicial y final. Asentamiento por consolidación arcilla sobreconsolidada, caso II



Fuente: adaptado de Coduto (2001).

Los valores de asentamiento calculados por las expresiones anteriores son llamados también asentamientos por consolidación primaria.

6.3 Corrección del asentamiento unidimensional

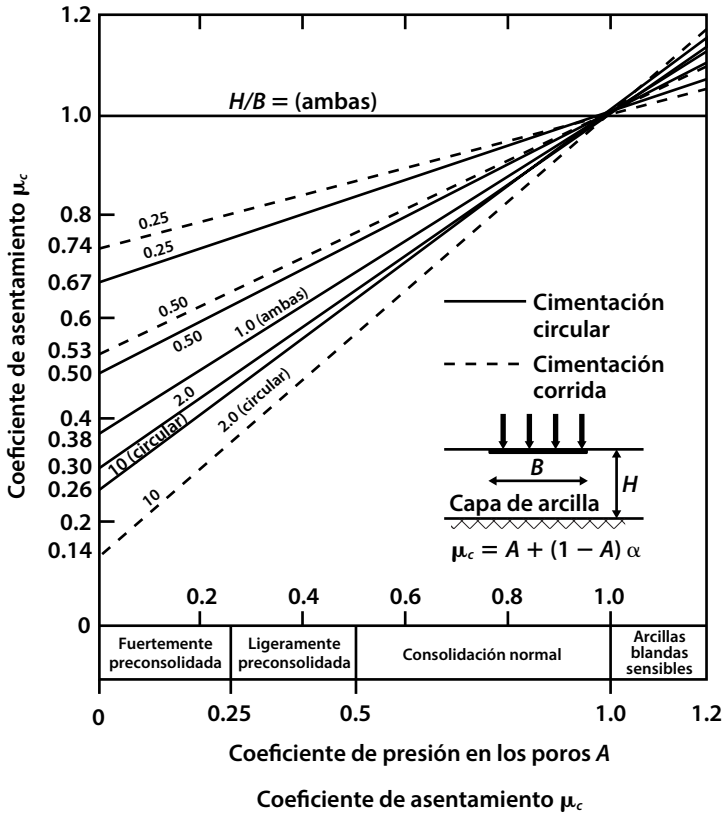
Debido a que las expresiones de cálculo de asentamiento están basadas en resultados de pruebas de consolidación unidimensional, se han propuesto algunas modificaciones para tratar de correlacionar de manera más cercana el asentamiento calculado con el que realmente se producirá en la cimentación, ya que el drenaje de suelo no solo es en una dirección, sino en sentido radial, convirtiéndose el fenómeno de campo en un caso de consolidación tridimensional.

La corrección más empleada es la de Skempton-Bjerrum, mostrada en la figura 62. En la gráfica a partir del valor del parámetro de presión de poros A , obtenido de pruebas triaxiales, y el tipo de cimiento circular o continuo, se obtiene un factor μ denominado tasa de asentamiento, el cual permite calcular el asentamiento por consolidación corregido con la ecuación 6.5.

$$S_c = S_{c \text{ unidimensional}} * \mu \quad \text{Ecuación (6.5)}$$

Siendo S_c unidimensional el calculado con las expresiones 6.2 a 6.4.

Figura 62. Factor de corrección para asentamientos por consolidación



Fuente: adaptado de Skempton y Bjerrum (1957, citado en Whitlow, 1998).

6.4 Tiempo durante el cual se produce el asentamiento

Para estimar el tiempo durante el cual se espera que se produzca el asentamiento por consolidación primaria, se emplea la expresión obtenida a partir de la prueba de consolidación unidimensional para calcular el coeficiente de consolidación C_v , de acuerdo con la ecuación 6.6.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \tag{Ecuación (6.6)}$$

Siendo:

T = tiempo adimensional durante el cual ocurre un porcentaje U % de consolidación.

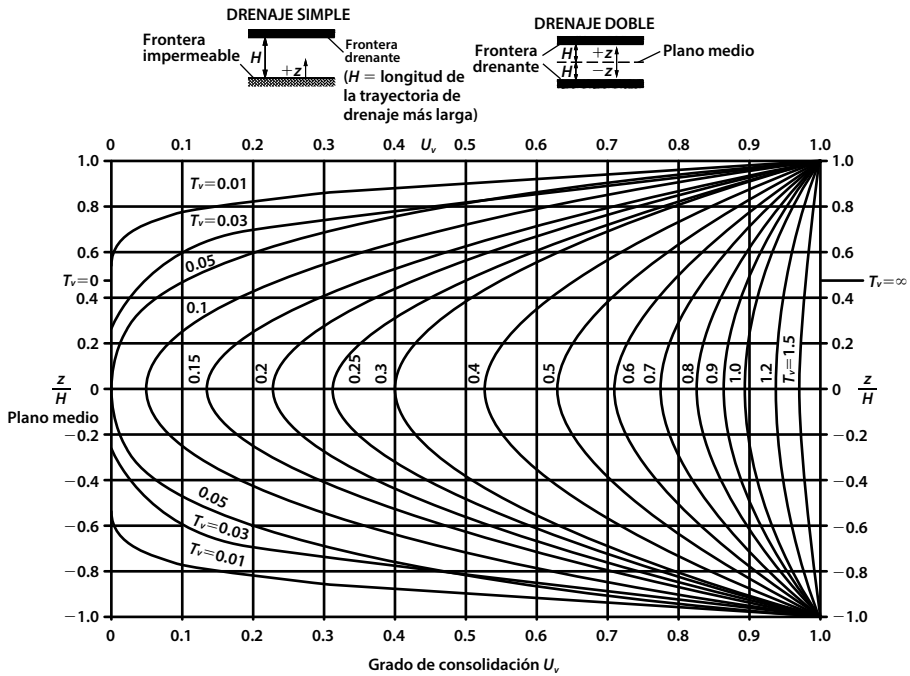
H_d = distancia de drenaje. Equivale a $H/2$ cuando existe drenaje por los dos extremos del estrato compresible. Equivale a H cuando solo hay posibilidad de drenaje por uno de sus extremos.

C_v = coeficiente de consolidación del suelo, obtenido por medio de curvas de deformación contra log del tiempo o raíz del tiempo en una prueba de consolidación unidimensional.

t = tiempo de consolidación para el porcentaje U % de consolidación.

Los valores de T son teóricos, obtenidos a partir de la solución de la ecuación general de consolidación. La figura 63 muestra los valores típicos de este parámetro para diferentes valores del grado de consolidación U .

Figura 63. Relación entre el factor tiempo T_v y el grado de consolidación



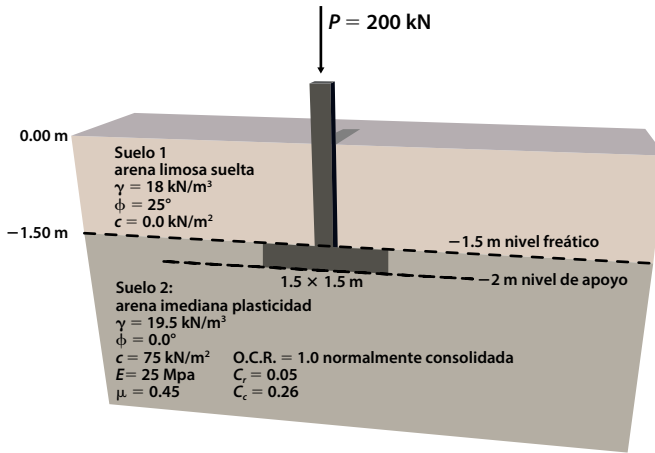
Fuente: adaptado de Berry (1993).

6.5 Ejemplo 6.1. Asentamiento por consolidación. Suelo normalmente consolidado. Una sola capa

Una zapata de 1.50×1.50 m para una construcción de dos pisos, soporta una carga de 200 kN. Se encuentra desplantada a 2.0 m de profundidad en el perfil de suelos mostrado en la figura 64. Calcular los asentamientos por consolidación en el estrato de arcilla.

Los asentamientos por consolidación se calcularán en el estrato arcilloso hasta una profundidad $H = 3B = 4.5$ m, donde se considera que los esfuerzos tienen su mayor efecto, siendo despreciables por debajo de esta distancia.

Figura 64. Perfil de suelos. Ejemplo 6.1



Fuente: elaboración propia.

Considerando el suelo arcilloso bajo la zapata como una sola capa, se evalúan los asentamientos por consolidación con la expresión (6.2) para el caso del suelo normalmente consolidado.

El esfuerzo geostático vertical se calcula en la mitad del estrato compresible H, a la profundidad $z = 2 + 4.5/2 = 4.25 \text{ m}$.

$$\sigma'_{vo} = 18 * 1.5 + (19.5 - 9.81) * 0.5 + (19.5 - 9.81) * 4.5/2 = 53.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de contacto } (q) = 200 / (1.5 * 1.5) = 88.89 \text{ kN/m}^2$$

La variación del esfuerzo inducido bajo la zapata y dentro del estrato compresible $H = 4.5 \text{ m}$, se presenta en la tabla 18.

Tabla 18. Esfuerzos inducidos. Ejemplo 6.1

Z	M	N	V	V ₁	Caso	I _G	Δσ _z (B')	Δσ _z (B)
(m)	B'/z	L'/z	(M ² + N ² + 1)	(MN) ²			kN/m ²	kN/m ²
0.00	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	88.89
0.50	1.500	1.500	5.5	5.1	V > V ₁ ecuación 3.10	0.216	19.17	76.68
1.00	0.750	0.750	2.125	0.316	V > V ₁ ecuación 3.10	0.137	12.20	48.79
1.50	0.500	0.500	1.500	0.063	V > V ₁ ecuación 3.10	0.084	7.47	29.88
2.00	0.375	0.375	1.281	0.020	V > V ₁ ecuación 3.10	0.054	4.83	19.32
2.50	0.300	0.300	1.180	0.008	V > V ₁ ecuación 3.10	0.037	3.32	13.28
3.00	0.250	0.250	1.125	0.004	V > V ₁ ecuación 3.10	0.027	2.40	9.61
3.50	0.214	0.214	1.092	0.002	V > V ₁ ecuación 3.10	0.020	1.81	7.24
4.00	0.188	0.188	1.070	0.001	V > V ₁ ecuación 3.10	0.016	1.41	5.64
4.50	0.167	0.167	1.056	0.001	V > V ₁ ecuación 3.10	0.013	1.13	4.51
							Δσ _z (prom)	28.57

Fuente: elaboración propia.

Debido a que la variación del esfuerzo inducido no es lineal con la profundidad, el esfuerzo inducido promedio $\Delta\sigma_v$ promedio, se obtiene por la conocida expresión de integración de Simpson:

$$\Delta\sigma_v \text{ promedio} = [(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_n)/2 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_2 + \dots + \Delta\sigma_{n-1}] * \Delta_n/H$$

$$\Delta\sigma_v = [(88.89 + 4.51)/2 + 76.68 + 48.79 + 29.88 + 19.32 + 13.28 + 9.61 + 7.24 + 5.64] * 0.50/4.50$$

$$\Delta\sigma_v = 28.57 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando la ecuación (6.2) con $C_c = 0.25$, el asentamiento será:

$$S_c = H \frac{C_c}{1 + e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} = 4.50 \frac{0.25}{1 + 0.60} \log \frac{53.65 + 28.57}{53.65}$$

$$S_c = 0.1304 \text{ m} = 13.04 \text{ cm.}$$

6.6 Ejemplo 6.2. Asentamiento por consolidación. Suelo normalmente consolidado. Dividiendo la capa en sub-estratos.

Calcular los asentamientos del ejemplo 6.1 dividiendo la zona compresible bajo la zapata en subestratos de 0.50 m.

En este caso se calculan los esfuerzos efectivos y los esfuerzos inducidos en la mitad de cada estrato, utilizando la ecuación 6.2 se calcula la deformación de cada subestrato de espesor 0.50 m. La tabla 19 presenta los cálculos realizados.

Tabla 19. Cálculo del asentamiento por consolidación. Ejemplo 6.2

z	M	N	V	V ₁	I _G	Δσ _z (B')	Δσ _z (B)	Δσ _{z0}	ΔH
(m)	B'/z	L'/z	(M ² + N ² + 1)	(MN) ²		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m
0.00	-----	-----	-----	-----	-----	-----	88.89	31.85	
0.25	3.000	3.000	19.0	81.0	0.244	21.68	86.73	34.27	0.0428
0.75	1.000	1.000	3.000	1.000	0.175	15.58	62.30	39.11	0.0323
1.25	0.600	0.600	1.720	0.130	0.107	9.50	38.00	43.96	0.0211
1.75	0.429	0.429	1.367	0.034	0.067	5.96	23.84	48.80	0.0135
2.25	0.333	0.333	1.222	0.012	0.045	3.98	15.91	53.65	0.0088
2.75	0.273	0.273	1.149	0.006	0.032	2.81	11.23	58.49	0.0060
3.25	0.231	0.231	1.107	0.003	0.023	2.08	8.30	63.34	0.0042
3.75	0.200	0.200	1.080	0.002	0.018	1.59	6.37	68.18	0.0030
4.25	0.176	0.176	1.062	0.001	0.014	1.26	5.03	73.03	0.0023
								s _c = Σ	0.1340

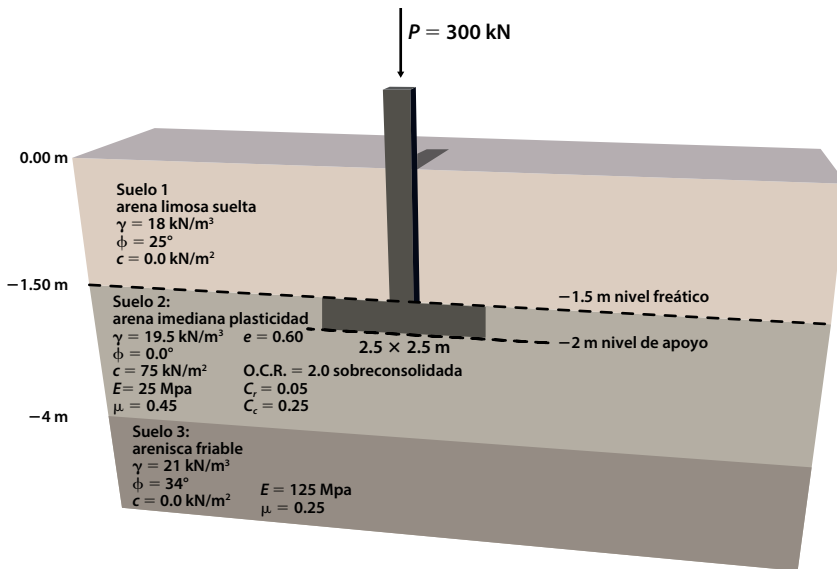
Fuente: elaboración propia.

S_c = 13.4 cm. Valor similar al obtenido por el método propuesto en el ejemplo 6.1.

6.7 Ejemplo 6.3. Asentamiento por consolidación. Suelo preconsolidado. Caso I

Una zapata de 2.50×2.50 m. para una construcción de tres pisos soporta una carga de 300 kN y se encuentra desplantada a 2.0 m de profundidad en el perfil de suelos mostrado en la figura 65. Calcular los asentamientos por consolidación en el estrato de arcilla.

Figura 65. Perfil de suelos. Ejemplo 6.3



Fuente: elaboración propia.

El suelo arcilloso bajo la zapata se considerará como una sola capa, se evalúan los asentamientos por consolidación con la expresión (6.3) o (6.4) para el caso del suelo sobreconsolidado.

El esfuerzo geostático vertical se calcula en la mitad del estrato compresible H , a la profundidad $z = 2 + 2.0/2 = 3.0$ m.

$$\sigma'_{v0} = 18 * 1.5 + (19.5 - 9.81) * 0.5 + (19.5 - 9.81) * 2.0/2 = 41.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión de contacto } (q) = 300 / (2.5 * 2.5) = 48.00 \text{ kN/m}^2$$

La variación del esfuerzo inducido bajo la zapata y dentro del estrato compresible $H = 2.0$ m, se presenta en la tabla 20.

Tabla 20. Esfuerzos inducidos bajo la zapata. Ejemplo 6.3

z	M	N	V	V_1	Caso	I_G	$\Delta\sigma_z(B')$	$\Delta\sigma_z(B)$
(m)	B'/z	L'/z	$(M^2 + N^2 + 1)$	$(MN)^2$			kN/m ²	kN/m ²
0.00	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	48.00
0.50	2.500	2.500	13.5	39.1	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.240	11.52	46.10
1.00	1.250	1.250	4.125	2.441	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.200	9.60	38.39
1.50	0.833	0.833	2.389	0.482	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.152	7.28	29.11
2.00	0.625	0.625	1.781	0.153	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.112	5.39	21.56
							$\Delta\sigma_z$ (prom)	37.09

Fuente: elaboración propia.

El esfuerzo inducido promedio $\Delta\sigma_v$ promedio se obtiene por la conocida expresión de integración de Simpson:

$$\Delta\sigma_v = [(48.0 + 21.56)/2 + 46.1 + 38.39 + 29.11] * 0.50/2.0$$

$$\Delta\sigma_v = 37.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v = 41.54 + 37.09 = 78.63$$

$$\sigma'_p = \text{O.C.R.} \times \sigma'_{v0} = 2.0 \times 41.54 = 83.07 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$. El asentamiento se calcula con la expresión (6.3) con $C_r = 0.05$.

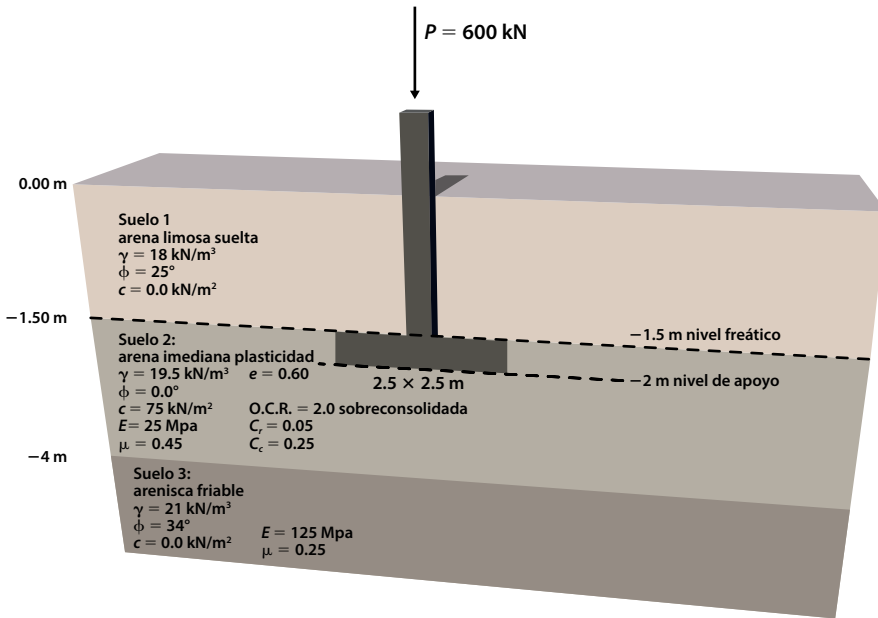
$$S_c = H \frac{C_r}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} = 2.0 \frac{0.05}{1+0.60} \log \frac{41.54 + 37.09}{41.54}$$

$$S_c = 0.0173 \text{ m} = 1.73 \text{ cm.}$$

6.8 Ejemplo 6.4. Asentamiento por consolidación. Suelo preconsolidado. Caso II

Una zapata de 2.50×2.50 m para una construcción de tres pisos soporta una carga de 600 kN y se encuentra desplantada a 2.0 m de profundidad en el perfil de suelos mostrado en la figura 66. Calcular los asentamientos por consolidación en el estrato de arcilla.

Figura 66. Perfil de suelos. Ejemplo 6.4



Fuente: elaboración propia.

El suelo arcilloso bajo la zapata se considerará como una sola capa, evaluándose los asentamientos por consolidación con la expresión (6.3) o (6.4) para el caso del suelo sobreconsolidado.

El esfuerzo geostático vertical se calcula en la mitad del estrato compresible H , a la profundidad $z = 2 + 2.0/2 = 3.0 \text{ m}$.

$$\sigma'_{v0} = 18 * 1.5 + (19.5 - 9.81) * 0.5 + (19.5 - 9.81) * 2.0/2 = 41.54 \text{ kN/m}^2$$

Presión de contacto (q) = $600 / (2.5 * 2.5) = 96.00 \text{ kN/m}^2$

La variación del esfuerzo inducido bajo la zapata y dentro del estrato compresible $H = 2.0 \text{ m}$, se presenta en la tabla 21.

Tabla 21. Esfuerzos inducidos bajo la zapata. Ejemplo 6.4

z	M	N	V	V₁	Caso	I_G	Δσ_z(B')	Δσ_z(B)
(m)	B'/z	L'/z	(M² + N² + 1)	(MN)²			kN/m²	kN/m²
0.00	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	96.00
0.50	2.500	2.500	13.5	39.1	V < V ₁ ecuación 3.11	0.240	23.05	92.20
1.00	1.250	1.250	4.125	2.441	V > V ₁ ecuación 3.10	0.200	19.19	76.77
1.50	0.833	0.833	2.389	0.482	V > V ₁ ecuación 3.10	0.152	14.55	58.22
2.00	0.625	0.625	1.781	0.153	V > V ₁ ecuación 3.10	0.112	10.78	43.13
							Δσ_z (prom)	74.19

Fuente: elaboración propia.

El esfuerzo inducido promedio $\Delta\sigma_v$ promedio se obtiene por la conocida expresión de integración de Simpson:

$$\Delta\sigma_v = [(96.0 + 43.13)/2 + 92.2 + 76.77 + 58.22] * 0.50/2.0$$

$$\Delta\sigma_v = 74.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v = 41.54 + 74.19 = 115.72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_p = \text{O.C.R.} \times \sigma'_{vo} = 2.0 \times 41.54 = 83.07 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p$. El asentamiento se calcula con la expresión (6.4) con $C_r = 0.05$ y $C_c = 0.25$.

$$S_c = 0.0188 + 0.045 = 0.0638 \text{ m}$$

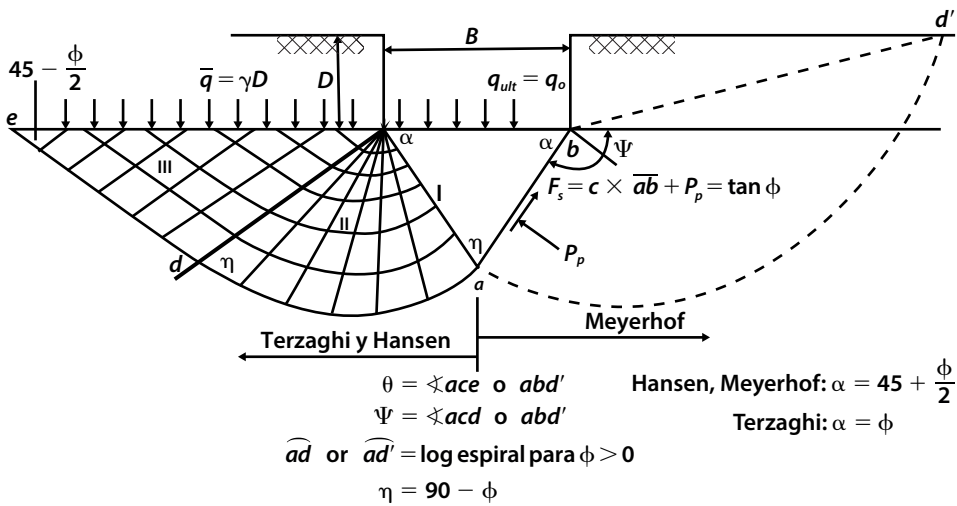
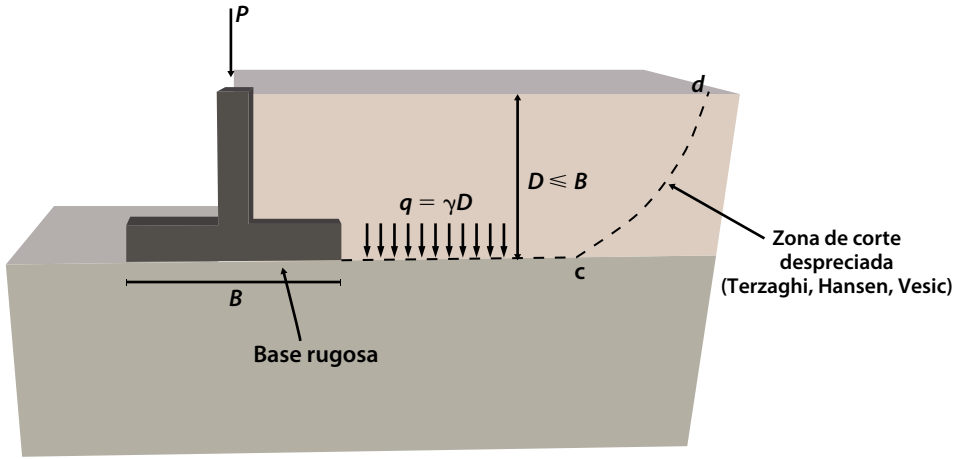
$$S_c = 6.38 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 7

CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

Se define la capacidad última de una cimentación como la máxima presión que se puede aplicar sobre un cimiento, provocando en el suelo de apoyo una falla por resistencia al corte. El mecanismo básico de falla por resistencia al corte de un cimiento fue explicado en el capítulo 1, mostrándose en la figura 67 el modelo de falla simplificado para calcular la capacidad de carga.

Figura 67. Falla típica por resistencia al corte de un cimiento



Fuente: adaptado de Bowles (1988).

7.1 Teoría de Terzaghi

El análisis de este modelo fue realizado por Terzaghi, planteando un cimiento apoyado sobre la superficie del terreno con una altura de la cuña $H = B/2 \tan(\phi)$, donde B es el ancho o menor dimensión del cimiento y ϕ el ángulo de fricción interna del suelo. La ecuación original de Terzaghi fue deducida para el caso de un cimiento continuo de ancho B . La máxima presión sobre el cimiento, que produce la falla en el suelo es:

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \tag{Ecuación (7.1)}$$

Siendo,

c = cohesión del suelo o resistencia al corte no drenado (s_u).

q = presión efectiva de sobrecarga en el nivel de apoyo = $\gamma * D$ siendo γ el peso unitario del suelo sobre la profundidad de apoyo.

γ = peso unitario del suelo bajo el nivel de apoyo, en la zona de la cuña.

B = ancho, menor dimensión del cimiento.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ .

$$N_q = \frac{e^{(1.50\pi - \phi)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \quad \text{Ecuación (7.2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación (7.3)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad \text{Ecuación (7.4)}$$

La tabla 22 presenta los valores de los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ para diferentes valores de ϕ .

Tabla 22. Factores de capacidad de carga. Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00
5	7.34	1.64	0.50
10	9.60	2.69	1.20
15	12.86	4.45	2.50
20	17.69	7.44	5.00
25	25.13	12.72	9.70
26	27.09	14.21	11.70
28	31.61	17.81	15.70
30	37.16	22.46	19.70
32	44.04	28.52	27.90
34	52.64	36.50	36.00
35	57.75	41.44	42.40
40	95.66	81.27	100.40
44	151.95	147.73	257.00

Fuente: elaboración propia.

Terzaghi no planteó para el valor de Kp_γ una formulación matemática exacta. Corresponde a un coeficiente de empuje pasivo de suelos por la acción de la cuña. Solo es posible estimar su valor a partir de los valores de N_γ presentados por

Terzaghi en la solución de la ecuación. En la tabla 22 se presentaron los valores calculados por Bowles con base en la expresión original de Terzaghi. Para el caso de cimientos cuadrados y circulares, Terzaghi modificó la ecuación original y definió las expresiones de las ecuaciones (7.5) y (7.6).

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad \text{Cimiento cuadrado} \quad \text{Ec. (7.5)}$$

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad \text{Cimiento circular, diámetro } B \quad \text{Ec. (7.6)}$$

Como se observa, estas expresiones corresponden a la ecuación original corregida por unos factores que dependen de la forma del cimiento.

La expresión original de Terzaghi se presenta a continuación modificada para una presentación más general:

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad \text{Ecuación (7.7)}$$

s_c, s_γ = factores de corrección por la forma del cimiento:

Para cimientos rectangulares:

$$s_c = 1 + 0.3 B/L; \text{ cuando } L = \text{continuo } s_c = 1.0 \quad \text{Ecuación (7.8)}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.2 B/L; \text{ cuando } L = \text{continuo } s_\gamma = 1.0 \quad \text{Ecuación (7.9)}$$

Para cimientos circulares:

$$s_c = 1.3 \quad s_\gamma = 0.6$$

El anexo B presenta de manera resumida la expresión de Terzaghi y los factores de capacidad de carga y corrección por forma.

7.2 Ecuación general de capacidad última de carga

A partir del planteamiento de Terzaghi, diversos autores han desarrollado analíticamente expresiones para calcular la capacidad de última carga de una cimentación. Entre los principales investigadores que han desarrollado el modelo se encuentran Meyerhof, Hansen y Vesic.

Entre los aspectos no considerados por Terzaghi y que se han incluido se encuentran los siguientes:

- » El aporte de resistencia al corte del suelo por encima del nivel de apoyo.
- » Efecto de la profundidad de apoyo D.
- » Inclinación de la carga.
- » Inclinación de la base del cimiento.

- » Inclinación de la superficie del terreno o efecto de cimentación sobre un talud.
- » Efecto combinado de carga vertical y momento, excentricidad de la carga.

Debido a la popularidad alcanzada por la expresión de Terzaghi, las ecuaciones desarrolladas siguen una forma similar a esta, introduciendo unos factores de modificación o variando la expresión matemática para el cálculo de los factores.

La ecuación general de capacidad de carga última tiene entonces la forma de la Ecuación (7.10).

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \text{ Ec. (7.10)}$$

Siendo:

c = cohesión

q = presión efectiva de sobrecarga en el nivel de apoyo = $\gamma * D$, siendo γ el peso unitario del suelo sobre la profundidad de apoyo.

γ = Peso unitario del suelo bajo el nivel de apoyo, en la zona de la cuña.

B = ancho, menor dimensión del cimiento.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna.

s_c, s_q, s_γ = factores de forma del cimiento.

d_c, d_q, d_γ = factores de profundidad del cimiento.

i_c, i_q, i_γ = factores de inclinación de la carga.

g_c, g_q, g_γ = factores de inclinación del terreno.

b_c, b_q, b_γ = factores de inclinación de la base del cimiento.

Bowles recomienda no combinar a la vez los factores de forma e inclinación de la carga.

7.3 Teoría de Meyerhof

En este caso se considera el aumento por resistencia al corte producido por el suelo encima del nivel de apoyo. El factor de profundidad en este caso empieza a ser muy importante. La altura de la cuña se ha ampliado al valor $B/2 * \tan(45 + \phi/2)$. Los factores de capacidad de carga propuestos por Meyerhof están definidos con la Ec. (7.11) a (7.13) y su valor se ha calculado en la Tabla 23.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad \text{Ecuación (7.11)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación (7.12)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad \text{Ecuación (7.13)}$$

Tabla 23. Valores de capacidad de carga. Meyerhof

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07
10	8.34	2.47	0.37
15	10.98	3.94	1.13
20	14.83	6.40	2.87
25	20.72	10.66	6.77
26	22.25	11.85	8.00
28	25.80	14.72	11.19
30	30.14	18.40	15.67
32	35.49	23.18	22.02
34	42.16	29.44	31.15
35	46.12	33.30	37.15
40	75.31	64.19	93.69
44	118.37	115.31	211.41

Fuente: elaboración propia.

Los factores de corrección por profundidad del cimiento e inclinación de la carga se presentan en el anexo C.

7.4 Teoría de Brinch Hansen y Vesic de Beer

Hansen considera la profundidad de desplante del cimiento y una altura de cuña igual a la de Meyerhof. Sin embargo, desprecia el aporte de resistencia al corte del suelo por encima del nivel de apoyo. Los factores de capacidad de carga N_c , N_q son iguales a los obtenidos por Meyerhof y presenta diferencia en valor de N_γ , así como en los factores de corrección. En la tabla 24 se presentan los valores calculados de los factores de capacidad de carga con las ecuaciones (7.11), (7.12) y (7.14).

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad \text{Ecuación (7.11)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación (7.12)}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan (\phi) \quad \text{Ecuación (7.14)}$$

Tabla 24. Valores de capacidad de carga. Hansen

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07
10	8.34	2.47	0.39
15	10.98	3.94	1.18
20	14.83	6.40	2.95
25	20.72	10.66	6.76
26	22.25	11.85	7.94
28	25.80	14.72	10.94
30	30.14	18.40	15.07
32	35.49	23.18	20.79
34	42.16	29.44	28.77
35	46.12	33.30	33.92
40	75.31	64.19	79.54
44	118.37	115.31	165.58

Fuente: elaboración propia.

Para el caso especial en el cual se tienen suelo cohesivo sin fricción, Hansen recomienda la expresión simplificada indicada en la ecuación (7.15):

$$q_{ult} = 5.14 c(1 + S'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) \quad \text{Ecuación (7.15)}$$

Los factores de corrección para las expresiones de Hansen se presentan en el Anexo D.

Vesic-De Beer hacen consideraciones similares a las de la teoría de Hansen. Los factores de capacidad de carga N_c , N_q son iguales a los obtenidos por Meyerhof y Hansen, pero presentan diferencia en valor de N_γ y algunos de los factores de corrección.

Los factores de capacidad de carga se presentan en la tabla 25 son calculados con las ecuaciones (7.1), (7.12) y (7.16) y los de corrección en el Anexo E.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad \text{Ecuación (7.11)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación (7.12)}$$

$$N_\gamma = 2.0(N_q + 1) \tan(\phi) \quad \text{Ecuación (7.16)}$$

Vesic-DeBeer utiliza también para el caso especial de suelo cohesivo sin fricción la expresión modificada, ecuación (7.15) mostrada en el caso de Hansen.

Tabla 25. Valores de capacidad de carga. Vesic-De Beer

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.45
10	8.34	2.47	1.22
15	10.98	3.94	2.65
20	14.83	6.40	5.39
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
28	25.80	14.72	16.72
30	30.14	18.40	22.40
32	35.49	23.18	30.21
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
40	75.31	64.19	109.41
44	118.37	115.31	224.63

Fuente: elaboración propia.

7.5 Efecto de la excentricidad de la carga

Debido a la presencia de momentos en el cimiento, el centroide de la carga (P) no se aplica en el centro del cimiento, por lo que se tendrá una presión no uniforme sobre el suelo. La figura 68 presenta esta situación y la convención de términos empleadas para su análisis.

Para determinar la capacidad última, Meyerhof propone asumir un cimiento ficticio con carga uniforme de dimensiones reducidas en el cual se debe cumplir $L' > B'$, ecuaciones (7.17) y (7.18) y ecuaciones (7.19) y (7.20).

$$B' = B - 2e_B \quad \text{en la figura 68, } B' = B - 2e_y \quad \text{Ecuación (7.17)}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{en la figura 68, } L' = L - 2e_x \quad \text{Ecuación (7.18)}$$

Siendo:

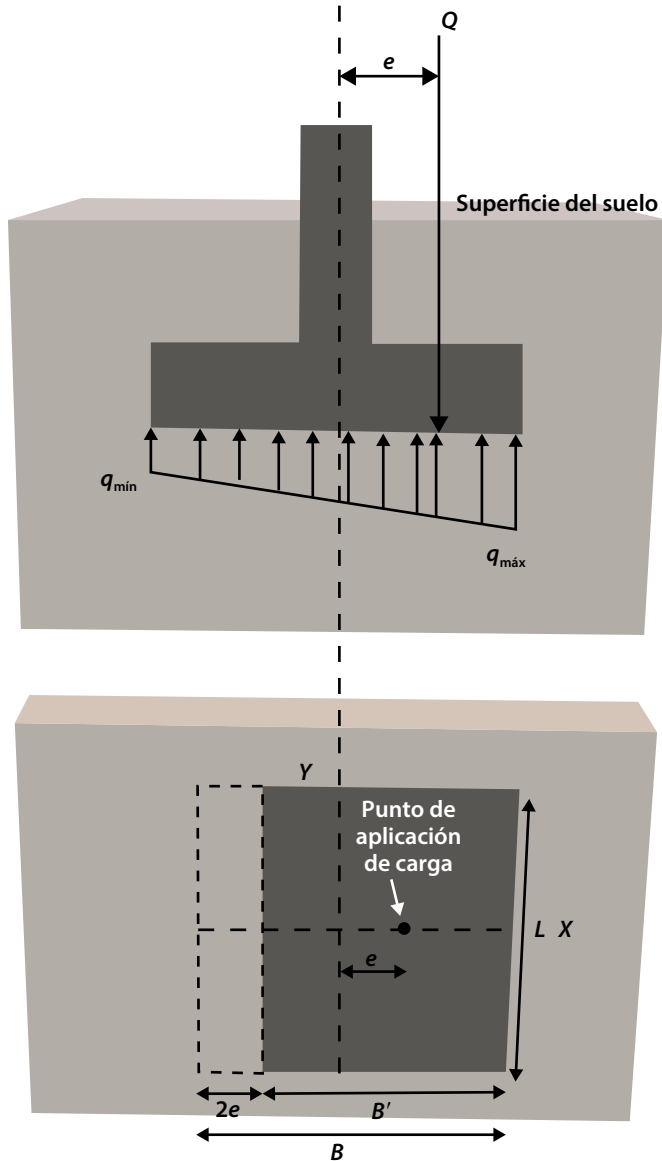
e_B = excentricidad en la dirección de B debido al momento en esta dirección (MB)

$$e_B = M_B/P \quad \text{Ecuación (7.19)}$$

e_L = excentricidad en la dirección de L debido al momento en esta dirección (ML)

$$e_L = M_L/P \quad \text{Ecuación (7.20)}$$

Figura 68. Efecto de los momentos sobre la cimentación



Fuente: elaboración propia.

Se debe chequear que las excentricidades no sean muy altas para que no se presenten esfuerzos de tensión que no pueden ser asumidos por el suelo y que harán que el cimiento se levante en uno de sus extremos. Para esto se debe verificar que lo indicado en la ecuación (7.21):

$$e_B/B + e_L/L > 1/6$$

Ecuación (7.21)

Se calcula la capacidad última sobre el cimiento de dimensiones $B' \times L'$, sobre el cual no se presenta efecto de la excentricidad, ecuación (7.22).

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad \text{Ecuación (7.22)}$$

Los factores de forma (s_c, s_q, s_γ) se hallan utilizando los valores de B' y L' , para los factores de profundidad (d_c, d_q, d_γ) se usa la dimensión real del cimiento B y L .

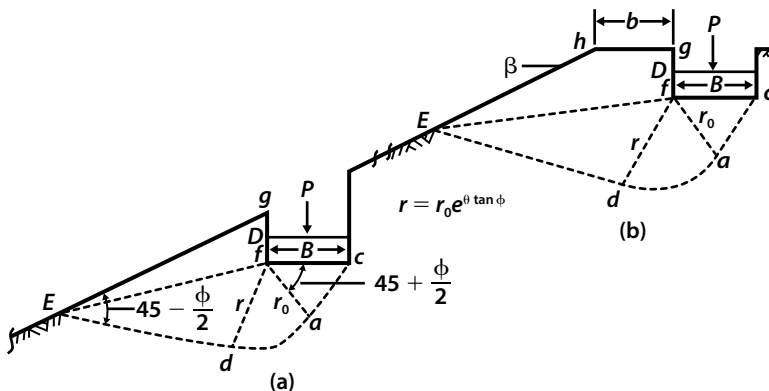
Luego se determina la carga última sobre el cimiento ficticio, $P_{\text{última}} = q_{\text{última}} (B' \times L')$, y se divide esta carga entre las dimensiones reales del cimiento para hallar el valor de capacidad de carga de la cimentación corregido por la excentricidad, $q_{\text{última corregido}} = P_{\text{última}} / (B \times L)$.

Existen casos especiales en los que el momento es muy alto con relación a la carga. Ejemplos de esta situación son las cimentaciones de edificios de varios pisos en mampostería estructural, estructuras elevadas sometidas a fuerzas horizontales o pórticos especiales con voladizos grandes. En estos casos, la aplicación de esta metodología y la ecuación 7.20 da dimensiones de la cimentación fuera de toda lógica, por lo que se debe recurrir a métodos especiales de análisis por interacción suelo estructura, tema que está fuera del alcance de este texto y el cual es tratado como un tópico avanzado dentro de libros de ingeniería de cimentaciones o en textos especializados.

7.6 Cimentación sobre un talud

Al ubicarse un cimiento sobre un talud, se producirá una disminución en la capacidad del suelo cercano al talud para soportar los esfuerzos. El mecanismo de falla mostrado en la figura 67 no se desarrolla en su totalidad por lo cual deben hacerse correcciones a la ecuación de capacidad de carga última. La figura 69 presenta esta situación, así como la definición de términos para su análisis.

Figura 69. Cimentación sobre un talud. Caso (a) en el cuerpo del talud. Caso (b) en la corona del talud



Fuente: Bowles (1988).

Meyerhof ha desarrollado gráficas donde considera el efecto del talud sobre la cimentación. Brinch Hansen y Vesic-De Beer atienden el problema, introduciendo el factor de corrección g_c, g_b, g_γ que se usan en la ecuación (7.10) y presentados en los anexos D y E. Bowles ha hecho un estudio analítico del caso y ha planteado la siguiente metodología, la cual, según criterio de los autores, hace consideraciones más racionales y es más adecuada para el estudio de una cimentación sobre un talud.

1. Se establece la relación entre la geometría de la cimentación y el talud, para ello se definen los siguientes parámetros básicos:

B = ancho del cimientto.

D = profundidad de apoyo.

b = distancia del borde del cimientto a la corona del talud para cimienttos en la parte superior del talud como se muestra en la figura 69. En el caso de que el cimientto se ubique en el cuerpo del talud se toma $b = 0.0$.

β = ángulo de inclinación del talud medido con la horizontal.

2. Con las relaciones $D/B, b/B$, el ángulo β y para el valor del ángulo de fricción del suelo (ϕ), se obtienen de la tabla 26 los valores corregidos de los factores de capacidad de carga N'_c y N'_q . El valor de N'_γ se obtiene como si fuera un cimientto normal sin la inclinación del talud ya que el talud no tiene efecto sobre la cuña bajo el cimientto.

3. Se calcula la capacidad última de carga utilizando la ecuación (7.23):

$$q_{ult} = c N'_c s_c i_c + q N'_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{Ecuación (7.23)}$$

Los factores de profundidad d_c, d_q no se utilizan en esta ecuación ya que su efecto se incluye al considerar los valores de N'_c y N'_q .

Tabla 26. Factores de Capacidad de carga reducidos N_c, N_q para cemento sobre talud

β	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
0°	N_c	5.14	8.35	14.43	30.14	75.31	5.14	8.35	14.43	30.14	75.31	5.14	8.35	14.43	30.14	75.31		
	N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20		
	10°	N_c	4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	
		N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81	
		20°	N_c	4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
			N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.9	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°	N_c	4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	28.76	73.57		
	N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80		
30°	N_c	4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	27.14	68.64		
	N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33		
60°	N_c	3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	5.14	8.35	14.83	17.85	34.84	5.14	8.35	14.83	17.85	34.84		
	N_q	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80		
10°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
		5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31		
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45		
		5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31		
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96		
25°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35				
30°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23				
60°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33				
10°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
		5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31		
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77		
		5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31		
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58		
25°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97				
30°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63				
60°	ϕ	$\frac{D}{B} = 0$				$\frac{D}{B} = 0.75$				$\frac{D}{B} = 1.50$								
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°		
5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31				
1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17				

Fuente: adaptado de Bowles (1997).

Debe resaltarse el hecho que el valor de capacidad última de carga sobre un talud planteado de esta manera no considera la estabilidad global del talud; por lo tanto, además del cálculo anterior, deberá chequear la estabilidad general del talud ante el incremento de esfuerzos producido por la cimentación. Para esto deberán hacerse cálculos utilizando las teorías conocidas de Estabilidad de Taludes, las cuales pueden consultarse en textos especializados sobre el tema.

7.7 Efecto del nivel freático

Las ecuaciones de capacidad de carga (q_{ult}), deberán ser corregidas para el caso en el cual se presente en nivel freático cerca de la base del cimiento. Esta corrección se hace para considerar el estado de esfuerzos efectivos en lugar de esfuerzos totales, tal como se ha planteado en las ecuaciones anteriores.

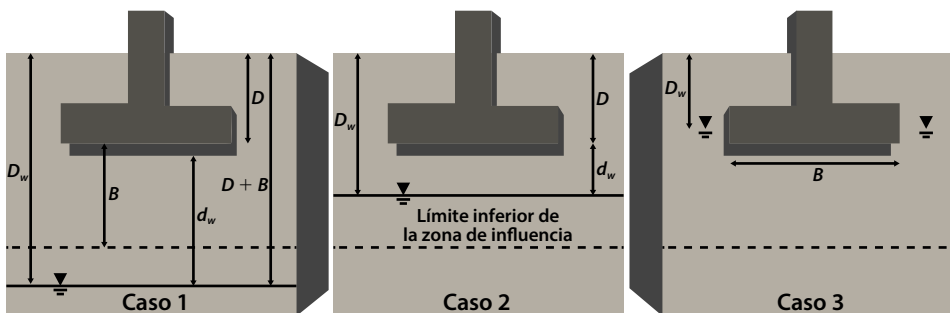
De presentarse agua dentro de la zona donde se desarrolla el mecanismo de falla de la figura 67, deberán realizarse las correcciones presentadas a continuación. Se considera como la profundidad de la zona de desarrollo del mecanismo de falla, una profundidad que varía entre H altura de la cuña y B . Para efectos prácticos es recomendable tomar como valor promedio una profundidad igual al ancho del cimiento.

Se presentan básicamente 3 situaciones dependiendo de la posición relativa del nivel freático con respecto a la base del cimiento. La figura 70 ilustra estos tres casos. Se llamará D_w la distancia de la superficie del terreno al nivel freático y d_w la distancia de la base del cimiento al nivel freático.

Caso 1. La posición del nivel freático se localiza por debajo de la zona de influencia de la cuña. $D_w > D + B$ o $d_w > B$.

En este caso el efecto del nivel freático sobre la capacidad de carga es despreciable.

Figura 70. Efecto del nivel freático sobre la cimentación



Fuente: elaboración propia.

Caso 2. La posición del nivel freático se localiza bajo el nivel de apoyo dentro de la zona de influencia de la cuña. $D_w < D + B$ o $d_w < B$. Debe considerarse el peso unitario sumergido del suelo γ' bajo el nivel de desplante. En este caso se corrige el tercer término de la ecuación de capacidad última de carga: γB se hace igual a $\gamma d_w + \gamma'(B - d_w)$ o de manera similar se cambia el valor de γ de γB por un valor $\gamma_{\text{equivalente}}$; sobre este valor de $\gamma_{\text{equivalente}}$ pueden hacerse formulaciones matemáticas más “exactas” como la que plantea Bowles (1988); sin embargo, para efectos prácticos y con un porcentaje de error muy pequeño se puede considerar la ecuación (7.24):

$$\gamma_{\text{equivalente}} = [\gamma d_w + \gamma'(B - d_w)]/B \quad \text{Ecuación (7.24)}$$

Caso 3. El nivel freático se ubica sobre el nivel de apoyo. Se consideran los esfuerzos efectivos en la profundidad de apoyo tomando en cuenta el peso unitario sumergido (γ') del suelo por encima del nivel de desplante. $D_w < D$; $d_w = 0.0$.

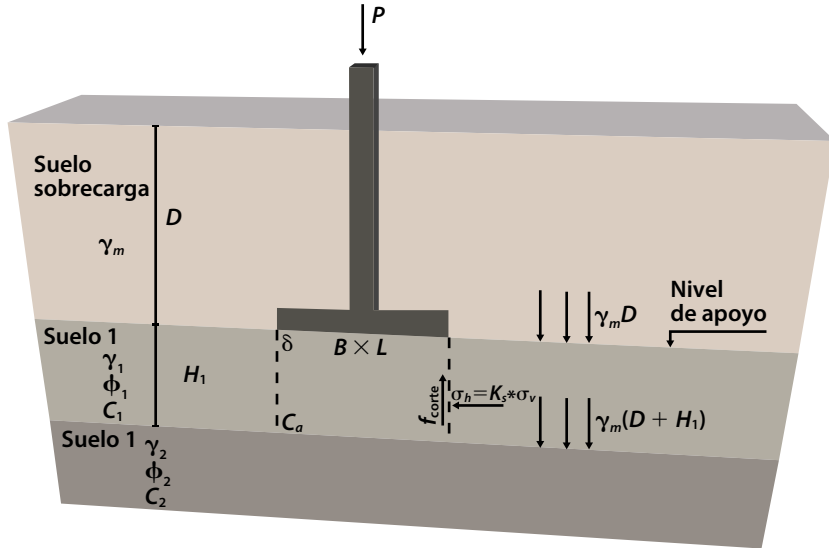
En este caso se corrige el segundo y tercer término de la ecuación. El valor de presión de sobrecarga en el nivel de apoyo $q = \gamma D$, se calcula como esfuerzo efectivo quedando $q = \gamma D_w + \gamma'(D - D_w)$, siendo γ' el peso unitario sumergido del suelo sobre el nivel de apoyo. El término γB se calcula como $\gamma' B$, siendo γ' el peso unitario sumergido del suelo por debajo del nivel de apoyo.

De estos tres casos, el 1 y 3 son los que tienen mayor utilidad práctica. De presentarse agua bajo la cimentación como en el caso 2 se recomienda por seguridad considerar el nivel freático en el nivel de apoyo, ya que por lo general la posición de la tabla de agua es variable y su posición no es fija, sino que depende de las condiciones climáticas por lo que en muy pocos casos se podrá garantizar su ubicación exacta e inamovible bajo el cimiento.

7.8 Suelos estratificados

Las ecuaciones de capacidad de carga planteadas hasta el momento consideran que el suelo de apoyo es homogéneo y se extiende hasta una profundidad suficientemente grande para que se genere dentro de la masa de material el mecanismo de falla por resistencia. A pesar de ello, en la práctica es común encontrar que los suelos se encuentran estratificados, tal y como se muestra en la figura 71, por lo que se deben hacer consideraciones especiales sobre el mecanismo de falla y la capacidad de carga de los suelos bajo el cimiento.

Figura 71. Cimentación sobre suelos estratificados



Fuente: elaboración propia.

No existen soluciones teóricas satisfactorias para la solución general de este problema. Las mejores aproximaciones se han obtenido por Meyerhof y Brown para el caso de suelos arcillosos estratificados, ya sea de un manto firme sobre uno débil o viceversa.

Los casos generales en los cuales es de interés considerar el efecto de la estratificación sobre la capacidad última se presentan a continuación:

Caso 1. Suelo blando sobre suelo firme:

Por lo general deben evitarse las cimentaciones superficiales sobre suelos blandos. Al apoyarse encima de este material se presentarán deformaciones importantes por su alta compresibilidad. En estos casos debe estudiarse la posibilidad de profundizar el apoyo de los cimientos sobre el suelo firme inferior o de remover el suelo blando y remplazarlo por un relleno compactado de mejor calidad. No obstante, cuando se tienen estructuras livianas, como viviendas o edificaciones de un piso, podría analizarse el comportamiento de la cimentación, calculando su capacidad última y teniendo un control especial sobre los asentamientos. Aunque se puede tener una solución más precisa utilizando el método propuesto por Meyerhof y Brown, en el caso de realizarse este análisis se recomienda adoptar una solución del lado de la seguridad, la cual consiste en asumir un solo estrato con las propiedades del material débil superior.

Caso 2. Suelo firme sobre suelo blando:

Este caso es de gran interés, ya que se debe analizar hasta qué punto el estrato fuerte es capaz de resistir la carga sin afectar el estrato inferior más débil o en su defecto cual es la carga máxima que se puede transmitir al estrato inferior débil a través de la capa superior más resistente.

Autores como Meyerhof y Hanna (1978) han planteado metodologías basadas en el posible comportamiento de la interacción del cimiento y los suelos de apoyo. Para esto se consideran dos alternativas siendo la capacidad última la obtenida por la menor de las dos alternativas analizadas:

Alternativa 1. La capacidad de carga que presenta el estrato superior considerando que el estrato débil no existe. Esta alternativa será la predominante cuando la profundidad H_1 sobre el estrato inferior es lo suficientemente grande para que se genere el mecanismo de falla en el estrato superior. Esta capacidad de carga se llamará q_{ult1} .

Alternativa 2. La capacidad de carga correspondiente al cimiento apoyado sobre el estrato inferior, considerando que el cimiento y el suelo bajo él forman un solo cuerpo, penetrando en el estrato débil. Se producirá una falla por cortante o punzonamiento en el suelo alrededor y bajo el cimiento, por lo que el bloque desplazado se apoyará sobre el estrato blando provocando sobre este una falla por esfuerzo cortante generalizado (mecanismo de falla por resistencia al corte). Esta situación será la predominante cuando la profundidad H_1 , entre el cimiento y el estrato inferior, es pequeña. La capacidad última del cimiento obtenida considerando el apoyo sobre el estrato inferior más el efecto de la resistencia al punzonamiento se llamará q_{ult2} .

Usando los parámetros definidos en la figura 71 y teniendo en cuenta que el subíndice 1 o 2 se refiere a que se utilizan parámetros considerando el suelo 1 o el 2 como soporte, se tienen las ecuaciones (7.25) a (7.28) para determinar la capacidad última de carga.

Alternativa 1:

Capacidad última de carga, considerando el cimiento apoyado solo sobre el estrato 1:

$$q_{ult1} = c_1(N_c s_c d_c)_1 + \gamma_m D(N_q s_q d_q)_1 + \frac{1}{2} \gamma_1 B(N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_1 \quad \text{Ecuación (7.25)}$$

Alternativa 2:

Capacidad última de carga, considerando el cimiento apoyado sobre el estrato 2 más el efecto de corte o punzonamiento del suelo 1:

$$q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1} \quad \text{Ecuación (7.26)}$$

En la ecuación 7.26:

q_{b2} = Capacidad última de carga del cimiento como si estuviera apoyado sobre el estrato 2:

$$q_{b2} = c_2(N_c s_c d_c)_2 + (\gamma_m D + \gamma_1 H_1)(N_q s_q d_q)_2 + \frac{1}{2} \gamma_2 B(N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_2 \quad \text{Ecuación (7.27)}$$

q_{v1} = la resistencia o capacidad del cimiento por corte o punzonamiento en el suelo 1; este valor se obtiene de la siguiente manera (ver figura 71 para definición de los términos empleados):

$$q_{v1} = f_{\text{corte}} * A_{\text{corte}} / (B \times L) \quad \text{Ecuación (7.28)}$$

Donde:

f_{corte} = esfuerzo de corte sobre el área de punzonamiento

A_{corte} = área de corte por punzonamiento

El área de corte corresponde a la superficie lateral del suelo que se hunde por debajo del cimiento, equivale al perímetro de la zapata multiplicado por la altura H_1 , ecuación (7.29).

$$A_{\text{corte}} = 2(B + L) * H_1 \quad \text{Ecuación (7.29)}$$

El esfuerzo de corte corresponde a la resistencia al corte del suelo que se va a hundir, utilizando la expresión de resistencia al corte del suelo de la ecuación (7.30):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{Ecuación (7.30)}$$

Este esfuerzo se produce por deslizamiento del bloque de suelo, los valores de cohesión c y fricción ϕ que se desarrollan están en función de los esfuerzos horizontales y verticales presentes. Modificando la expresión de resistencia al corte anterior en función de esfuerzos horizontales y los parámetros del problema se tiene la ecuación (7.31):

$$f_{\text{corte}} = c_a + \sigma_h \tan \phi_1 \quad \text{Ecuación (7.31)}$$

Donde:

c_a = valor de cohesión reducida para el estrato 1, se recomienda tomar $2/3 c_1$

σ_h = esfuerzo horizontal promedio en la zona de punzonamiento

El esfuerzo horizontal promedio: ecuación (7.32), es una fracción del esfuerzo vertical promedio entre las profundidades D y $D + H_1$.

$$\sigma_h = K_s * \sigma_v \quad \text{Ecuación (7.32)}$$

K_s = coeficiente de presión lateral de suelos. Se puede tomar conservativamente como el coeficiente en reposo.

σ_v = esfuerzo vertical promedio, determinado con la ecuación (7.33).

$$\sigma_v = [\sigma_v(D) + \sigma_v(D + H_1)]/2 = [\gamma_m D + (\gamma_m D + \gamma_1 H_1)]/2 = \gamma_m D + \gamma_1 H_1/2$$

Ecuación (7.33)

Reemplazando desde las ecuaciones (7.29) a la (7.33) en (7.28), la resistencia por punzonamiento queda como se indica en la ecuación (7.34):

$$q_{v1} = \frac{c_a + K_s \left(\gamma_m D + \frac{\gamma_1 H_1}{2} \right) \tan \phi_1}{B * L} (2(B + L)H_1); \text{reorganizada a la expresión:}$$

$$q_{v1} = \frac{2H_1}{B} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left[c_a + K_s \left(\gamma_m D + \frac{\gamma_1 H_1}{2} \right) \tan \phi_1 \right]$$

Ecuación (7.34)

En resumen, la capacidad última de carga para el cimiento sobre suelo estratificado será la menor entre los siguientes dos valores:

1. $q_{ult1} = c_1 (N_c s_c d_c)_1 + \gamma_m D N_q s_q d_q)_1 + \frac{1}{2} \gamma_1 B (N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_1$
 2. $q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1}$
 $q_{b2} + c_2 (N_c s_c d_c)_2 + (\gamma_m D + \gamma_1 H_1) (N_q s_q d_q)_2 + \frac{1}{2} \gamma_2 B (N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_2$
- $$q_{v1} = \frac{2H_1}{B} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left[c_a + K_s \left(\gamma_m D + \frac{\gamma_1 H_1}{2} \right) \tan \phi_1 \right]$$

Caso 3. Capas delgadas con valores diferentes de cohesión y fricción:

Bajo estas condiciones no existe una solución aproximada al problema. Para efectos prácticos, es recomendable tomar como suelo de soporte el que presente las condiciones más críticas y realizar el análisis como si fuera un suelo homogéneo con las características del suelo más débil.

Como alternativa, en caso de presentar suelos con características similares de cohesión o fricción, se puede obtener un valor promedio de los parámetros de resistencia al corte del suelo, representativo de los estratos bajo el nivel de desplante: ecuaciones (7.35) y (7.36):

Para suelo cohesivo:

$$c_{\text{promedio}} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + c_3 h_3 + \dots + c_n h_n}{H}$$

Ecuación (7.35)

Para suelo friccionante:

$$\phi_{\text{promedio}} = \arctan\left(\frac{h_1 \tan(\phi_1) + h_2 \tan(\phi_2) + h_3 \tan(\phi_3) + \dots + h_n \tan(\phi_n)}{H}\right)$$

Ecuación (7.36)

No es recomendable usar las anteriores expresiones cuando se tenga suelos con valores diferentes en la cohesión o la fricción o cuando se tenga intercalaciones de suelos cohesivos sobre friccionantes o viceversa. En este caso, si al calcular con los parámetros promedios de cohesión y fricción da como resultado una capacidad última mayor a la obtenida utilizando los parámetros individuales de los suelos, se tendrá que la solución es menos segura, sin considerar la posibilidad de falla debido al suelo más débil. De presentar esta situación, se emplea la metodología propuesta en el caso 2, la cual aplica criterios más racionales en el cálculo de la capacidad última.

7.9 Consideraciones sobre las expresiones de capacidad última

Las fórmulas presentadas se basan en modelos y cálculos analíticos, ajustados por resultados experimentales o de cimentaciones reales. Sin embargo, los resultados obtenidos son aproximaciones al comportamiento real de la cimentación, por lo cual, se introduce factores de seguridad para cubrir la incertidumbre sobre las cargas y la variabilidad del suelo, entre otros factores.

No existe un único criterio desde el punto de vista de cuál expresión usar, sino que depende de diversos factores. En general, la ecuación de Terzaghi da valores más conservativos y la expresión de Meyerhof predice valores más altos, una solución intermedia es la obtenida por Hansen o Vesic.

El error asociado al uso de una u otra ecuación no es significativo. Para efectos prácticos y para ángulos de fricción menores a 30° es importante determinar qué parámetros de resistencia al corte del suelo emplear para calcular los factores de capacidad de carga, en especial, tiene mayor relevancia cuál es el valor del ángulo de fricción interna o la resistencia al corte no drenada (su o cohesión) que se utiliza en la ecuación. Sobre esto se ha sugerido que los parámetros de resistencia al corte en pruebas de deformación plana dan mejores resultados que los de pruebas triaxiales, específicamente para valores de ϕ mayores a 34°; por lo tanto, para los resultados de prueba triaxial se recomienda emplear un valor de ϕ incrementado en 10 %.

Otro aspecto para tomar en cuenta, es si los parámetros de resistencia al corte corresponden a esfuerzos de corto o largo plazo. En suelos arcillosos, a corto plazo se emplea la resistencia al corte no drenado (s_u) como valor de cohesión, despreciando el valor del ángulo de fricción. A largo plazo será necesario determinar el ángulo de fricción interno en esfuerzos efectivos (ϕ'), despreciando cualquier

efecto de la cohesión. En los suelos granulares se emplean los valores del ángulo de fricción en esfuerzos totales, para el corto plazo y en esfuerzos efectivos, para el comportamiento a largo plazo.

Del criterio anterior, se sugiere definir el comportamiento del suelo y su modo de falla en uno de dos posibles grupos de suelos: cohesivo o granular. El suelo se define por su cohesión o su ángulo de fricción. Se recomienda no emplear de manera simultánea los dos parámetros, el uso simultáneo de la cohesión y la fricción conduce a situaciones donde la resistencia o capacidad última sea muy alta.

7.10 Ejemplo 7.1. Capacidad última en suelos granulares: Terzaghi

Una zapata de 2×2 m se desplanta a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es de 20 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Terzaghi.

Capacidad última: utilizando la expresión de Terzaghi, ecuación (7.7).

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad \text{Ecuación (7.7)}$$

Para cimiento cuadrado: $B = 2.0$; $L = 2.0$

$$s_c = 1 + 0.3 B/L = 1.3$$

$$s_\gamma = 1 - 0.2 B/L = 0.8$$

Profundidad de apoyo: $D = 1.50$ m.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 31.61$; $N_q = 17.81$; $N_\gamma = 15.70$

De la tabla 22 para $\phi = 28^\circ$

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 31.61 * 1.3 + 30.0 * 17.81 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 15.7 * 0.80$$

$$q_{ult} = 0.0 + 534.30 + 251.20 = 785.5 \text{ kN/m}^2$$

El mayor aporte a la capacidad última lo da la sobrecarga; por lo tanto, es importante tener suficiente profundidad de apoyo para el cimiento en suelos granulares.

$$q_o = 785.5/3.0 = 261.83 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0.

7.11 Ejemplo 7.2. Capacidad última en suelos granulares: Meyerhof

Una zapata de 2×2 m se desplanta a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es de 20 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Meyerhof.

Capacidad última: utilizando la expresión general de capacidad de carga, ecuación (7.10), al igualar a 1.0 los factores por inclinación de carga, cimiento y terreno, queda la siguiente expresión:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad y forma recomendados por Meyerhof:

Forma del cimiento: cuadrado $B = 2.0 \text{ m}$, $L = 2.0 \text{ m}$.

Profundidad de apoyo $D = 1.50 \text{ m}$.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.80$; $N_q = 14.72$; $N_\gamma = 11.19$ de la tabla 23 para $\phi = 28^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 28/2) = 2.7698$$

Factores de corrección por forma y profundidad del Anexo C.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p * (B/L) = 1 + 0.2 * 2.7698 * 2.0/2.0 = 1.55$$

$$s_q = 1 + 0.1 K_p * (B/L) = 1 + 0.1 * 2.7698 * 2.0/2.0 = 1.28; \phi > 10$$

$$s_\gamma = s_q = 1.28$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 * (D/B) \sqrt{K_p} = 1 + 0.2 * (2.0/2.0) \sqrt{2.7698} = 1.25$$

$$d_q = 1 + 0.1 * (D/B) \sqrt{K_p} = 1 + 0.1 * (2.0/2.0) \sqrt{2.7698} = 1.12; \phi > 10$$

$$d_\gamma = d_q = 1.12$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.55 * 1.25 + 30.0 * 14.72 * 1.28 * 1.12 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 11.19 * 1.28 * 1.12$$

$$q_{ult} = 0.0 + 634.3 + 321.46 = 955.76 \text{ kN/m}^2$$

Igual que en el caso de Terzaghi, el mayor aporte a la capacidad última lo da la sobrecarga y confirma la importancia de proveer en suelos granulares suficiente profundidad de apoyo para el cimiento.

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un factor de seguridad de 3.0:

$$q_o = 955.76 / 3.0 = 318.59 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es mayor al obtenido utilizando la Teoría de Terzaghi, la cual es más conservativa.

7.12 Ejemplo 7.3. Capacidad última en suelos granulares: Hansen

Una zapata de 2×2 m se desplanta a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es de 20 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen.

Para carga vertical sin inclinación de la carga, base o terreno, de la ecuación (7.10):

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad forma recomendados por Hansen:

Forma del cimiento: cuadrado $B = 2.0 \text{ m}$; $L = 2.0 \text{ m}$.

Profundidad de apoyo: $D = 1.50 \text{ m}$.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.8$; $N_q = 14.72$; $N_\gamma = 10.94$ de la tabla 24 para $\phi = 28^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de corrección por forma y profundidad del anexo D.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L) = 1 + 14.72/25.80 * 2.0/2.0 = 1.57$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.0/2.0) * \tan (28) = 1.53$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 1 - 0.4 * (2.0/2.0) = 0.60$$

Factores de profundidad:

$$D/B = 1.50/2.00 = 0.75 < 1.0$$

$$k = (D/B) = 0.75$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.75 = 1.30$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tag} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (28) * (1 - \operatorname{sen} (28))^2 * 0.75 = 1.22$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.57 * 1.30 + 30.0 * 14.72 * 1.53 * 1.22 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 10.94 * 0.60 * 1.00$$

$$q_{ult} = 0.0 + 824.29 + 131.28 = 955.57 \text{ kN/m}^2$$

En este caso el aporte a la capacidad última dado por la sobrecarga es mayor que en Terzaghi y Meyerhof. Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0:

$$q_o = 955.57/3.0 = 318.58 \text{ kN/m}^2$$

En este caso, el valor es más alto que Terzaghi y similar al de Meyerhof.

7.13 Ejemplo 7.4. Capacidad última en suelos granulares: Vesic

Una zapata de 2×2 m, se desplanta a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es 20 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Vesic.

Para carga vertical, sin inclinación de la carga, base o terreno y de acuerdo con la ecuación (7.10):

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad y forma recomendados por Vesic:

Forma del cimiento: cuadrado $B = 2.0$ m; $L = 2.0$ m.

Profundidad de apoyo: $D = 1.50$ m.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0$ kN/m³; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0$ kN/m²

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.8$; $N_q = 14.72$; $N_\gamma = 16.72$ de la tabla 25 para $\phi = 28^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0$ kN/m²

Factores de corrección por forma y profundidad del Anexo E.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L) = 1 + 14.72/25.80 * 2.0/2.0 = 1.57$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.0/2.0) * \tan(28) = 1.53$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (2.0/2.0) = 0.60$$

Factores de profundidad:

$$D/B = 1.50/2.00 = 0.75 < 1.0$$

$$k = (D/B) = 0.75$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.75 = 1.30$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tag} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan(28) * (1 - \operatorname{sen}(28))^2 * 0.75 = 1.22$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.57 * 1.30 + 30.0 * 14.72 * 1.53 * 1.22 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 16.72 * 0.60 * 1.00$$

$$q_{ult} = 0.0 + 824.29 + 200.64 = 1024.93 \text{ kN/m}^2$$

En este caso el aporte a la capacidad última dado por la sobrecarga es mayor que en Terzaghi y Meyerhof. Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un factor de seguridad de 3.0:

$$q_o = 1024.93/3.0 = 341.64 \text{ kN/m}^2$$

En este caso el valor es ligeramente superior al de Hansen, debido a que el término N_γ de Vesic es mayor.

7.14 Ejemplo 7.5. Capacidad última en suelos cohesivos: Terzaghi

Una zapata continua de 1.0 metro de ancho, se desplanta a una profundidad de 0.80 m en una arcilla de consistencia media a firme. El peso unitario de la arcilla es 19.5 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 0.0° y cohesión 75 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Terzaghi, ecuación (7.7).

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Para cimientos continuos: $B = 1.0$; $L =$ muy grande (continuo)

$$s_c = 1 + 0.3 B/L = 1.0$$

$$s_\gamma = 1 - 0.2 B/L = 1.0$$

Profundidad de apoyo: $D = 0.80 \text{ m}$.

Suelo de soporte arcilla: $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 0.0^\circ$; $c = 75.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 5.7$; $N_q = 1.0$; $N_\gamma = 0.0$ de la tabla 22 para $\phi = 0.0^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = \gamma * D = 19.5 * 0.8 = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 75.0 * 5.7 * 1.0 + 15.6 + \frac{1}{2} 19.5 * 1.0 * 0.0 * 1.0$$

$$q_{ult} = 427.51 + 15.6 + 0.0 = 443.11 \text{ kN/m}^2$$

El mayor aporte a la capacidad última es dado por la cohesión, el aporte de la sobrecarga corresponde al peso del suelo. Se recomienda despreciar el término $q N_q$, en cuyos casos la cimentación se cubre nuevamente con el relleno del sitio, como es en el caso de las zapatas aisladas y continuas.

Presión neta última:

$$q_{ult} = 443.11 - 15.6 = 427.51 \text{ kN/m}^2$$

$$q_o = 427.51/3.0 = 142.5 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0.

7.15 Ejemplo 7.6. Capacidad última en suelos cohesivos: Meyerhof

Una zapata continua de 1.0 metro de ancho, se desplanta a una profundidad de 0.80 m en una arcilla de consistencia media a firme. El peso unitario de la arcilla es 19.5 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 0.0° y cohesión 75 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Meyerhof.

Según la ecuación general, ecuación (7.10):

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, forma y profundidad recomendados por Meyerhof:

Para cimientos continuos: $B = 1.0$; $L =$ muy grande (continuo)

Profundidad de apoyo: $D = 0.80 \text{ m}$.

Suelo de soporte arcilla: $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 0.0^\circ$; $c = 75.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 5.14$; $N_q = 1.0$; $N_\gamma = 0.0$ de la tabla 23 para $\phi = 0.0^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = \gamma * D = 19.5 * 0.8 = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 0.0/2) = 1.0$$

Factores de corrección por forma y profundidad del anexo C.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p * (B/L) = 1.00$$

$$s_q = 1 + 0.1 K_p * (B/L) = 1.00; \phi = 0.0$$

$$s_\gamma = s_q = 1.00$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 * (D/B) \sqrt{K_p} = 1 + 0.2 * (0.8/1.0) \sqrt{1.0} = 1.16$$

$$d_q = 1.0 = 1.0; \phi = 0.0$$

$$d_\gamma = d_q = 1.00$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 75.0 * 5.14 * 1.00 * 1.16 + 15.6 * 1.0 * 1.0 * 1.0 + \frac{1}{2} 19.5 * 1.0 * 0.0 * 1.0 * 1.0$$

$$q_{ult} = 447.19 + 15.6 + 0.0 = 462.79 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, despreciando el efecto de la sobrecarga y utilizando un factor de seguridad de 3.0:

$$q_o = (462.79 - 15.6)/3.0 = 149.06 \text{ kN/m}^2$$

Resultado similar al obtenido por Terzaghi.

7.16 Ejemplo 7.7. Capacidad última en suelos cohesivos: Hansen y Vesic

Una zapata continua de 1.0 metro de ancho, se desplanta a una profundidad de 0.80 m en una arcilla de consistencia media a firme. El peso unitario de la arcilla es 19.5 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 0.0° y cohesión 75 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen y Vesic.

Según la ecuación de Hansen y Vesic para suelos cohesivos:

$$q_{ult} = 5.14 c (1 + S'_c + d'_c) + q$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, forma y profundidad recomendados por Hansen y Vesic:

Para cimientos continuos: $B = 1.0 \text{ m}$; $L =$ muy grande (continuo)

Profundidad de apoyo: $D = 0.80 \text{ m}$.

Suelo de soporte arcilla: $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 0.0^\circ$; $c = 75.0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = \gamma * D = 19.5 * 0.8 = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

Factores de corrección por forma y profundidad del Anexo D o E.

Factor de forma:

$$S'_c = 0.2 B/L = 0.0$$

Factor de profundidad:

$$D/B = 0.80/1.00 = 0.80 < 1.0$$

$$k = (D/B) = 0.80$$

$$d'_c = 0.4k = 0.4 * 0.80 = 0.32$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 5.14 * 75 * (1 + 0.0 + 0.32) + 15.6$$

$$q_{ult} = 508.87 + 16.5; \text{ se desprecia el efecto de sobrecarga por el relleno sobre la zapata.}$$

$$q_{ult} = 508.87 \text{ kN/m}^2$$

$$q_o = 508.87/3.0 = 169.62 \text{ kN/m}^2$$

Resultado ligeramente superior a los obtenidos con Terzaghi y Meyerhof.

7.17 Ejemplo 7.8. Capacidad última. Carga inclinada: Meyerhof

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0×2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Meyerhof, si soporta una carga inclinada 15° con la vertical.

Como tiene una carga inclinada, requiere corregir la expresión de capacidad última de Meyerhof utilizando los factores de inclinación. En este caso, se recomienda utilizar la ecuación general sin factores de forma, pero con factores de profundidad e inclinación.

$$q_{ult} = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad e inclinación recomendados por Meyerhof, Anexo C:

Forma del cimiento: rectangular: $B = 2.0$; $L = 2.0$ m.

Profundidad de apoyo: $D = 1.50$ m.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.80$; $N_q = 14.72$, $N_\gamma = 11.19$ de la tabla 23 para $\phi = 28^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de corrección por profundidad e inclinación del Anexo C.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 28/2) = 2.7698$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 * (D/B) \sqrt{(K_p)} = 1 + 0.2 * (1.5/2.0) \sqrt{2.7698} = 1.25$$

$$d_q = 1 + 0.1 * (D/B) \sqrt{(K_p)} = 1 + 0.1 * (1.5/2.0) \sqrt{2.7698} = 1.12; \phi > 10$$

$$d_\gamma = d_q = 1.12$$

Factores de inclinación: ángulo de inclinación con la vertical $\theta = 15^\circ$

$$i_c = (1 - \theta^\circ/90)^\circ = (1 - 15/90)^\circ = 0.69$$

$$i_q = i_c = 0.69$$

$$i_\gamma = (1 - \theta^\circ/\phi^\circ)^\circ = (1 - 15/28)^\circ = 0.22$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.25 * 0.69 + 30.0 * 14.72 * 1.12 * 0.69 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 11.19 * 1.12 * 0.22$$

$$q_{ult} = 0.0 + 341.27 + 55.14 = 396.41 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0:

$$q_o = 396.41/3.0 = 132.14 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es apenas el 41 % del valor obtenido para carga vertical en el ejemplo 7.2. Por lo tanto, la solución para carga inclinada es bastante conservativa y existe poca evidencia experimental sobre su exactitud.

7.18 Ejemplo 7.9. Capacidad última. Carga inclinada: Hansen

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0×2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen si soporta una carga de 700 kN, inclinada 15° con la vertical.

Al tener una carga inclinada requiere corregir la expresión de capacidad última de Hansen utilizando los factores de inclinación. Igual que en el caso de Meyerhof se recomienda utilizar la ecuación general sin factores de forma, pero con factores de profundidad e inclinación.

$$q_{ult} = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Se hallan las componentes vertical (V) y horizontal (H) de la carga inclinada.

$$V = 700 * \text{coseno}(15^\circ) = 676.15 \text{ kN}$$

$$H = 700 * \text{seno}(15^\circ) = 181.17 \text{ kN}$$

La presión de contacto real aplicada sobre el cimiento es:

$$q_{\text{contacto}} = V/\text{Área} = 676.15/(2.0 \times 2.0) = 169.04 \text{ kN/m}^2$$

Chequeo de deslizamiento por fuerza horizontal: la fuerza horizontal debe ser menor que la resistencia por fricción y adherencia de la base.

$$H \leq V \tan \delta + c_a A_f$$

Siendo:

$$\delta = \text{fricción base cimiento-suelo} = \text{se tomará como } 2/3 \phi$$

$$c_a = \text{adherencia base cimiento-suelo} = \text{se tomará como } 2/3 \text{ cohesión}$$

A_f = área efectiva de la base, descontando la excentricidad por momento

$$H \leq 676.15 \tan(2/3 * 28^\circ) + (2/3 * 0.0) (2.0 \times 2.0)$$

$$H = 181.17 \leq 228.42 \text{ kN. "O.K."}$$

En caso de que la fuerza horizontal sea mayor, se deberá aumentar la base o proveer elementos en la cimentación para evitar el deslizamiento.

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad e inclinación recomendados por Hansen, del Anexo D.

Forma del cimiento: rectangular $B = 2.0 \text{ m}$, $L = 2.0 \text{ m}$.

Profundidad de apoyo: $D = 1.50 \text{ m}$.

Suelo de soporte arena: $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 28^\circ$; $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.80$; $N_q = 14.72$; $N_\gamma = 10.94$ de la tabla 24 para $\phi = 28^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma * D = 20 * 1.5 = 30.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de profundidad:

$$D/B = 1.50/2.00 = 0.75 < 1.0$$

$$k = (D/B) = 0.75$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.75 = 1.30$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tag} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (28) * (1 - \operatorname{sen} (28))^2 * 0.75 = 1.22$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Factores de inclinación:

$$i_q = [1 - 0.5H/(V + A_f c_a \cot \phi)]^5 = [1 - 0.5 * 181.17/(676.15 + (2.0 \times 2.0) \times 0.0 \times \cot (28))]^5 = 0.49$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) = 0.49 - (1 - 0.49)/(14.72 - 1) = 0.45$$

$$i_\gamma = [1 - 0.7H/(V + A_f c_a \cot \phi)]^5 = [1 - 0.7 * 181.17/(676.15 + (2.0 \times 2.0) \times 0.0 \times \cot (28))]^5 = 0.35$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.30 * 0.45 + 30.0 * 14.72 * 1.22 * 0.49 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 10.94 * 1.00 * 0.35$$

$$q_{ult} = 0.0 + 263.98 + 76.58 = 340.56 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0:

$$q_o = 340.56 / 3.0 = 113.52 \text{ kN/m}^2.$$

En este caso la capacidad de carga inclinada utilizando Hansen es el 35 % de la capacidad para carga vertical obtenida en el ejemplo 7.3. Como se observa, esta solución es más conservativa que la de Meyerhof.

El valor de q_o obtenido es menor que la presión de contacto calculada; por lo tanto, para mantener el factor de seguridad en 3.0 se deberá aumentar las dimensiones del cimiento.

Para una zapata de $2.50 \times 2.50 \text{ m}$, con la misma carga e inclinación, se repite el procedimiento anterior. La presión de contacto obtenida es de 108.18 kN/m^2 y la presión máxima calculada $q_o = 117.02 \text{ kN/m}^2$, valor aceptable para la carga actuante.

7.19 Ejemplo 7.10. Capacidad última. Excentricidad: Hansen

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0×2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m^3 y los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen si soporta una carga de 700 kN, con momentos $M_x = 200 \text{ kN-m}$ y $M_y = 100 \text{ kN-m}$ en cada dirección sobre los ejes longitudinales de la zapata.

Excentricidad en cada dirección: se toma como B la combinación de dimensión del cimientto y momento que da la menor dimensión corregida. En este caso, el mayor momento produce la mayor excentricidad, siendo B y L iguales.

$$e_B = M_x/P = 200/700 = 0.2857 \text{ m.}$$

$$e_L = M_y/P = 100/700 = 0.1429 \text{ m.}$$

Dimensiones reducidas del cimientto:

$$B' = B - 2e_B = 2.0 - 2 * 0.2857 = 1.429 \text{ m.}$$

$$L' = L - 2e_L = 2.0 - 2 * 0.1429 = 1.714 \text{ m; } L' \text{ debe ser mayor que } B': \text{ O.K.}$$

$$\text{Sobrecarga } (q) = 20 * 1.5 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 25.80$; $N_q = 14.72$; $N_\gamma = 10.94$ de la tabla 24 para $\phi = 28^\circ$.

Factores de forma: se usan las dimensiones reducidas B' y L' . Anexo D.

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B'/L') = 1 + (14.72/25.80) * (1.429/1.714) = 1.48$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (1.429/1.714) * \tan (28) = 1.44$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (1.429/1.714) = 0.67$$

Factores de profundidad: Se usan las dimensiones reales B y L .

$$D/B = 1.50/2.00 = 0.75 < 1.0$$

$$k = (D/B) = 0.75$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.75 = 1.30$$

$$d_q = 1 + 2 \text{ tag } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (28) * (1 - \text{sen } (28))^2 * 0.75 = 1.22$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última, utilizando B' en lugar de B .

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.48 * 1.30 + 30.0 * 14.72 * 1.44 * 1.22 + \frac{1}{2} 20.0 * 1.429 * 10.94 * 0.67 * 1.0$$

$$q_{ult} = 0.0 + 775.80 + 104.74 = 880.54 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un Factor de Seguridad de 3.0:

$$q_o = 880.54 / 3.0 = 293.51 \text{ kN/m}^2$$

Esta presión es sobre el cimiento ficticio $B' \times L'$.

Carga puntual máxima sobre el cimiento:

$$P_{\max} = q_o * (B' \times L') = 293.51 (1.429 \times 1.714) = 718.91 \text{ kN} > P = 700 \text{ kN, carga diseño: O.K.}$$

Carga recomendada máxima de contacto sobre el cimiento real $B \times L$:

$$q_o = 718.91 / (2.0 \times 2.0) = 179.73 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es menor que el obtenido en el ejemplo 7.3 para carga vertical sin momento. La reducción es: $(318.52 - 179.73) / 318.52 * 100 = 43.6 \%$

Chequeo: $e_B/L + e_L/L > 1/6$

$$(0.2857/2 + 0.1429/2.00 = 0.2143) > (1/6 = 0.1666) \text{ No cumple!}$$

En este caso, los momentos son muy altos y en el análisis estructural se tendrá presiones negativas sobre el suelo. Se debe redimensionar la zapata o utilizar métodos alternativos para analizar el efecto de los momentos sobre la cimentación.

7.20 Ejemplo 7.11. Capacidad última. Nivel freático: Hansen

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0×2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en una arena de mediana densidad. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m^3 con humedad del 7 % y $G_s = 2.65$. Los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen en cuyo caso el nivel freático se encuentra a 0.50 m de profundidad desde la superficie del terreno.

Se corrige la expresión de capacidad última considerando la sobrecarga (q) en esfuerzos efectivos y el peso unitario sumergido γ' en el tercer término de la ecuación.

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q' N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Se calcula el peso unitario seco, relación de vacíos, peso unitario saturado y sumergido (γ') de la arena:

$$\gamma_d = \gamma / (1 + w) = 20 / (1 + 7.0/100) = 18.69 \text{ kN/m}^3$$

$$e = G_{s\gamma_w} / \gamma_d - 1 = 2.65 * 9.81 / 18.69 - 1 = 0.391$$

$$\gamma_{sat} = (G_s + e) \gamma_w / (1 + e) = (2.65 + 0.391) * 9.81 / (1 + 0.391) = 21.45 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 21.45 - 9.81 = 11.64 \text{ kN/m}^3$$

Presión de sobrecarga en el nivel de apoyo (esfuerzo efectivo):

$$q' = \gamma * 0.50 + \gamma' * 1.0 = 20 * 0.5 + (11.64) * 1.0 = 21.64 \text{ kN/m}^2$$

Los factores de capacidad de carga, forma y profundidad son iguales a los obtenidos en el ejemplo 7.3, reemplazando en la ecuación de capacidad última modificada para nivel freático:

$$q_{ult} = 0.0 * 25.80 * 1.57 * 1.30 + 21.64 * 14.72 * 1.53 * 1.22 + \frac{1}{2} 11.64 * 2.0 * 10.94 * 0.60 * 1.00$$

$$q_{ult} = 0.0 + 594.59 + 76.41 = 670.99 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un factor de seguridad de 3.0:

$$q_o = 670.99 / 3.0 = 223.66 \text{ kN/m}^2.$$

En este caso la reducción es del 29.8 %, con respecto al ejemplo 7.3 sin nivel freático.

7.21 Ejemplo 7.12. Efecto del talud sobre la cimentación: Hansen

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0×2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en la parte media de un talud de arena de mediana densidad. La inclinación del talud es de $\beta = 25^\circ$ con la horizontal. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m^3 , los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m^2 . Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método de Hansen.

Para este caso se adiciona a los términos de la expresión de capacidad última, el efecto del talud o inclinación del terreno (g_i):

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c g_c + q N_q s_q d_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma g_\gamma$$

Factores por inclinación del terreno del Anexo D.

$$g_c = 1 - \beta^\circ/147^\circ = 1 - 25/147 = 0.83$$

$$g_q = (1 - 0.5 * \tan \beta)^\circ = (1 - 0.5 * \tan 25)^\circ = 0.27$$

$$g_\gamma = g_q = 0.27$$

La sobrecarga, los factores de capacidad de carga, forma y profundidad son los mismos del ejemplo 7.3. Reemplazando los valores en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0 * 25.8 * 1.57 * 1.3 * 0.83 + 30.0 * 14.72 * 1.53 * 1.22 * 0.27 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 10.94 * 0.6 * 1 * 0.27$$

$$q_{ult} = 0 + 222.56 + 35.44 = 258.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_0 = q_{ult}/FS = 258.00/3.0 = 86.0 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es muy bajo y conservativo, representando una reducción del 73 % con relación al caso sin talud del ejemplo 7.3.

7.22 Ejemplo 7.13. Efecto del talud sobre la cimentación: Bowles

Una zapata aislada rectangular con dimensiones de 2.0x2.0 metros, se apoya a una profundidad de 1.50 m en la parte media de un talud de arena de mediana densidad. La inclinación del talud es de $\beta = 25^\circ$ con la horizontal. El peso unitario de la arena es 20.0 kN/m³, los parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción (ϕ) 28.0° y cohesión 0.0 kN/m². Calcular la capacidad última de la cimentación utilizando el método propuesto por Bowles.

Se utiliza la ecuación (7.23) de capacidad última modificada por Bowles para efecto del talud:

$$q_{ult} = c N'_c s_c i_c + q N'_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma, \text{ en este caso los factores por inclinación de la carga } i_i \text{ se hacen igual a 1.0.}$$

$D = 1.50 \text{ m}$, $B = 2.0 \text{ m}$, $b = 0.0$ (cimentación dentro del cuerpo del talud, sin borde o corona).

Con las relaciones $D/B = 0.75$, $b/B = 0.0$ y el ángulo $\beta = 25$ se halla de la tabla 26 para el valor del ángulo de fricción del suelo ($\phi = 28^\circ$), los valores corregidos de los factores de capacidad de carga N'_c y N'_q . El valor de N_γ se obtiene como si fuera un cimiento normal sin la inclinación del talud.

$N'_c = 25.97$, algo mayor que N'_c sin talud, esto se debe a que la interpolación no es lineal. Se toma $N'_c = N_c = 25.80$

$N'_q = 7.97$ menor que el N_q sin talud. O.K!

Factores de forma: del Anexo D.

Se usarán para el cálculo de s_c los valores de N'_c y N'_q :

$$s_c = 1 + (N'_q/N'_c) * (B/L) = 1 + 7.97/25.80 * (2.0/2.0) = 1.31$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.0/2.0) * \tan (28) = 1.53$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (2.0/2.0) = 0.60$$

La sobrecarga y el factor N_γ son los mismos del ejemplo 7.3. Remplazando los valores en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0 * 25.8 * 1.31 + 30.0 * 7.97 * 1.53 + \frac{1}{2} 20.0 * 2.0 * 10.94 * 0.6 * 1$$

$$q_{ult} = 0 + 365.82 + 131.28 = 497.10 \text{ kN/m}^2$$

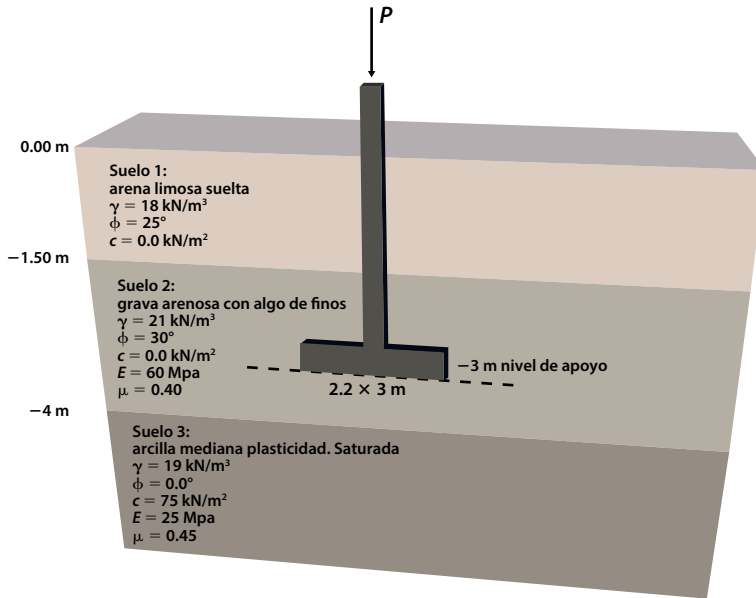
$$q_0 = q_{ult}/FS = 497.10/3.0 = 165.70 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es mayor al obtenido por la corrección de talud, propuesta por Hansen. Se tiene una reducción del 48 % con relación al caso sin talud del ejemplo 7.3. Se recomienda utilizar este método en el caso de tener cimentaciones cerca de un talud, ya que se basa en consideraciones más racionales sobre el efecto de la inclinación del terreno sobre los términos de la expresión de capacidad última.

7.23 Ejemplo 7.14. Suelo estratificado. Grava-arenosa sobre arcilla

Un edificio de 2 pisos se encuentra apoyado a 3.0 m. de profundidad, en el perfil de suelos mostrado en la figura 72. Si las dimensiones de la cimentación rectangular son de 2.20×3.00 m, calcular la capacidad última.

Figura 72. Perfil de suelos y cimentación. Ejemplo 7.14



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la capacidad última: el espesor restante de la capa de apoyo tiene una profundidad de 1.0 m bajo la zapata, al ser menor que $B = 2.20 \text{ m}$ se considerará el procedimiento para suelo estratificado con el fin de calcular $q_{\text{última}}$.

Peso unitario promedio de los suelos sobre el nivel de apoyo (γ_m), hasta la profundidad de $D = 3.0 \text{ m}$:

$$\gamma_m = (18 * 1.5 + 21.0 * 1.5)/3 = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

Considerando el apoyo como si el suelo 2 fuera muy profundo, se obtiene el valor de $q_{\text{últ1}}$.

$$q_{\text{últ1}} = c_1(N_c s_c d_c)_1 + \gamma_m D(N_q s_q d_q)_1 + \frac{1}{2} \gamma_1 B(N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_1$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad forma recomendados por Hansen, del Anexo D.

Forma del cimiento rectangular: $B = 2.2 \text{ m}$; $L = 3.0 \text{ m}$.

Profundidad de apoyo: $D = 3.0 \text{ m}$.

Suelo de soporte grava-arenosa: $\gamma_1 = 21.0 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 30^\circ$; $c_1 = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 30.14$; $N_q = 18.4$; $N_\gamma = 15.07$ de la tabla 24 para $\phi = 30^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo: $q = \gamma_m * D = 19.5 * 3.0 = 58.5 \text{ kN/m}^2$

Factores de corrección por forma y profundidad.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L) = 1 + (18.4/30.14) * (2.2/3.0) = 1.45$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.2/3.0) * \tan (30) = 1.42$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (2.2/3.0) = 0.71$$

Factores de profundidad:

$$D/B = 3.00/2.20 = 1.36 > 1.0$$

$$k = \text{arctag} (D/B) = 0.94 \text{ en radianes.}$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.94 = 1.38$$

$$d_q = 1 + 2 \text{ tag } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (30) * (1 - \text{sen} (30))^2 * 0.94 = 1.27$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult1} = 0.0 * 30.14 * 1.45 * 1.38 + 58.5 * 18.40 * 1.42 * 1.27 + \frac{1}{2} 21.0 * 2.2 * 15.07 * 0.71 * 1.00$$

$$q_{ult1} = 0.0 + 1941.18 + 247.16 = 2188.34 \text{ kN/m}^2$$

Considerando como si ahora el apoyo fuera del suelo 3, más el efecto de punzonamiento del suelo 2, se obtiene el valor de q_{ult2} utilizando las ecuaciones (7.27) y (7.34):

$$q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1}$$

$$q_{b2} = c_2(N_c s_c d_c)_2 + (\gamma_m D + \gamma_1 H_1)(N_q s_q d_q)_2 + \frac{1}{2} \gamma_2 B (N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_2$$

$$q_{v1} = \frac{2H_1}{B} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left[c_a + K_s \left(\gamma_m D + \frac{\gamma_1 H_1}{2} \right) \tan \phi_1 \right]$$

La profundidad ficticia de apoyo será $D + H_1 = 3.0 + 1.0 = 4.0 \text{ m}$

Parámetros del suelo intermedio de apoyo (suelo 2):

$$\gamma_1 = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$c_a = \text{se tomará como } 2/3 \text{ de la cohesión; } c_a = 2/3 * 0.0 = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = \text{empuje de suelos en reposo, para suelo granular se asumirá } K_s = 0.5$$

$$\phi_1 = 30^\circ.$$

$$q_{v1} = 2 * 1.0/2.2 * (1 + 2.2/3.0) * (0.0 + 0.5 * (19.5 * 3.0 + 21 * 1.0/2)) * \tan(30) \\ = 31.39 \text{ kN/m}^2$$

Parámetros del suelo ficticio de apoyo (suelo 3):

Como el suelo 3 es cohesivo se reemplaza la expresión q_{b2} por la correspondiente al caso $\phi = 0.0$.

$$q_{ult} = 5.14 c(1 + S'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q$$

$$\gamma_2 = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$c_2 = 75.0 \text{ kN/m}^2; \phi_2 = 0.0^\circ$$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 5.14$; $N_q = 1.00$; $N_\gamma = 0.0$ de la tabla 24 para $\phi = 0^\circ$

Factor de forma:

$$S'_c = 0.2 B/L = 0.2 * (2.2/3.0) = 0.1466$$

Factor de profundidad:

$$D/B = 4.0/2.2 = 1.82 > 1.0$$

$$k = \arctag(D/B) = \arctag(1.82) = 1.07 \text{ en radianes}$$

$$d'_c = 0.4k = 0.4 * 1.07 = 0.427$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{b2} = 5.14 * 75 (1 + 0.1466 + 0.427) + q = 606.62 + q$$

Una vez construida la zapata se rellenará nuevamente, despreciando por lo tanto el valor de sobrecarga (q), obteniendo un valor de q_{b2} neto = 606.62 kN/m^2

$$q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1} = 606.62 + 31.39 = 638.01 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult} = \text{el menor entre } q_{ult1} \text{ y } q_{ult2}$$

$$q_{ult} = 638.01 \text{ kN/m}^2$$

Presión recomendada de contacto para chequeo de asentamientos:

$$q_0 = q_{ult}/3 = 638.01/3.0 = 212.67 \text{ kN/m}^2$$

CAPÍTULO 8

CAPACIDAD ADMISIBLE

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010) define capacidad admisible para una cimentación como: “el menor valor entre la capacidad calculada a partir de la resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad, y la que produzca asentamientos inferiores a los permitidos. Esta capacidad debe ser claramente establecida en los estudios geotécnicos.” (p. 23).

El valor de resistencia máxima ante falla por corte q_{ult} , calculada en el capítulo 7 debe reducirse y considerar un factor de seguridad apropiado según las variaciones naturales en las propiedades del suelo, las variaciones en las cargas sobre la cimentación y las condiciones de servicio durante la vida útil de la estructura.

Para fallas a corto plazo se emplea como parámetros de resistencia al corte, los obtenidos a partir de ensayos no drenados o rápidos. Bajo esta consideración, se acostumbra a emplear un factor de seguridad (FS) de 2.0 a 3.0. Para la practicidad de una construcción nueva es común encontrar que un valor de 3.0 da resultados satisfactorios.

La capacidad de contacto sobre el suelo de apoyo se determina con la ecuación (8.1):

$$q_0 = q_{\text{última}} / FS \quad \text{Ecuación (8.1)}$$

Este valor generalmente se denomina como capacidad de soporte del suelo, calculado a partir de la resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad.

Con la presión q_0 se calcula los asentamientos de la cimentación, considerando los efectos elásticos y por consolidación.

Si los asentamientos calculados están dentro de los límites aceptados para la estructura. El valor de q_0 recibirá el nombre de capacidad admisible.

En caso de que los asentamientos sean excesivos y no tolerables por la estructura, se reducirá el valor de q_0 a una presión menor, de tal manera que los asentamientos calculados para esta nueva presión sean aceptables.

En este segundo caso, la reducción del valor de presión que produce asentamientos tolerables por la estructura recibe el nombre de capacidad admisible.

Los ejemplos al final del capítulo ilustran la determinación de la capacidad admisible de la cimentación para varias situaciones típicas.

8.1 Asentamiento admisible

Al definir la capacidad admisible se involucra una relación entre la presión recomendada, el asentamiento producido por esta presión y el tipo de estructura analizada.

Los valores límites de asentamiento para una estructura depende de diversos factores, entre los cuales son importantes:

- a. El sistema estructural empleado.
- b. Los materiales que componen la estructura.
- c. El tiempo esperado para que ocurra el asentamiento.
- d. El tipo de suelo y la naturaleza del asentamiento.
- e. Las condiciones de servicio, accesibilidad y redes de servicios públicos de la estructura.
- f. Uso e importancia de la construcción.
- g. Tipo de acabados, elementos o equipos colocados en la estructura.

Una de las recomendaciones más utilizadas y citada por diversos autores, se basa en el código de la antigua Unión Soviética producto de 25 años de investigaciones de campo sobre asentamientos en estructuras. Los valores límites recomendados son:

Estructuras de pórticos en concreto o acero = 100 mm

Edificios con muros (mampostería) = 75 mm $L/H > 1.5$; 100 mm $L/H < 1.5$

Estructuras rígidas aisladas (silos, torres, chimeneas) = 300 mm

Skempton, (citado por Bowles, 1988, p. 339), recomienda los siguientes asentamientos máximos según el tipo de suelo:

Cimentaciones aisladas:

Arcilla: $2\frac{1}{2}$ pulg. (63.5 mm)

Arenas: $1\frac{1}{2}$ pulg. (38.1 mm)

Además, del máximo asentamiento se toma en cuenta el asentamiento diferencial o distorsión angular entre dos puntos de una estructura, separados una distancia L .

Dado que no es posible garantizar que todos los cimientos sufran un asentamiento igual o que todos los puntos de un cimiento sufran la misma deformación, se presentará diferencias entre el asentamiento de dos puntos adyacentes de la estructura. Por lo general, se toman como puntos de referencia la distancia entre ejes de las columnas. El asentamiento diferencial máximo entre dos columnas adyacentes está limitado por consideraciones de daños estructurales y de los acabados. Los límites establecidos por la *Norma sismo resistente colombiana NSR 10* para el asentamiento diferencial máximo entre dos ejes de columnas se presenta en la tabla 27.

En términos generales, se establecen valores menores del asentamiento diferencial entre más rígida sea la estructura o se tienen acabados o elementos susceptibles a sufrir daños con los asentamientos. Para estructuras más flexibles y con elementos más tolerables a los asentamientos se permiten asentamientos diferenciales más altos.

Tabla 27. Asentamientos diferenciales máximos de acuerdo con la NSR 10

Tipo de construcción	Asentamiento diferencial máximo
Edificaciones con muros y acabados susceptibles a daños 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 a daños con asentamientos menores.	$L/300$
Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	$L/160$

Nota: los asentamientos están expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas.

Fuente: adaptado de Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, (2010).

En el caso de pórticos de concreto reforzado, para distancias típicas entre 4.0 y 6.0 m se obtienen asentamientos diferenciales máximos de 1.3 a 2.0 cm. Estos valores son menores si se compara con los máximos totales recomendados, por tal motivo, se tiene un cuidado especial en el diseño de las dimensiones de los cimientos y en la estimación de las cargas sobre las columnas.

Si se limitan los asentamientos máximos totales, también se limita la ocurrencia de asentamientos diferenciales. Por este motivo, en la práctica se recomienda ser más

estricto en los asentamientos máximos tolerables para una estructura. Es común encontrar valores en el rango de 2.5 a 5.0 cm, los valores bajos se emplean en suelos firmes o granulares, con asentamientos de tipo elástico. Los valores más altos se emplean para el caso de suelos finos de consistencia media a blanda y con posibilidades de sufrir asentamientos por consolidación a mediano y largo plazo. La tabla 28, presentada por Coduto 2009 (p. 29), es una alternativa adecuada al momento de definir cuál es el máximo asentamiento permitido en un problema práctico.

Tabla 28. Asentamiento total admisible

Tipo de estructura	Asentamiento total admisible (mm)
Edificios de oficinas o residenciales	12 a 50 25 es el valor más común
Edificios industriales, fábricas o puentes	25 a 75 50

Fuente: Coduto (2001).

La *norma sismo resistente colombiana, NSR10*, presenta la siguiente consideración sobre el límite de los asentamientos totales:

H.4.9.2 - Límites de asentamientos totales - Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

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

El valor propuesto es alto comparado con las recomendaciones dadas anteriormente, por lo cual, su uso debe hacerse con mucho cuidado. Se entiende que la norma trata de dar un tope máximo para algunos casos especiales, pero no necesariamente sirve como límite en la mayoría de los análisis, determinar asentamientos a 20 años implica involucrar variables adicionales, no contempladas, cuando se hace el cálculo de asentamientos por las teorías elásticas o de consolidación primaria. Los asentamientos calculados en estos casos son por lo general a corto y mediano plazo, por lo cual, los criterios presentados en las tablas 27 y 28 se consideran más adecuados para controlar el máximo permitido.

8.2 Valores típicos de la capacidad admisible

La experiencia local en cada sitio puede llevar a generar códigos locales de construcción, en los cuales se dan valores típicos de la capacidad admisible para algunos tipos de suelo bajo ciertas condiciones específicas. La tabla 29 presenta valores típicos que se pueden obtener basados en la experiencia de los autores, así como valores aproximados recomendados por el International Building Code (IBC) de los Estados Unidos.

Tabla 29. Valores aproximados de capacidad admisible para diferentes tipos de suelo

Tipo de suelo	Valor límite de capacidad admisible en kPa UBC, 2018	Valor típico de capacidad admisible en kPa (Autores)
Gravas arenosas, arenas gravosas (GW, GP)	143.7	100 a 500 Dependiendo de la densidad
Arenas, arenas limosas, arenas arcillosas, gravas limosas y gravas arcillosas (SW, SP, SM, SC, GM, GC)	95.8	75 a 250 Dependiendo de la densidad y humedad
Arcillas, arcillas arenosas, arcillas limosas y limos arcillosos (CL, ML, MH, CH)	71.85	50 a 150 Dependiendo de la humedad

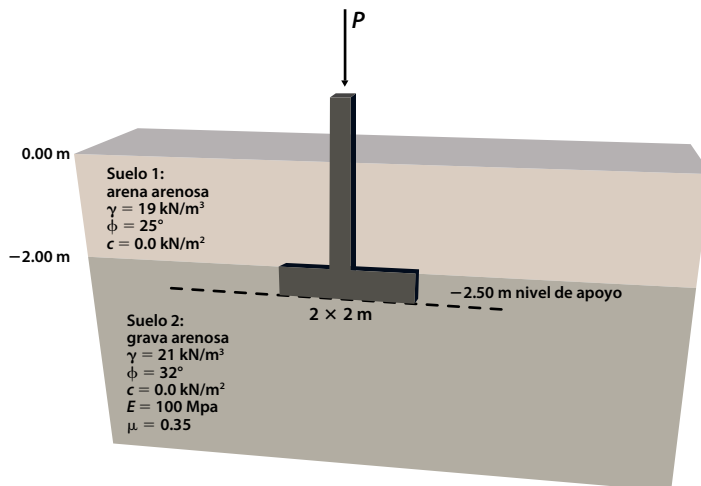
Nota: los valores dados por los autores son solo de referencia.

Fuente: adaptado de International Code Council, INC. (2017).

Estos valores solo son empleados como una guía de verificación o diseño preliminar, para efectos de diseño definitivo se realiza los chequeos de campo mediante la exploración de suelos y ensayos de laboratorio, con el fin de aplicar las ecuaciones planteadas en este texto y calcular la capacidad admisible en cada caso específico.

8.3 Ejemplo 8.1. Capacidad admisible suelo granular: asentamiento elástico

Calcular la capacidad admisible para una zapata de dimensiones 2×2 m correspondiente a un edificio que será utilizado como centro comercial. La estructura es en pórticos de concreto reforzado. La zapata será desplantada a 2.5 m de profundidad en el perfil de suelo mostrado en la figura 73.

Figura 73. Perfil de suelos. Ejemplo 8.1

Fuente: elaboración propia.

Capacidad última: utilizando la expresión general de capacidad de carga e igualando a 1.0 los factores por inclinación de carga, cimiento y terreno, queda la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Utilizando los factores de capacidad de carga y de forma recomendados por Hansen.

Forma del cimiento: cuadrado $B = 2.0$ m; $L = 2.0$ m.

Profundidad de apoyo $D = 2.50$ m.

Suelo de soporte grava-arenosa: $\gamma = 21.0$ kN/m³; $\phi = 32^\circ$; $c = 0.0$ kN/m²

Factores de capacidad de carga: $N_c = 35.49$; $N_q = 23.18$; $N_\gamma = 20.79$ de la tabla 24 para $\phi = 32^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = h_1 * \gamma_1 + (D - h_1) * \gamma_2 = 2.00 * 19 + (2.50 - 2.00) * 21 = 48.5 \text{ kN/m}^2$$

Factores de corrección por forma y profundidad del anexo D.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L) = 1 + 23.18/35.49 * 2.0/2.0 = 1.65$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.0/2.0) * \tan (32) = 1.62$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (2.0/2.0) = 0.60$$

Factores de profundidad:

$$D/B = 2.50/2.00 = 1.25 > 1.0$$

$$k = \text{arctag}(D/B) = \text{arctag}(1.25) = 0.90 \text{ en radianes}$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 0.90 = 1.36$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tag} \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (32) * (1 - \text{sen} (32))^2 * 0.90 = 1.25$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 0.0 * 35.49 * 1.65 * 1.36 + 48.5 * 23.18 * 1.62 * 1.25 + \frac{1}{2} 21.0 * 2.0 * 20.79 * 0.60 * 1.00$$

$$q_{ult} = 0.0 + 2276.57 + 261.95 = 2538.52 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un factor de seguridad de 3.0:

$$q_o = 2538.52/3.0 = 846.17 \text{ kN/m}^2.$$

Este valor es bastante alto, aunque es acorde con el tipo de suelo analizado.

Chequeo de asentamientos: se analizará los asentamientos de la cimentación utilizando como presión de contacto la obtenida en la etapa anterior. Como el suelo es granular los asentamientos serán de tipo elástico y se calcularán por el método de Schmertmann (método del Factor de influencia de la deformación unitaria), ecuaciones desde la (4.10) hasta la (4.13):

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad \text{Ecuación (4.10)}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_{z0}}{\Delta q} \right) \geq 0.5 \quad \text{Ecuación (4.11)}$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10}(10t) \quad \text{Ecuación (4.12)}$$

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} \quad \text{Ecuación (4.13)}$$

$$\sigma'_{z0} = q \text{ sobrecarga} = 48.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{zp} = \sigma'_{z0} + (B/2) \gamma_2 = 48.5 + 2.0/2 * 21.0 = 69.5 \text{ kN/m}^2 \text{ esfuerzo efectivo a la profundidad } B/2 \text{ bajo el cimiento.}$$

$$q = q_o = 846.17 \text{ KN/m}^2 \text{ presión de contacto al nivel de apoyo.}$$

$$\Delta q = q - \sigma'_{z0} = 846.17 - 48.5 = 797.67 \text{ kN/m}^2 \text{ presión de contacto neto, descontando sobrecarga.}$$

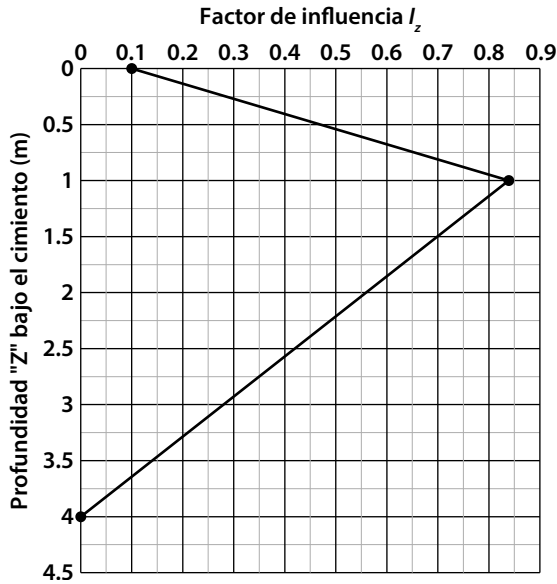
$$C_1 = 1 - 0.5 (\sigma'_{z0}/\Delta q) = 1 - 0.5 * (48.5/798.28) = 0.969 > 0.5 \text{ O.K.}$$

$C_2 = 1.0$ se desprecian los asentamientos secundarios con el tiempo, suelo granular limpio.

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{797.17}{69.5}} = 0.839$$

La distribución de los esfuerzos y el factor de influencia I_z bajo el cimiento se muestra en la figura 74.

Figura 74. Distribución factor de influencia bajo el cimiento



Fuente: elaboración propia.

La profundidad de influencia se divide en estratos cada 0.50 m. En la mitad de cada estrato se calcula el valor de influencia I_z , utilizando la ecuación (4.14) para los valores de $z = 0$ a $z = 1.0$ m y la ecuación (4.15) para los valores de $z = 1.0$ a $z = 4.0$ m.

$$\Delta_{z_i} = 0.50 \text{ m.}$$

$$E = 100 \text{ MPa} = 100.000 \text{ kN/m}^2$$

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo para cada capa.

Se elabora la tabla 30, donde se consignan los valores de I_z para cada estrato y se hace la sumatoria $\sum(I_z/E)\Delta_z$.

Tabla 30. Cálculo método Schmertmann, ejemplo 8.1

Z_i	Z_f	z	z/B	Δ_z	I_z	$(I_z/E)\Delta_z$
0	0.5	0.25	0.125	0.5	0.28472753	0.00000142
0.5	1	0.75	0.375	0.5	0.65418260	0.00000327
1	1.5	1.25	0.625	0.5	0.76900096	0.00000385
1.5	2	1.75	0.875	0.5	0.62918260	0.00000315
2	2.5	2.25	1.125	0.5	0.48936425	0.00000245
2.5	3	2.75	1.375	0.5	0.34954589	0.00000175
3	3.5	3.25	1.625	0.5	0.20972753	0.00000105
3.5	4	3.75	1.875	0.5	0.06990918	0.00000035
$\sum(I_z/E)\Delta_z$						0.00001728

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el asentamiento elástico total.

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i = 0.969 * 1.00 * 797.67 * 0.00001728 = 0.013 \text{ m.}$$

$S_e = 1.3 \text{ cm}$, valor menor a 2.5 cm establecido como aceptable.

Capacidad admisible:

Como el asentamiento obtenido con la presión q_o es aceptable, el valor no requiere corrección, por lo cual, será la capacidad admisible recomendada para la cimentación.

$$q_{\text{admisible}} = 846.17 \text{ kN/m}^2$$

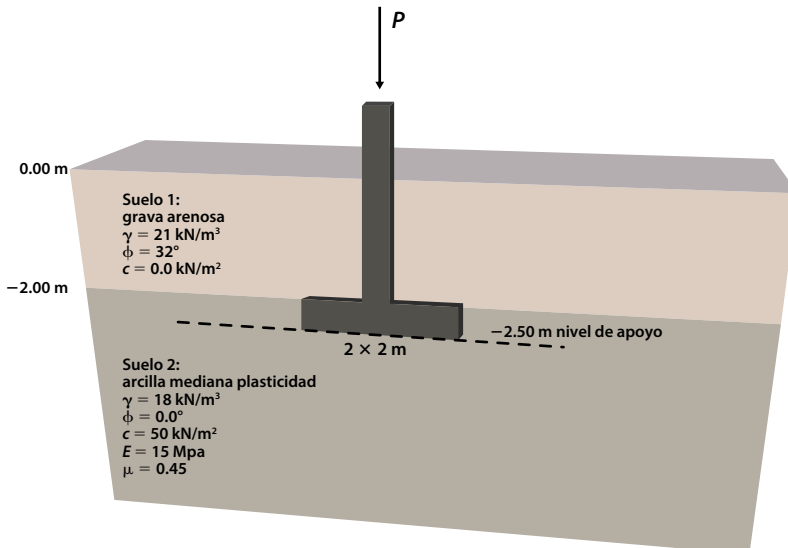
La presión neta aplicable sobre el suelo, descontando el relleno del suelo sobre la zapata (sobrecarga q), será:

$$q_{\text{admisible neta}} = 846.17 - 48.5 = 797.67 \text{ kN/m}^2$$

8.4 Ejemplo 8.2. Capacidad admisible suelo cohesivo, asentamiento elástico

Calcular la capacidad admisible para una zapata de dimensiones $2 \times 2 \text{ m}$ correspondiente a una vivienda de dos pisos. La estructura es en pórticos de concreto reforzado. La zapata será desplantada a 2.5 metros de profundidad en el perfil de suelo mostrado en la figura 75.

Figura 75. Ejemplo 8.2. Capacidad admisible



Fuente: elaboración propia.

Capacidad última: utilizando la expresión simplificada de capacidad de carga para suelo cohesivo e igualando a 1.0 los factores por inclinación de carga, cimiento y terreno, ecuación (7.15):

$$q_{ult} = 5.14 c(1 + S'_c + d'_c) + q$$

Utilizando los factores de capacidad de carga, profundidad y forma recomendados por Hansen.

Forma del cimiento: cuadrado $B = 2.0$ m; $L = 2.0$ m.

Profundidad de apoyo: $D = 2.50$ m.

Suelo de soporte arcilla mediana plasticidad: $\gamma = 18.0$ kN/m³; $\phi = 0.0^\circ$; $c = 50.0$ kN/m²

Factores de capacidad de carga: $N_c = 5.14$; $N_q = 1.00$; $N_\gamma = 0.00$ de la tabla 24 para $\phi = 00^\circ$.

Sobrecarga en el nivel de apoyo:

$$q = h_1 * \gamma_1 + (D - h_1) * \gamma_2 = 2.00 * 21 + (2.50 - 2.00) * 18 = 51.0 \text{ kN/m}^2$$

Factores de corrección por forma y profundidad del Anexo D.

Factor de forma:

$$S'_c = 0.2 B/L = 0.2 * (2.0/2.0) = 0.2$$

Factor de profundidad:

$$D/B = 2.50/2.00 = 1.25 > 1.0$$

$$k = \arctan(D/B) = \arctan(1.25) = 0.90 \text{ en radianes}$$

$$d'_c = 0.4k = 0.4 * 0.90 = 0.36$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult} = 5.14 * 50 * (1 + 0.2 + 0.36) + 51.0$$

$$q_{ult} = 400.92 + 51.00 = 451.92 \text{ kN/m}^2$$

El mayor aporte a la capacidad última lo da la cohesión, siendo menor el de la sobrecarga. Inclusive, se desprecia este efecto al considerar que la zapata será rellena y esta sobrecarga será compensada por el peso de relleno sobre el cimiento.

La presión de contacto recomendada para chequear asentamientos, utilizando un factor de seguridad de 3.0 es:

$$q_o = 451.92/3.0 = 150.64 \text{ kN/m}^2.$$

Valor acorde con los típicos presentados anteriormente.

Chequeo de asentamientos: se analizarán los asentamientos de la cimentación utilizando como presión de contacto la obtenida en la etapa anterior. Como el suelo es arcilloso y se encuentra en condición no saturada los asentamientos serán de tipo elástico y se calcularán por el método propuesto por Bowles, ecuaciones desde la (4.4) hasta la (4.8):

$$S_e = qB' \frac{(1 - \mu^2)}{E} C_s \quad \text{Ecuación (4.4)}$$

$$C_s = I_s I_f \quad \text{Ecuación (4.5)}$$

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) \quad \text{Ecuación (4.6)}$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad \text{Ecuación (4.7)}$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \arctan \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \arctan \text{ en radianes} \quad \text{Ecuación (4.8)}$$

$$\text{Donde: } M = \frac{L'}{B'} \quad N = \frac{H}{B'}$$

Siguiendo las recomendaciones de Bowles se hace $H = 5B = 5 * 2 = 10 \text{ m}$.

Se analiza el asentamiento en el centro, para esto, se divide el cimientto en cuatro partes iguales de dimensiones: $B' = B/2$ y $L' = L/2$.

$$B' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$L' = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$M = L'/B' = 1.0/1.0 = 1.0$$

$$N = H/B' = 10.0/1.0 = 10.0$$

Remplazando los valores de $M = 1.0$ y $N = 10.0$ en las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene:

$$I_1 = 0.4979$$

$$I_2 = 0.0158$$

Remplazando los valores de I_1 , I_2 y $\mu = 0.45$ en la ecuación (4.6):

$$I_s = 0.501$$

De la figura 50, se obtiene un valor de $I_f = 0.68$, para la relación $D/B = 2.5/2.0 = 1.25$; $L/B = 1.0$ e interpolando para $\mu = 0.45$.

El factor corregido de influencia para el cimientto, remplazando en la ecuación (4.5) I_s e I_f es:

$$C_s = 0.501 * 0.68 = 0.34$$

El factor calculado corresponde a la esquina del cimientto $B' \times L'$, el asentamiento total en el centro del cimientto $B \times L$ será cuatro veces el de la esquina del cimientto $B' \times L'$.

$$S_e = 4qB' \frac{(1 - \mu^2)}{E} C_s = 4 * \left(150.64 * 1.0 \frac{(1 - 0.45^2)}{5.000} 0.34 \right) = 0.0327 \text{ m}$$

$$S_e = 3.27 \text{ cm mayor que el límite permitido de 2.50 cm.}$$

Como el asentamiento obtenido con la presión de soporte recomendada es mayor al asentamiento admisible se reduce la presión hasta un valor que produzca el asentamiento recomendado. Para obtener este valor despejamos la presión (q) de la fórmula para cálculo de asentamientos, haciendo $S_e = 2.5$ cm.

$$2.5/100 = 4 * \left(q * 1.0 \frac{(1 - 0.45^2)}{5.000} 0.34 \right) \text{ de donde: } q = 115.08 \text{ kN/m}^2$$

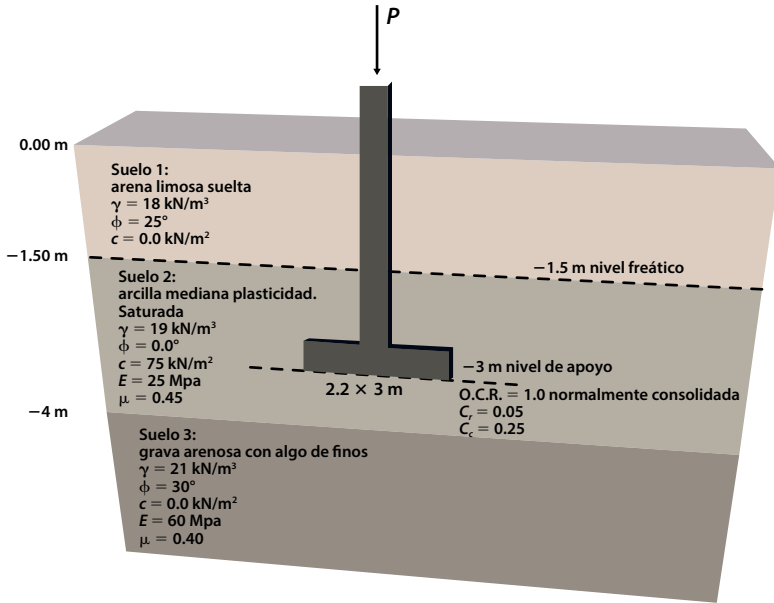
Capacidad admisible recomendada:

$$q_{\text{admisible}} = 115.08 \text{ kN/m}^2 \text{ para asentamiento menor a 2.5 cm.}$$

8.5 Ejemplo 8.3. Capacidad admisible. Suelo estratificado. Asentamientos por consolidación suelo normalmente consolidado

Un edificio de 3 pisos se encuentra apoyado a 3.0 m de profundidad, en el perfil de suelos mostrado en la figura 76. Si las dimensiones de la cimentación son rectangulares de 2.20×3.00 m, calcular la capacidad admisible. El asentamiento máximo permitido es de 4.0 cm.

Figura 76. Perfil de suelos y cimentación. Ejemplo 8.3



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la capacidad última: el espesor restante de la capa de apoyo tiene un espesor de 1.0 m bajo la zapata, como es menor que $B = 2.20 \text{ m}$ se considerará el procedimiento del suelo estratificado para el cálculo de $q_{\text{última}}$.

Peso unitario promedio de los suelos sobre el nivel de apoyo (γ_m), se considera el peso unitario para esfuerzos efectivos (γ'_m) utilizando el peso unitario sumergido (γ') para los suelos saturados y el peso unitario total en los suelos no saturados. Hasta la profundidad de $D = 3.0 \text{ m}$:

$$\gamma'_m = (18 * 1.5 + (19 - 9.81) * 1.5) / 3 = 13.59 \text{ kN/m}^3$$

Considerando el apoyo como si el suelo 2 fuera profundo, se obtiene el valor de q_{ult1} :

$$q_{\text{ult1}} = c_1(N_c s_c d_c)_1 + \gamma_m D(N_q s_q d_q)_1 + \frac{1}{2} \gamma_1 B(N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_1$$

Como el suelo es cohesivo, se reemplaza la expresión anterior por la simplificada de Hansen:

$$q_{\text{ult}} = 5.14 c \left(1 + S'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c \right) + q$$

Siendo $q = \gamma'_m * D$, presión efectiva de sobrecarga en el nivel de apoyo

$$c = 75 \text{ kN/m}^2$$

Factor de forma:

$$S'_c = 0.2 B/L = 0.2 * (2.2/3.0) = 0.1472$$

Factor de profundidad:

$$D/B = 3.0/2.2 = 1.3636 > 1.0$$

$$k = \arctan(D/B) = \arctan(1.3636) = 0.938 \text{ en radianes}$$

$$d'_c = 0.4k = 0.4 * 0.938 = 0.375$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{ult1} = 5.14 * 75 (1 + 0.147 + 0.375) + 13.59 * 3 = 586.7 + 40.77$$

Una vez construida la zapata se rellenará nuevamente, despreciando por lo tanto el valor de sobrecarga (q), obteniendo un valor de q_{ult1} neto = 586.7 kN/m².

Considerando ahora como si el apoyo fuera el suelo 3, más el efecto de punzonamiento del suelo 2, se obtiene el valor de q_{ult2} .

$$q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1}$$

$$q_{b2} = c_2(N_c s_c d_c)_2 + (\gamma_m D + \gamma_1 H_1)(N_q s_q d_q)_2 + \frac{1}{2} \gamma_2 B(N_\gamma s_\gamma d_\gamma)_2$$

$$q_{v1} = \frac{2H_1}{B} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left[c_a + K_s \left(\gamma_m D + \frac{\gamma_1 H_1}{2} \right) \tan \phi_1 \right]$$

Los pesos unitarios en la expresión anterior deberán ser los sumergidos para considerar los esfuerzos efectivos.

La profundidad ficticia de apoyo será $D + H_1 = 3.0 + 1.0 = 4.0$ m

Parámetros del suelo intermedio de apoyo (suelo 2):

$$\gamma_1 = 19 - 9.81 = 9.19 \text{ kN/m}^3$$

$$c_a = \text{se tomará como } 2/3 \text{ de la cohesión; } c_a = 2/3 * 75 = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$K_s = \text{empuje de suelos en reposo, para suelo arcilloso, se asumirá } K_s = 1.0$$

$$\phi_1 = 0.0.$$

$$q_{v1} = 2 * 1.0/2.2 * (1 + 2.2/3.0) * (50 + 1.0 * (13.59 * 3.0 + 9.19 * 1.0/2)) * \tan(0.0) \\ = 78.78 \text{ kN/m}^2$$

Parámetros del suelo ficticio de apoyo (suelo 3):

$$\gamma_2 = 21 - 9.81 = 11.19 \text{ kN/m}^3$$

$$c_2 = 0.0; \phi_2 = 30^\circ$$

Factores de capacidad de carga: $N_c = 30.13$, $N_q = 18.4$, $N_\gamma = 15.1$, de la tabla 24 para $\phi = 30^\circ$.

Factores de forma:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) * (B/L) = 1 + 18.4/30.13 * 2.2/3.0 = 1.4478$$

$$s_q = 1 + (B/L) * \tan \phi = 1 + (2.2/3.0) * \tan (30) = 1.423$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 1 - 0.4 * (2.2/3.0) = 0.707$$

Factores de profundidad:

$$(D + H_1)/B = 4.0/2.20 = 1.818 > 1.0$$

$$k = \arctan (D/B) = \arctan (1.818) = 1.068 \text{ en radianes}$$

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4 * 1.068 = 1.4272$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 * \tan (30) * (1 - \sin (30))^2 * 1.4272 = 1.308$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo valor de } \phi$$

Remplazando en la ecuación de capacidad última:

$$q_{b2} = 0.0 * 30.13 * 1.448 * 1.423 + (13.59 * 3 + 9.19 * 1) * 18.4 * 1.423 * 1.308 + \frac{1}{2} * 11.19 * 2.2 * 15.1 * 0.707 * 1.00$$

$$q_{b2} = 0.0 + 1712.52 + 131.09 = 1843.61 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult2} = q_{b2} + q_{v1} = 1843.61 + 78.78 = 1922.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult} = \text{el menor entre } q_{ult1} \text{ y } q_{ult2}.$$

$$q_{ultm} = 586.7 \text{ kN/m}^2$$

Presión recomendada de contacto para chequeo de asentamientos:

$$q_0 = q_{ult}/3 = 586.7/3.0 = 195.56 \text{ kN/m}^2$$

Asentamientos: bajo la zona de influencia de la carga entre 2 y 3 veces el ancho, se presentan dos tipos de suelos diferentes. En el suelo 2, al ser una arcilla saturada, predominan los asentamientos por consolidación, en el suelo 3, por ser el suelo granular, se darán asentamientos elásticos.

Asentamientos por consolidación (suelo 2):

Considerando como una sola capa $H = 1.0$ m

Esfuerzos inducidos dentro del estrato arcilloso hasta la profundidad H : se utiliza la expresión de Newmark, ecuación (3.8), los datos se presentan en la tabla 31 para la presión de contacto de 195.56 kN/m^2 para $B' = 2.2/2 = 1.10$ y $L' = 3.0/2 = 1.5$.

Tabla 31. Esfuerzos inducidos en el estrato arcilloso $H_1 = 1.0$ m. Ejemplo 8.3

z	M	N	V	V_1	Caso	I_w	$\Delta\sigma_z(B')$	$\Delta\sigma_z(B)$
(m)	B'/z	L'/z	$(M2+N2+1)$	$(MN)^2$			t/m^2	kN/m^2
0.00	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	195.56
0.25	4.400	6.000	56.4	697.0	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.249	48.60	194.41
0.50	2.200	3.000	14.840	43.560	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.240	46.91	187.64
0.75	1.467	2.000	7.151	8.604	$V < V_1$ ecuación 3.11	0.223	43.55	174.18
1.00	1.100	1.500	4.4600	2.7225	$V > V_1$ ecuación 3.10	0.200	39.13	156.51

Fuente: elaboración propia.

La distribución de esfuerzos dentro del estrato no es lineal, por lo cual, el valor promedio se obtiene por integración del esfuerzo total aplicado en la profundidad H , utilizando la conocida fórmula de Simpson:

$$\Delta\sigma_{\text{promedio}} = [(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_n)/2 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \dots + \Delta\sigma_{n-1}] * \Delta z/H \quad (\Delta\sigma_v \text{ en la expresión 6.2})$$

$$\Delta\sigma_v = [(195.56 + 156.51)/2 + 194.41 + 187.64 + 174.18] * 0.25 / 1.0 = 183.07 \text{ kN/m}^2$$

Esfuerzo efectivo en la mitad del estrato arcilloso:

$$\sigma'_o = 18 * 1.5 + (19 - 9.81) * 1.5 + (19 - 9.81) * 0.5 = 45.38 \text{ kN/m}^2$$

Relación de vacíos (e) inicial para el suelo 2, con $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$ y tomando $G_s = 2.65$, se obtiene (e) de la conocida expresión $\gamma_{sat} = (G_s + e) \gamma_w / (1 + e)$. Entonces: $e = 0.761$.

Utilizando la ecuación (6.2) con $C_c = 0.25$, el asentamiento será:

$$S_c = 0.0996 \text{ m} = 9.96 \text{ cm.}$$

Considerando únicamente la consolidación de la arcilla, el asentamiento es mayor a los 4.0 cm permitidos. Se disminuye la presión aplicada con el fin de obtener asentamientos dentro de los límites establecidos.

Antes se calculará el valor del asentamiento en el suelo granular (suelo 3). Se asume que la distribución de esfuerzos sobre el suelo sigue la trayectoria propuesta por

Schmertmann, se usa este método para calcular los asentamientos dentro del suelo granular.

$$\sigma'_{z0} = q \text{ sobrecarga} = 40.79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{zp} = 40.79 + 9.19 * 1 + 11.19 * 0.1 = 51.09 \text{ kN/m}^2 \text{ esfuerzo efectivo a la profundidad } B/2 \text{ bajo el cimiento.}$$

$$q = q_0 = 195.56 \text{ kN/m}^2 \text{ presión de contacto al nivel de apoyo}$$

$$\Delta q = q - \sigma'_{z0} = 195.56 - 40.79 = 154.78 \text{ kN/m}^2 \text{ presión de contacto neto, descontando sobrecarga.}$$

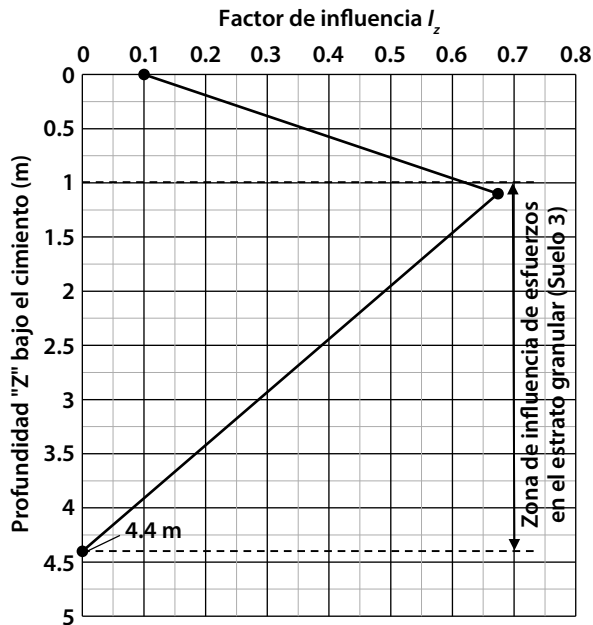
$$C_1 = 1 - 0.5 (\sigma'_{z0} / \Delta q) = 1 - 0.5 * (40.79 / 154.78) = 0.868 > 0.5 \text{ O.K.}$$

$C_2 = 1.0$ se desprecian los asentamientos secundarios con el tiempo, suelo granular limpio.

$$I_z = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{zp}}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{154.78}{51.09}} = 0.674$$

La distribución de los esfuerzos y el factor de influencia I_z bajo el cimiento se muestra en la figura 77.

Figura 77. Distribución factor de influencia bajo el cimiento. Ejemplo 8.3



Fuente: elaboración propia.

La profundidad de influencia en el suelo granular se inicia en $z = 1.0$ m y se extiende hasta $z = 2B = 4.40$ m. Se considera una capa inicial de $z = 1.0$ a $z = B/2 = 1.1$ m, luego se divide el resto de la zona de influencia en incrementos de $I_{zi} = B/4 = 0.55$ m. En la mitad de cada estrato se calcula el valor de influencia I_z , utilizando la ecuación (4.14) para los valores de $z = 1.0$ a $z = 1.1$ m y la ecuación (4.15) para los valores de $z = 1.1$ a $z = 4.4$ m.

$$E = 60 \text{ MPa} = 60.000 \text{ kN/m}^2$$

z = profundidad relativa bajo el nivel del apoyo para cada capa

Se elabora la tabla 32, donde se consignan los valores de I_z para cada estrato y se hace la sumatoria $\sum(I_z/E)\Delta_z$.

Tabla 32. Tabla de cálculo método Schmertmann. Ejemplo 8.3

Z_i	Z_f	z	z/B	Δ_z	I_z	$(I_z/E)\Delta_z$
0	1				suelo arcilloso	
1	1.1	1.05	0.47727273	0.1	0.64795152	0.00000108
1.1	1.65	1.375	0.625	0.55	0.61787408	0.00000566
1.65	2.2	1.925	0.875	0.55	0.50553334	0.00000463
2.2	2.75	2.475	1.125	0.55	0.39319260	0.00000360
2.75	3.3	3.025	1.375	0.55	0.28085186	0.00000257
3.3	3.85	3.575	1.625	0.55	0.16851111	0.00000154
3.85	4.4	4.125	1.875	0.55	0.05617037	0.00000051
$\sum(I_z/E)\Delta_z$						0.00001962

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el asentamiento elástico total.

$$S_e = C_1 C_2 \Delta q \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta_{zi} = 0.868 * 1.00 * 154.78 * 0.000019628 = 0.003 \text{ m.}$$

$$S_e = 0.3 \text{ cm.}$$

El asentamiento total será la suma del asentamiento por consolidación en el estrato arcilloso, más el asentamiento elástico en el suelo granular.

$$S_{\text{total}} = 9.96 + 0.3 = 10.26 \text{ cm.}$$

En este caso se observa que el asentamiento elástico en el suelo granular presenta un valor despreciable comparado con el asentamiento obtenido por consolidación en el estrato arcilloso.

Para determinar la capacidad admisible, se calcula la presión que produce como máximo 4.0 cm de asentamiento. Se deberá reducir la carga y se supondrá, con un margen pequeño de error, que el asentamiento es proporcional a la carga.

Asentamiento por consolidación como porcentaje del asentamiento total:

$$\%S_c = 9.96/10.26 = 0.971$$

Luego para el asentamiento total de 4 cm, la contribución admisible del asentamiento por consolidación será:

S_c admisible = $0.971 \cdot 4 = 3.88$ cm valor para el cual se debe corregir la presión de contacto utilizada.

Factor de Influencia $I_w = \text{Esfuerzo inducido} / \text{presión de contacto} =$

$$I_w = \Delta\sigma_v/q_o = 183.07/195.56 = 0.936$$

Luego $\Delta\sigma_v = 0.936 q_o$, reemplazando este valor en la ecuación (6.2) empleada anteriormente:

$$S_c = H \frac{C_c}{1+e} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} = 1.0 \frac{0.25}{1+0.761} \log \frac{45.38 + 183.07}{45.38} = 3.88/100$$

Despejando: $q_o = 42.49$ kN/m²

Esta presión es ligeramente mayor que la de sobrecarga, los asentamientos elásticos en el manto de grava son muy pequeños para esta magnitud de carga y caen en el rango para cumplir con los 4 cm.

La capacidad admisible del cimiento para un asentamiento de 4.0 cm será:

$$q_{\text{admisible}} = 42.49 \text{ kN/m}^2.$$

Este valor es muy bajo, por lo que se recomienda no cimentar sobre este estrato, ya que a solo un metro más de profundidad se encuentra un manto de grava resistente, el cual debería ser empleado como suelo de apoyo, dando mayor estabilidad a la estructura.

RECOMENDACIONES GENERALES

El análisis y diseño de cimentaciones es una labor compleja que exige al ingeniero un conocimiento completo de las características del suelo en el sitio de la construcción, así como las características de la estructura a construir.

En este texto se presentan las metodologías más comunes empleadas para determinar la capacidad admisible de una cimentación superficial, siguiendo y ampliando los lineamientos planteados en la *Norma colombiana de construcciones sismo resistentes NSR-10*. Sin embargo, se destaca que la capacidad admisible no es el único objetivo de un estudio geotécnico, al leer con detenimiento el título *H* de la NSR-10 se observa que existen muchos aspectos adicionales involucrados en el análisis, diseño y construcción de cimentaciones, las cuales deben ser parte del estudio geotécnico que se haga para el proyecto.

El cálculo de la capacidad admisible de una cimentación comprende un proceso de dos etapas: determinar la capacidad última de la cimentación y chequear asentamientos. Estas dos fases deben ser cuidadosamente estudiadas; en especial, lo referente a determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo y los valores de deformación elástica o por consolidación. Por lo tanto, se requiere un riguroso trabajo de laboratorio con el fin de tener valores que representen, de la mejor manera posible, las condiciones de servicio de la cimentación durante su vida útil.

Sobre la determinación de los parámetros de resistencia al corte, se requiere utilizar pruebas sobre muestras inalteradas. Así mismo, se necesita de un criterio muy

meticuloso para definir si los valores obtenidos son aceptables para calcular la capacidad última o si es necesario realizar pruebas en otras condiciones del suelo que representen, de manera más aproximada, el modo de falla por resistencia al corte de la cimentación.

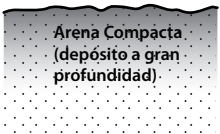

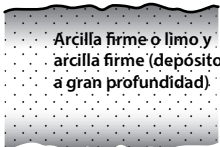
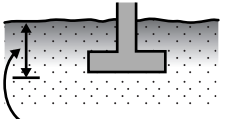
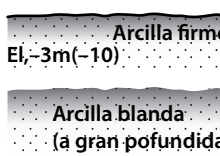
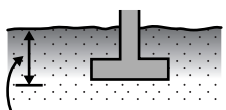
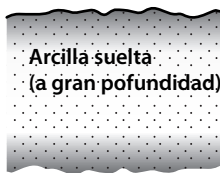
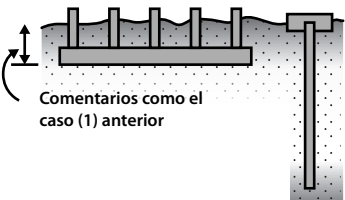

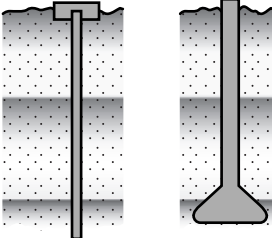
Sobre los parámetros de deformación elástica, existe mayor incertidumbre por la dificultad y falta de equipos adecuados para realizar las pruebas asociadas con la determinación del módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo. El uso de valores típicos con base en correlaciones según el tipo de suelo es una práctica empleada de manera conservativa. Sobre los parámetros de deformación por consolidación unidimensional existe mayor flexibilidad y facilidad de acceso a laboratorios que cuenten con equipos de este tipo; también en el ámbito mundial se ha realizado mayor investigación de campo y laboratorio sobre este tema, teniendo resultados que representan mejor las condiciones reales de la cimentación.

Los resultados de capacidad última y asentamientos, así como la capacidad admisible de un suelo, deben tomarse como una guía del probable comportamiento del suelo. La heterogeneidad de los suelos, las simplificaciones adoptadas en los modelos de capacidad última y asentamientos, así como la incertidumbre sobre los parámetros de cálculo empleados hacen que cualquier valor obtenido tengan variaciones desde el 10 al 50 %, en el mejor de los casos; por lo tanto, se requiere de una acertada interpretación de los resultados obtenidos para tomar decisiones en el proyecto con base en el análisis realizado.

Los modelos planteados buscan cubrir las situaciones presentadas más comunes para determinar la capacidad admisible de cimentaciones. Sin embargo, la realidad de las cimentaciones es más compleja: por lo tanto, se requiere de un dictamen preciso para conocer las limitaciones del modelo que se emplee, así como de los parámetros del suelo utilizados en el análisis. Pretender que la capacidad admisible de una cimentación es un proceso mecánico de cálculo, sin mayor interpretación de la información de entrada y resultados obtenidos lleva a situaciones de riesgo para la construcción de un proyecto, sobre todo, en manos de profesionales con poca experiencia. A quienes se dediquen a este campo de la ingeniería se recomienda mantenerse actualizado sobre las técnicas y métodos desarrollados en el ámbito regional, nacional e internacional para mejorar el análisis y diseño de cimentaciones.

ANEXOS

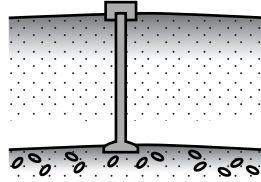
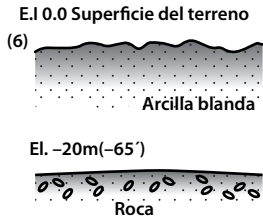
ANEXO A. RELACIÓN ENTRE TIPOS DE CIMENTACIÓN Y CONDICIONES DE LOS SUELOS. GUÍA DE CASOS TÍPICOS

Condiciones del suelo	Cimentación adecuada Tipo y localización	Comentarios de diseño
<p>(1) E.I. 0.0 Superficie del terreno</p> 	 <p>Desplante por debajo del nivel de erosión; o posible zona de congelamiento en regiones muy frías.</p>	<p>Cimentaciones aisladas: son las más apropiadas para las necesidades convencionales de cimentación. Una cimentación profunda, como los pilotes (como subpresión del agua), u otras fuerzas no comunes pueden actuar sobre el cimiento.</p>
<p>(2) E.I. 0.0</p> 	 <p>Desplante por debajo del nivel de actividad para suelos expansivos (contracción-expansión) o posible zona de congelamiento en regiones muy frías.</p>	<p>Cimentaciones aisladas: son las más apropiadas para las necesidades convencionales de cimentación. Una cimentación profunda, como los pilotes (como subpresión del agua), u otras fuerza: no comunes pueden actuar sobre el cimiento.</p>
<p>(3) E.I. 0.0</p> 	 <p>Comentarios como el caso (2) anterior</p>	<p>Cimentaciones aisladas: serían adecuadas para cargas bajas a medianas, en el caso de que el cimiento no se apoye cerca al estrato arcilloso blando. Se requiere un análisis cuidadoso de los asentamientos permisibles. Para cargas altas sería necesario cimientos profundos.</p>
<p>(4) E.I. 0</p> 	 <p>Comentarios como el caso (1) anterior</p>	<p>Las cimentaciones aisladas podrían sufrir asentamientos excesivos o tener muy baja capacidad admisible. Se debe considerar placas de cimentación o compactar la arena por vibroflotación u otros métodos, en este caso se podrían usar los cimientos aislados. Los pilotes hincados podrían ser utilizados ayudando a la dosificación de la arena. También se puede considerar el uso de pilotes de concreto fundidos in situ, preexcavados con barrenos autoportantes.</p>
<p>(5) E.I. 0</p> 		<p>Las cimentaciones aisladas probablemente no son las más adecuadas. Los pilotes de fricción o pilas podrían ser adecuados si es tolerado algún asentamiento. Pilotes profundos podrían reducir los problemas de asentamientos. También se deberían considerar como alternativas las placas de cimentación o la cimentación compensada o flotante.</p>

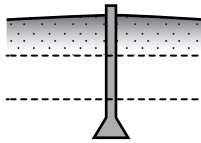
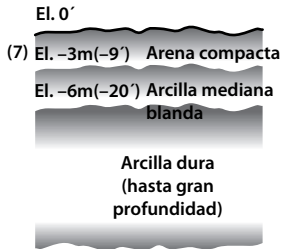
Condiciones del suelo

Cimentación adecuada
Tipo y localización

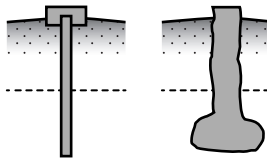
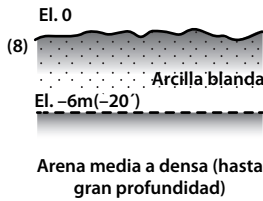
Comentarios de diseño



Cimentación profunda pilotes, pilas o caisson apoyados directamente sobre o en la roca.



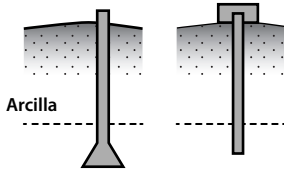
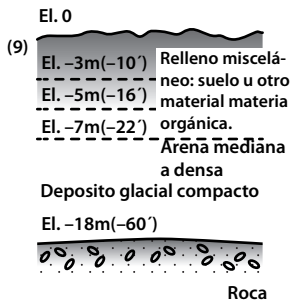
El uso de cimientos aislados apoyados en el estrato superior de arena probablemente sufran grandes asentamientos debido al estrato subyacente de arcilla blanda. Considere pilas preexcavadas con una campana conformada en el estrato de arcilla dura, u otro tipo de cimentación con pilotes dentro del estrato de arcilla dura.



Pilote barrenado

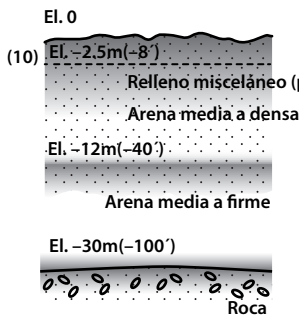
Pilote pre-excavado con punta en bulbo

Mejor utilizar cimentación profunda: pilotes de concreto fundidos *in situ* con barrenos auto-soportantes o pilotes con punta en bulbo dentro del estrato de arenas son los más adecuados.



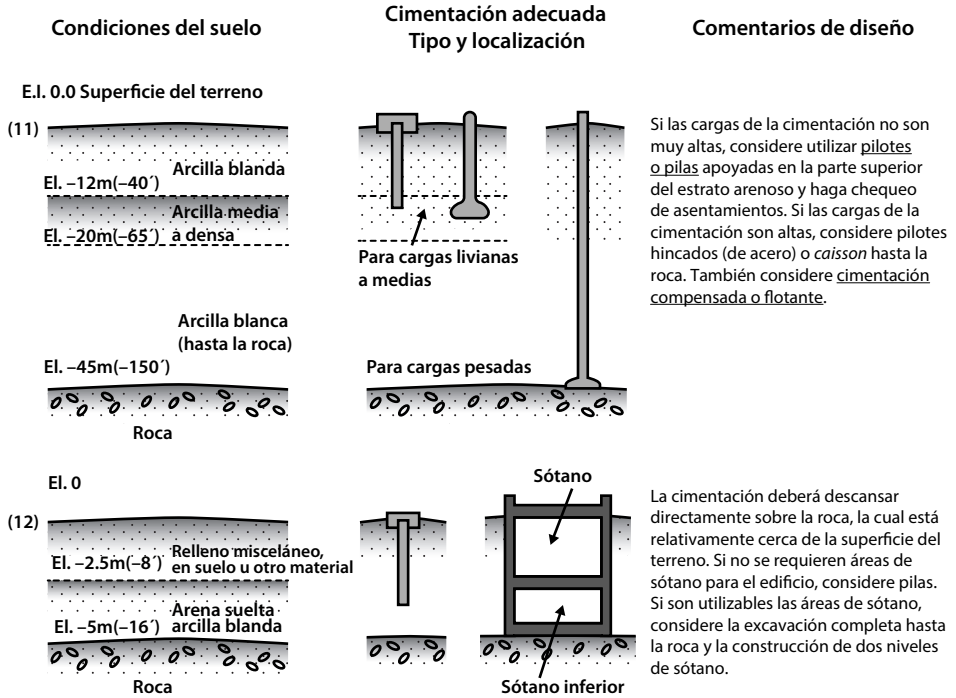
Arcilla

Utilizar cimentación profunda que se extienda dentro del estrato de arena media a densa, o preferiblemente dentro del depósito glacial compacto. La mejor posibilidad son las pilas con campana construidas en el depósito. También considérense pilotes de concreto fundidos *in situ* y pilotes hincados de concreto, madera o tubería metálica.



Reemplazo por relleno de arena, compactado

Es apropiada la cimentación profunda, atravesando el relleno. Si se usan pilotes o pilas, considere el apoyo en la parte superior de los estratos arenosos con el fin de limitar la comprensibilidad de las capas de arcilla. También considere reemplazar el relleno pobre con un relleno seleccionado y compactado, pudiéndose usar entonces cimientos aislados apoyados en el nuevo relleno.



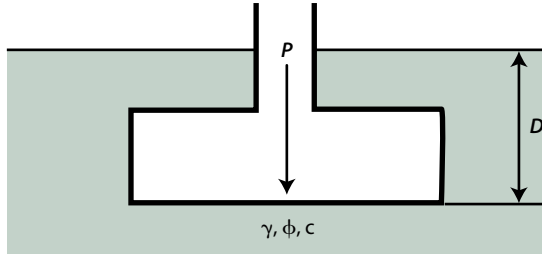
Fuente: adaptado de McCarthy (1998).

ANEXO B. ECUACIÓN DE TERZAGHI

Ecuación general de capacidad de carga última

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = \frac{e^{(1.5\pi - \phi) \tan \phi}}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} \quad N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$



Para cimientos rectangulares o continuos:

$$s_c = 1 + 0.3 B/L; \text{ cuando } L = \text{continuo } s_c = 1.0$$

$$s_\gamma = 1 - 0.2 B/L; \text{ cuando } L = \text{continuo } s_\gamma = 1.0$$

Para cimientos circulares:

$$s_c = 1.3$$

$$s_\gamma = 0.6$$

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00
5	7.34	1.64	0.45
10	9.60	2.69	1.22
15	12.86	4.45	2.65
20	17.69	7.44	5.39
25	25.13	12.72	10.88
26	27.09	14.21	12.54
28	31.61	17.8	16.72
30	37.16	22.46	22.40
32	44.04	28.52	30.21
34	52.64	36.50	41.06
35	57.75	41.44	48.03
40	95.66	81.27	109.41
44	151.95	147.73	257.00

(*) Los valores de $K_{p\gamma}$ no tienen formulación matemática exacta, N_γ se ha tomado de Bowles, 1988 (p. 222).

Fuente: elaboración propia.

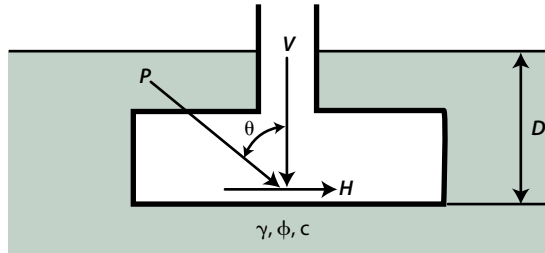
ANEXO C. ECUACIÓN DE MEYERHOF

Ecuación general de capacidad de carga última

Carga vertical: $q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Carga inclinada: $q_{ult} = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$



Factores de capacidad de carga. Meyerhof

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07
10	8.34	2.47	0.37
15	10.98	3.94	1.13
20	14.83	6.40	2.87
25	20.72	10.66	6.77
26	22.25	11.85	8.00
28	25.80	14.72	11.19
30	30.14	18.40	15.67
32	35.49	23.18	22.02
34	42.16	29.44	31.15
35	46.12	33.30	37.15
40	75.31	64.19	93.69
44	118.37	115.31	211.41

$$Kp = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Factor de forma: $s_c = 1 + 0.2Kp \frac{B}{L}$ para cualquier ϕ

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

$$s_q = s_\gamma = 1.0 \text{ para } \phi = 0.0$$

Factor de profundidad: $d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ para cualquier ϕ
 $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ para $\phi > 10^\circ$
 $d_q = d_\gamma = 1.0$ para $\phi = 0.0$

Factor de inclinación: $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ para cualquier ϕ
 $i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ para $\phi > 10^\circ$
 $i_\gamma = 0.0$ para $\phi = 0.0$

Fuente: adaptado de Bowles (1997).

ANEXO D. ECUACIÓN DE HANSEN

Ecuación general de capacidad de carga última

Carga vertical: $q_{ult} = c N_c s_c d_c g_c b_c + q N_q s_q d_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma$

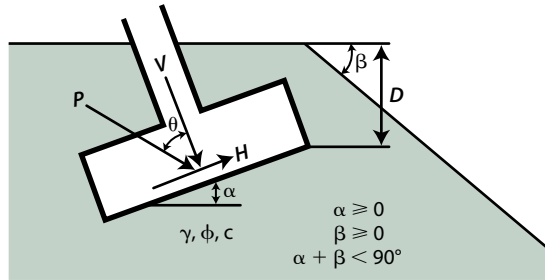
Carga inclinada: $q_{ult} = c N_c d_c i_c g_c b_c + q N_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

Ecuación de capacidad de carga última para suelos cohesivos ($\phi = 0.0$)

Carga vertical: $q_{ult} = 5.14 c (1 + S'_c + d'_c - g'_c - b'_c) + q$

Carga inclinada: $q_{ult} = 5.14 c (1 + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan(\phi)$$



Factores de capacidad de carga. Hansen

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07
10	8.34	2.47	0.39
15	10.98	3.94	1.18
20	14.83	6.40	2.95
25	20.72	10.66	6.76
26	22.25	11.85	7.94
28	25.80	14.72	10.94
30	30.14	18.40	15.07
32	35.49	23.18	20.79
34	42.16	29.44	28.77
35	46.12	33.30	33.92
40	75.31	64.19	79.54
44	118.37	115.31	165.58

Factor de forma:

Factores para $\phi > 0.0$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{ sen } \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \text{si } \phi = 0 \quad s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$s_c = 1.0$ para continuo

Factor de profundidad:

$$\text{para } \frac{D}{B} \leq 1 \quad k = \frac{D}{B}; \quad \text{para } \frac{D}{B} > 1 \quad k = \arctag \frac{D}{B} \text{ en radianes}$$

$$d_c = 1 + 0.4 k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 k$$

$$d_y = 1.0 \text{ para cualquier } \phi \quad \text{si } \phi = 0 \quad d'_c = 0.4 k$$

Factor de inclinación de la carga: ($\phi > 0.0$)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{\alpha_1}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{(0.7 - \alpha^\circ / 450)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{\alpha_2} \quad \text{si } \phi = 0 \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$H = P \text{ sen } (\theta)$ $V = P \text{ cos } (\theta)$ $A_f = B' \times L'$; área efectiva del cimienta descontando la excentricidad por momento

$$H = \frac{V \tan \phi + A_f c_a}{FS} + P_p / FS \text{ con } FS = \text{factor de seguridad}$$

P_p = carga resistente empuje pasivo

c_a = adherencia entre base del cimienta y suelo, puede tomarse como un valor reducido de la cohesión ($\approx 2/3 \phi$)

δ = ángulo de fricción entre base cimienta-suelo, puede tomarse como un valor reducido de ϕ ($\approx 2/3 C_u$)

Hansen $\alpha_1 = \alpha_2 = 5$; Bowles recomienda exponentes α_1 y α_2 variando de 2 a 5, valor típico $\alpha_1 = 2.5$ y $\alpha_2 = 3.5$

Factor de inclinación de la base del cimienta: ($\alpha > 0.0$)

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad b_q = e^{(-2\alpha \tan \delta)} \alpha \text{ en radianes} \quad b_\gamma = e^{(-2.7\alpha \tan \delta)} \alpha \text{ en radianes}$$

$$\text{si } \phi = 0 \quad b'_c = \frac{\alpha}{147}$$

Factor de inclinación del terreno: ($\beta > 0.0$)

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \quad \text{si } \phi = 0 \quad g'_c = \frac{\beta}{147}$$

Fuente: adaptado de Bowles (1997).

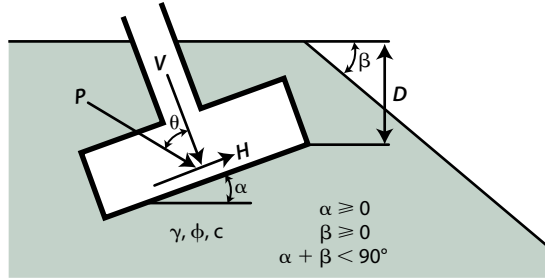
ANEXO E. ECUACIÓN DE VESIC-DE BEER

Ecuación general de capacidad de carga última

Carga vertical: $q_{ult} = c N_c s_c d_c g_c b_c + q N_q s_q d_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma$

Carga inclinada: $q_{ult} = c N_c d_c i_c g_c b_c + q N_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 2.0(N_q + 1) \tan(\phi)$$



Factores de capacidad de carga. Hansen

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.45
10	8.34	2.47	1.22
15	10.98	3.94	2.65
20	14.83	6.40	5.39
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
28	25.80	14.72	16.72
30	30.14	18.40	22.40
32	35.49	23.18	30.21
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
40	75.31	64.19	109.41
44	118.37	115.31	224.63

Factor de forma:

Factores para $\phi > 0.0$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$s_c = 1.0$ para continuo

Factor de profundidad:

$$\text{para } \frac{D}{B} \leq 1 \quad k = \frac{D}{B}; \quad \text{para } \frac{D}{B} > 1 \quad k = \arctan \frac{D}{B} \text{ en radianes}$$

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_y = 1.0 \text{ para cualquier } \phi$$

Factor de inclinación de la carga: ($\phi > 0.0$)

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} H \text{ paralelo a } B; \quad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} H \text{ paralelo a } L \quad m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^m \quad i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^{m+1}$$

$$\text{si } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$$

$H = P \sin(\theta)$ $V = P \cos(\theta)$ $A_f = B' \times L'$; área efectiva del cimiento descontando la excentricidad por momento

$$H < (V \tan \phi + A_f c_a) / FS + P_p / FS \text{ con } FS = \text{factor de seguridad}$$

P_p = carga resistente empuje pasivo

c_a = adherencia entre base del cimiento y suelo, puede tomarse como un valor reducido de la cohesión

δ = ángulo de fricción entre base cimiento-suelo, puede tomarse como un valor reducido de ϕ

Factor de inclinación de la base del cimiento: ($\alpha > 0.0$)

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q - 1} \quad b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2 \alpha \text{ en radianes} \quad \text{si } \phi = 0 \quad b_c = 1 - \frac{\alpha}{147}$$

Factor de inclinación del terreno: ($\beta > 0.0$ $\beta^\circ + \alpha^\circ < 90^\circ$ $\beta < \phi$)

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2 \quad \text{si } \phi = 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$\text{use } N_\gamma = -2 \sin \beta \text{ para } \phi = 0$$

Fuente: adaptado de Bowles (1997).

BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Normas Colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente: título H*. AIS.
- Badillo, E. y Rico, A. (1987). *Mecánica de suelos* [2 ed]. Limusa.
- Bardet, J. P. (1997). *Experimental soil mechanics*. Prentice Hall.
- Berry, P. L. (1993). *Mecánica de suelos*. McGraw Hill.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design* [4 ed]. McGraw Hill.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* [5 ed]. McGraw Hill.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw Hill.
- Bowles, J. E. (1982). *Propiedades geofísicas de los suelos*. McGraw Hill.
- Budhu, M. (2015). *Soil Mechanics and Foundation*. Wiley Blackwell.
- Coduto, D. (2001). *Foundation Design: principles and practices*. Prentice Hall.
- Coduto, D. (2001). *Adaptado de manuales y ayudas de diseño CCCSR-84*. Prentice Hall.
- Craig, R. F. (2019). *Soil Mechanics* [9 ed]. Chapman and Hall.

- Crespo, C. (2007). *Mecánica de suelos y cimentaciones* [6 ed]. Limusa.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning.
- Das, B. (2012). *Principios de Ingeniería de Fundaciones* [7 ed]. Thomson.
- Das, B. (2016). *Principles of Foundation Engineering* [8 ed]. Cengage Learning
- Delgado, M. (1996). *Ingeniería de Fundaciones*. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Liu, Ch. (2001). *Soils and Foundation* [5 ed]. Prentice Hall.
- Meyerhof, G.G. y Hanna, A.M. (1978). Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Layered Soil under Inclined Load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (4), pp. 565-572.
- McCarthy, D. F. (2014). *Essentials of soil mechanics and foundation* [7 ed]. Prentice Hall.
- Peck, R. (2004). *Ingeniería de cimentaciones* [2 ed]. Limusa.
- Ramírez, O. y Cáceres, L. A. (1996). *Mecánica de suelos II*. UPTC.
- Suárez, J. (1991). *Diseño de cimientos*. UIS.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2011). *Bearing capacity of soils*. U.S. Army Corps of Engineers.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2011). *Settlement analysis*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Whitlow, R. (1998). *Fundamentos de mecánica de suelos*. CECSA.
- Xiao, M. (2015). *Geotechnical Engineering Design*. WILEY Blackwell.

Este libro fue compuesto en caracteres Minion
a 11 puntos, impreso sobre papel Bond de 75
gramos y encuadernado con el método hot melt,
en diciembre del 2020, en Bogotá, Colombia.

Análisis de Cimentaciones Superficiales

Este libro presenta la descripción general de las cimentaciones y hace énfasis en los aspectos que deben considerarse para el análisis de cimentaciones superficiales, especialmente en los criterios a tener en cuenta para la adecuada selección de la profundidad y tipo de cimentación. Además, se presentan los métodos para calcular la capacidad portante, asentamientos y los límites permitidos para estos con el fin de evitar daños a la construcción, todo soportado en ejemplos prácticos del cálculo de capacidad admisible.

El estudio de las cimentaciones superficiales corresponde a la aplicación de los temas de la mecánica de suelos y la geotecnia, en cursos del ciclo profesional de las carreras de Ingeniería Civil, Ingeniería Geológica, Ingeniería de Construcción, Construcciones Civiles y afines.

También es de interés para los ingenieros encargados de desarrollar estudios de patología y vulnerabilidad de construcciones que deseen conocer los aspectos asociados a daños en las estructuras por problemas de la cimentación.

Incluye

- ▶ Explicación detallada de factores a considerar para seleccionar el tipo de cimentación y suelo adecuados para su proyecto.
- ▶ Presentación de los principios básicos de geotecnia para el cálculo de cimentaciones superficiales.
- ▶ Criterios para la selección de los asentamientos admisibles para una construcción.
- ▶ Ejemplos de aplicación con explicaciones detalladas de los pasos para su análisis y cálculo.

José Ricardo Pineda Rodríguez

Ingeniero civil, Especialista en Ingeniería de Gestión Ambiental de la Universidad Francisco de Paula Santander, Magíster en Geotecnia de la Universidad Industrial de Santander y profesor del Departamento de Geotecnia y Minería de la Universidad Francisco de Paula Santander.

Romel Jesús Gallardo Amaya

Ingeniero Civil y Magíster en Geotecnia de la Universidad Industrial de Santander. Especialista en Práctica Docente Universitaria de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña y Especialista en Ingeniería Ambiental de la Universidad Industrial de Santander. Docente del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña y director del Grupo de Investigación GIGMA.

Haideé Yulady Jaramillo

Constructora de la Institución Universitaria Colegio Mayor de Antioquia, Especialista en Interventoría de Proyectos y Obras de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín y Magíster en Construcción con énfasis en Sostenibilidad de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Docente de tiempo completo del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.



Universidad Francisco
de Paula Santander
Ocaña - Colombia
Vigilada Mineducación



GIGMA
Grupo de Investigación en Construcción
Geotecnia y Medio Ambiente



e-ISBN 978-958-503-024-4