

**REALIZACION DE MATERIAL DIDACTICO COMO APOYO PARA LA
ASIGNATURA DE FUNDACIONES II**

**FRANKLIN BLADIMIR RANGEL CALDERON
WILSON OSWALDO VILLAMIL CASTILLO**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2010**

**REALIZACION DE MATERIAL DIDACTICO COMO APOYO PARA LA
ASIGNATURA DE FUNDACIONES II**

**FRANKLIN BLADIMIR RANGEL CALDERON
WILSON OSWALDO VILLAMIL CASTILLO**

**Proyecto de Grado presentado como requisito parcial para optar el titulo de
Ingeniero Civil**

**Director
Ing. WILFREDO DEL TORO
Docente Escuela de Ingeniería Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

DEDICATORIA

Gracias a Dios, a la Virgen Santísima y al Ángel de mi Guardia por darme la oportunidad de existir y llegar a este momento tan importante y feliz de mi vida.

A mis padres, hermanos, Marlene y al angelito por el apoyo incondicional que me han dado, ya que con sus palabras de aliento me impulsaron para que nunca desfalleciera a lo largo de mi formación académica.

Bladimir Rangel

Le doy Gracias a Dios por darme el privilegio de llegar a este momento tan importante en mi vida.

A mis padres, quienes han sido mi mayor motivación y a quienes va dedicado este logro tan importante, a Orfe , a mi familia y a mis amigos quienes han sido incondicionales y siempre han estado ahí para darme apoyo en los momentos mas difíciles.

*Wilson Oswaldo
Villamil C.*

AGRADECIMIENTOS

Nos gustaría brindar los agradecimientos a una serie de personas que con su orientación han contribuido a la realización del presente estudio. Agradecemos al Ingeniero Wilfredo del Toro, profesor adscrito a la escuela de ingeniería civil, por brindarnos sus conocimientos y orientación, ya que sin ellos hubiese resultado muy difícil la realización de este documento.

A nuestras familias que nos brindaron su apoyo incondicional y motivación para alcanzar el sueño tan anhelado en nuestras vidas de realizarnos profesionalmente como ingenieros civiles.

Quisiera darle mis más sinceros agradecimientos y éxitos en su vida profesional a mi compañero (Wilson, Bladimir), quien fue mi amigo de tantos proyectos en mi carrera, para él y su familia que Dios los bendiga.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
1. PRELIMINARES	4
1.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.	4
1.2 FACTORES PRELIMINARES QUE DEBEN TENERSE EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN.	5
2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	20
2.1 ZAPATAS AISLADAS.	20
2.1.1 Criterios Para Diseño Estructural.	20
2.2 ZAPATAS COMBINADAS.	24
2.2.1 Zapatas Trapezoidales.	29
2.2.2 Zapatas Amarradas.	31
2.3 CIMENTACIONES POR PLACA.	32
2.3.1 Estabilidad y Asentamientos.	33
2.3.2 Tipos De Cimentaciones Por Placa.	34
2.3.3 Rigidez De Zapatas Continúas.	35
2.3.4 Solución Clásica De Una Viga Sobre Una Fundación Elástica.	36
2.3.5 Solución Clásica Para Una Viga Infinita.	37
2.3.6 Solución Matemática Para Una Viga Infinita.	38
2.3.7 Solución Para Una Viga Finita.	39
2.3.8 Análisis Y Diseño.	39
2.4 CIMENTACIONES COMPENSADAS.	41

3. CIMENTACIONES PROFUNDAS	43
3.1 PILOTES.	43
3.1.1 Clasificación De Los Pilotes.	44
3.1.2 Transferencia De Carga.	54
3.1.3 Capacidad De Carga Axial De Los Pilotes.	55
3.1.4 Métodos para estimar Q_p y Q_s .	58
3.1.5 Capacidad A Tensión De Pilotes (T_U).	80
3.1.6 Pilotes Cargados Lateralmente.	84
3.1.6.1 Pilotes cortos ($L/D < 10$):.	85
3.1.6.2 Pilotes Largos ($L/D > 10$).	86
3.1.6.3 Método de Broms (1965):.	88
3.1.7 Pilotes Inclinaados.	99
3.1.8 Asentamientos En Pilotes.	104
3.1.9 Grupos De Pilotes.	106
3.1.9.1 Eficiencia De Grupo.	106
3.1.9.2 Capacidad de Carga de Grupos de Pilotes:.	109
3.1.9.3 Asentamiento de grupo de pilotes.	110
3.2 PILAS DE CIMENTACIÓN.	110
3.2.1 Tipos De Pilas.	111
3.2.2 Capacidad De Carga.	114
3.2.3 Problemas Constructivos.	117
3.3 CAJONES.	118
4. EXCAVACIONES	125
4.1 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.	125
4.1.1 Excavación De Talud Vertical.	127
4.1.1.1 Profundidad De Excavación Máxima Sin Soporte.	127
4.1.1.2 Estabilidad Del Fondo De Excavaciones.	129
4.1.1.3 Falla De Base Por Subpresión.	130
4.1.2 Talud Inclinado.	131

4.1.3 Talud Vertical Con Contención.	132
4.1.3.1 Entibaciones.	132
4.1.3.2 Tablestacas.	137
4.1.3.3 Anclajes.	150
4.1.3.4 Pantallas Preexcavadas.	155
CONCLUSIONES	163
BIBLIOGRAFÍA	164

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1a. Categoría de la edificación - Edificios y Casas. Fuente NSR-98 cap H.3-2	7
Tabla 1b. Complejidad del proyecto.	7
Tabla 1c. Numero mínimo de sondeos n_s , y profundidad sugerida, por unidad básica de construcción.	7
Tabla 2. Valores máximos de asentamientos diferenciales permisibles en edificaciones.	17
Tabla 3. Clasificación y profundidades de pilotes.	48
Tabla 4. Factores de adhesión para arcillas rígidas saturadas sin drenaje.	61
Relación penetración	61
Tabla 5. Valores de K dependiendo del tipo de pilote.	69
Tabla 6. Valores de I_r .	75
Tabla 8. Valores del coeficiente de reacción horizontal.	85
Tabla 9. Valores empíricos para pilotes hincados y perforados.	105
Tabla 10. Espesores y longitudes de pantallas preexcavadas	156

LISTA DE GRAFICAS

	Pág.
Grafica 1. Perfil estratigráfico.	6
Grafica 2. Cimentación sobre suelo inorgánico.	8
Grafica 3. Cimentación en talud.	9
Grafica 4. Separación mínima y profundidad entre cimientos.	10
Grafica 5. Presiones de contacto en la zapata.	12
Grafica 6. Presión de contacto para zapatas en la construcción de sótanos.	13
Grafica 7. a) suelo granular. b) suelos cohesivos.	18
Grafica 8. Momento flector. a) columna de concreto. b) columna de acero. c) muro de mampostería.	21
Grafica 9. Chequeo cortante.	22
Grafica 10. Determinación espesor de la zapata..	23
Grafica 11. <i>Tipos de zapatas: a) Rectangulares b) Trapezoidal c) Amarradas.</i>	25
Grafica 12. <i>Distribución de cargas sobre la zapata.</i>	26
Grafica 13. Punzonamiento en la zapata.	28
Grafica 14. Posible condición según intensidad de carga.	29
Grafica 15. Distribución uniforme de presiones en el suelo.	31
Grafica 16. Tipo de cimentaciones por placa: a) Maciza. b) Con pedestal invertido. c) Vigas ambos sentidos. d) Maciza con pedestales. e) Celulado. f) Muros	34
Grafica 17. Rigidez de zapatas continuas. Borowicka (1936)	36
Grafica 18. Planteamiento clásico de una viga infinita	38
Grafica 19. Placa dividida en bandas.	40
Grafica 20. a) Mangos tubulares. b) solera metálica y tornillos.	45
Grafica 21. Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario	46
Grafica 22. Pilotes de concreto colocados en situ	47
Grafica 23. Empalme de pilotes, (a) pilote H con soldadura; (b) tubo con soldadura; (c) pilote H con remache y tornillo.	49

Grafica 24. a) Punta plana de hincado de pilote de tubo. b) Punta cónica de hincado de pilote de tubo.	50
Grafica 25. Pilote de punta.	50
Grafica 26. Pilote de fricción flotante	51
Grafica 27. Pilote de fricción compactación.	51
Grafica 28. Pilotes a tensión. a) mecanismo a momento. b) fuerzas de subpresión.	52
Grafica 29. Pilotes de anclaje.	53
Grafica 30. Factores de adhesión para pilotes en arcilla blanda	60
Grafica 31. Factores de adhesión arcillas rígidas, caso I	61
Grafica 32. Factores de adhesión arcillas rígidas, caso III.	62
Grafica 33. Factor de capacidad de carga N_c en arcillas saturadas.	62
Grafica 34. Relación entre factor de carga N_q y el ángulo de fricción del suelo ϕ^m .	63
Grafica 35. Variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea.	64
Grafica 36. Variación $(L_B / D)_{cr}$ con ϕ .	65
Grafica 37. Variación de valores máximos de N_c^* y N_q^* con ϕ .	66
Grafica 38. Densificación de arena cercana a pilotes hincados.	67
Grafica 39. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.	68
Grafica 40. Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ .	70
Grafica 41. Variación de K con L/D	71
Grafica 42. Variación de valores de N_c^* y N_q^* con ϕ .	72
Grafica 43. Variación de λ con la L.	77
Grafica 44. Aplicación del método λ en suelo estratificado.	78
Grafica 45. Variación de α con c_u .	79
Grafica 46. Capacidad de levantamiento del pilote	81
Grafica 47. a) variación de f_u . b) coeficiente de levantamiento. c) variación de δ / ϕ y $(L / D)_{cr}$ con la compacidad relativa.	83

Grafica 48. Pilotes largos. a) cabeza fija. b) cabeza libre.	87
3.1.6.3 Método de Broms (1965):.	88
Grafica 49. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza libre.	88
Grafica 50. Resistencia lateral ultima pilotes cortos en arcillas	89
Grafica 51. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza libre.	90
Grafica 52. Resistencia lateral ultima pilotes largos en arcillas.	90
Grafica 53. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza fija.	91
Grafica 54. Diagrama de cortante y momento en pilotes intermedios de cabeza fija.	92
Grafica 55. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza fija.	92
Grafica 56. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza libre.	93
Grafica 57. Resistencia lateral ultima pilotes cortos en arenas	94
Grafica 58. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza libre.	94
Grafica 59. Resistencia lateral ultima pilotes largos en arenas	95
Grafica 60. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza fija.	96
Grafica 61. Diagrama de cortante y momento en pilotes intermedios de cabeza fija.	96
Grafica 62. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza fija.	97
Grafica 63. Deflexión de cabeza de un pilote en arena.	98
Grafica 64. Deflexión de cabeza de un pilote en arena.	98
Grafica 65. Grado de inclinación de pilotes. a) $\alpha < 5^\circ$. b) $5^\circ < \alpha < 15^\circ$. c) $\alpha < 15^\circ$.	100
Grafica 66. a) sistema simple de carga. b) otro sistema de carga.	100
Grafica 67. Sistema estáticamente determinado.	101
Grafica 68. Variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena.	107
Graficas 69. Eficiencia en grupo de pilotes a) capuchón de pilotes a baja altura. b) capuchón sin contacto en el terreno.	108
Grafica 70. Pila flotante en suelo homogéneo	111
Grafica 71. Pilas de punta en suelos	112
Grafica 72. Pilas de punta en roca.	112
Grafica 73. Dimensiones en pilas.	113

Grafica 74. Cargas en la pila	114
Grafica 75. Problema constructivo debido al N.F.	117
Grafica 76. Problemas que se presentan en la remoción de revestimiento.	118
Grafica 77. Cajones abiertos. a) circular. b) rectangular.	119
Grafica 78. Cajón cerrado	121
Grafica 79. Cajón neumático.	122
Grafica 80. Talud vertical en suelo cohesivo	127
Grafica 81. Profundidad de excavación mínima.	127
Grafica 82. Estabilidad en arcillas blandas.	129
Grafica 83. Falla por subpresión en arcillas saturadas	130
Grafica 84. Taludes inclinados. a) inclinación única. b) escalonado.	131
Grafica 85. Sostenimiento de taludes. a) forma inapropiada de sostener una excavación . b) forma adecuada de mantener un talud escalonado.	132
4.1.3.1 Entibaciones.	132
Grafica 86. Entibaciones. a) con codales. b) con tensor telescópico.	133
Grafica 87. a) Pantalla flexible de madera con perfiles H. b) entibación entramada para grades excavaciones.	133
Grafica 88. Presiones laterales para una estructura rígida y suelo granular.	135
Grafica 89. Observaciones de Klenner (1941) sobre paredes de excavación Flexibles	135
Grafica 90. Diagrama de presiones Terzaghi y Peck (1948). a) Arena densa y media. b) Arena suelta. c) Arcilla blanda.	136
Grafica 91. Diagrama de presiones Tschebotarioff (1973). a) Arena. b) Arcilla rígida, soporte temporal. c) Arcilla media, soporte permanente.	136
Grafica 92. Tipos de tablestaca por su forma de trabajo	137
Grafica 93. Tablestaca en madera	138
Grafica 94. Tablestacas en acero. a) Arena saturada. b) Arcilla saturada.	138
Grafica 95. Tablestaca hincada. a) acomodo lateral de muro en voladizo. b) distribución real neta de presión. c) versión simplificada para el diseño	140

Grafica 96. Tablestaca hincada en suelo granular en ausencia del nivel freático.	140
Grafica 97. Tablestaca hincada en suelo cohesivo en ausencia del nivel freático.	142
Grafica 98. Diagrama de presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método de soporte fijo	145
Grafica 99. Diagrama de presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método de soporte libre.	145
Grafica 100. Diagrama de empuje de tablestaca anclada hincada en arena por el método de soporte libre.	146
Grafica 101. Diagrama de empuje de tablestaca anclada hincada en arcilla por el método de soporte libre	147
Grafica 102. Diagrama de empuje de tablestaca anclada por el método de soporte fijo.	149
Grafica 103. Tipos de anclaje. a) Pared de anclaje. b) Pilotes. c) Muerto. d) muerto piloteado. e) Bulbo de anclaje horizontal. f) Bulbo de anclaje inclinado.	151
Grafica 104. Colocación del anclaje.	152
Grafica 105. Diagrama de fuerzas en el anclaje	152
Grafica 106. Anclaje de bulbo	153
Grafica 107. a) Hidrofresa. b) Cuchara de almeja	157
Grafica 108. Rotura clásica detrás de un muro guía debido a la mala ejecución del relleno en el trasdós.	159
Grafica 109. a) Muretes guía hormigonados contra el terreno. b) Muretes en L. c) muretes en L invertidas hormigonados contra el terreno.	159

GLOSARIO

Anclaje: Es un medio esencial el cual permite garantizar la estabilidad de diversas estructuras.

Ángulo de fricción: Ángulo formado por la tangente a la curva de resistencia intrínseca de un terreno, trazada por el punto de presión normal nula.

Apuntalamiento: Construcción y colocación de apoyos metálicos, madera u otro material que se emplea para asegurar temporalmente la estabilidad de una construcción o parte de ella.

Bentonita: Arcilla formada por la descomposición de la ceniza volcánica, es capaz de absorber una enorme cantidad de agua y multiplicar su volumen proporcionalmente.

Bufoamiento: Efecto de recuperación de un terreno que se advierte por la expansión del mismo, al ser modificada la condición de carga o de humedad a la que originalmente se encontraba sujeto.

Entibación: Es un tipo de estructura de contención provisional muy flexible.

Erosión: Es el proceso de sustracción o desgaste de la roca de suelo intacto, por acción de procesos geológicos.

Fuste: corresponde al cuerpo principal o básico de las columnas.

Hidrofresa: Es un elemento excavador con ruedas dentadas que giran en sentidos contrarios, arrancando el terreno.

Hincar: Procedimiento constructivo para colocar los pilotes de cimentación en un terreno por medios mecánicos.

Lodo bentonítico: Es un tipo de arcilla de muy alto límite líquido y los hace muy útiles en las excavaciones.

Módulo de elasticidad: Relación entre la fatiga unitaria y la correspondiente deformación unitaria en un material sometido a un esfuerzo que está por debajo del límite de elasticidad del material.

Momento flexionante: Es aquel que causa flexión al elemento y se calcula dependiendo del tipo y ubicación de las cargas, así como las condiciones de apoyo.

Nivel freático: Es el lugar geométrico de los puntos en que la presión poros es igual a cero. La parte superior de la zona saturada se llama nivel freático; por encima de él, las partículas de tierra no poseen más que una delgada película de agua y los poros están llenos de aire.

Pedestal: Es un soporte prismático destinado a sostener otro soporte mayor, conformando la parte inferior de una columna.

Perfil estratigráfico: Es una radiografía del terreno, y se conforma de acuerdo con los estratos que se identifican en los sondeos.

Punzonamiento: Es un esfuerzo producido por tracciones en una pieza debidas a los esfuerzos tangenciales originados por una carga localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón, alrededor de su soporte.

Sifonamiento: Fenómeno de inestabilidad hidráulica que se puede producir en arenas y limos consistente en la pérdida de consistencia del suelo por lo que dará la impresión de entrar en ebullición.

Subestructura: Estructura que se encuentra oculta en el terreno, que constituye la cimentación de una construcción.

Suelo orgánico: Suelo que posee un alto contenido orgánico; generalmente este tipo de suelos es muy compresible y de escasa capacidad portante.

Talud: Superficie inclinada del material de un corte o de un terraplén.

Terraplén: Relleno o sobre-elevación hecho con tierra.

Zapata: Elemento constructivo de la cimentación de una edificación que sirve para transmitir cargas al terreno.

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

QT = Carga total.

QS = Carga de servicio.

QM = Carga muerta.

QV = Carga viva.

q_a = Capacidad de carga admisible determinada.

A = Área de la zapata que soporta la mayor relación QV/QM.

q_d = Capacidad de carga de diseño para todas las zapatas menos para la de mayor relación QV/QM.

Q_u = capacidad ultima del pilote

Q_{up} = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_{uf} = resistencia por fricción

W_p = peso del pilote

$F_{CS}, F_{qs}, F_{\gamma S}$ = factores de forma

$F_{CD}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_{up} = resistencia unitaria de punta

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

p = perímetro del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se asumen

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z.

A_p = área del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

σ'_{vb} = esfuerzo vertical efectivo en la punte

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

p = perímetro del pilote

D = diámetro del pilote

C_a = adhesión

$\overline{\sigma'_{vb}}$ = esfuerzo vertical efectivo medio en la longitud

ϕ_a = ángulo de fricción suelo – pilote.

K = coeficiente de presión lateral

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q^* = factor de capacidad de carga

$\overline{\sigma'_v}$ = presión de sobrecarga efectiva promedio.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote = 0.8ϕ

K = coeficiente de presión lateral de tierra

$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ Coeficiente de presión de tierra en reposo.

N_c^* y N_σ^* = factores de capacidad de carga

I_r = índice de rigidez.

E_s = modulo de elasticidad del suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

G_s = modulo de cortante del suelo

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

ϕ = ángulo de fricción drenado

q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca.

c_u = resistencia media no drenada

α = factor empírico de adhesión

c_u = cohesión no drenada

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo

$\beta = K \tan \phi_R$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada.

K = coeficiente de presión de tierra.

OCR = tasa de preconsolidación.

T_{ug} = capacidad total por levantamiento

T_{un} = capacidad neta por levantamiento

W = peso efectivo del pilote

f_u = fricción superficial unitaria durante el levantamiento

K_u = coeficiente de levantamiento

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

p = perímetro de la sección transversal del pilote.

L = longitud del pilote

p = perímetro de la sección del pilote

α' = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pilote.

c_u = cohesión no drenada de la arcilla

s = asentamiento total del pilote

s_1 = asentamiento elástico del pilote

s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

s_3 = asentamiento del pilote por la carga transmitida en el fuste.

Q_{up} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

A_p = área de la sección del pilote.

E_p = modulo de elasticidad del material del pilote

L = longitud del pilote.

Q_{wp} = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

D = diámetro del pilote.

q_p = resistencia ultima en la punta del pilote.

C_p = coeficiente empírico.

η = eficiencia del grupo

$Q_{g(u)}$ = capacidad ultima de carga del grupo de pilotes

Q_u = capacidad ultima de carga pilote sin el efecto del grupo.

$\sum Q_u$ = sumatoria de fQ_u de todos los pilotes del grupo.

n_t = pilotes totales del grupo.

RESUMEN

TITULO: REALIZACIÓN DE MATERIAL DIDACTICO COMO APOYO PARA LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES II*

AUTORES: FRANKLIN BLADIMIR RANGEL CALDERON
WILSON OSWALDO VILLAMIL CASTILLO**

PALABRAS CLAVES: Excavaciones, cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas, construcción

DESCRIPCION

Como primer paso en la construcción de cimentaciones, se encuentra la excavación del suelo o roca que yace bajo la superficie y por encima del nivel de dicha cimentación.

Las Cimentaciones Superficiales reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

Se considera cimentación superficial cuando tienen entre 0,50 m. y 4 m. de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura; de no ser así, se harán Cimentaciones Profundas.

Las cimentaciones profundas son aquellas que, como su nombre lo indica, presentan una profundidad de cimentación elevada (varias decenas de metros). Dentro de esta clase de cimentaciones se encuentran dos grandes grupos:

Las pilas y caissons: son elementos estructurales que presentan una sección transversal considerable (comparada con los pilotes) y que se encargan de transmitir la carga de una sola columna a un estrato que sea capaz de soportarla. La relación entre la profundidad de la cimentación y el ancho de la pila es generalmente mayor que cuatro.

Los pilotes: son elementos estructurales más esbeltos que las pilas, los cuales pueden alcanzar grandes profundidades.

Se clasifican dependiendo de su forma de trabajo en: Pilotes de Punta y Pilotes de Fricción

Los pilotes de punta son aquellos que obtienen la capacidad de carga del estrato que se encuentra en la punta del mismo. Es decir transmiten la carga directamente al estrato donde se apoyan.

* Proyecto de grado

** Facultad De Ingenierías Físico – Mecánicas, Escuela De Ingeniería Civil, Director Wilfredo Del Toro

ABSTRACT

TITLE: ACCOMPLISHMENT OF DIDACTIC MATERIAL LIKE SUPPORT FOR THE SUBJECT OF FOUNDATIONS II*

AUTHORS: FRANKLIN BLADIMIR RANGEL CALDERON
WILSON OSWALDO VILLAMIL CASTILLO**

KEY WORDS: Excavations, superficial foundations, deep foundations, construction

DESCRIPTION:

As a first step in building foundations, is the excavation of soil or rock that lies beneath the surface and above the level of the foundation. The superficial foundations share the strength that it conveys the structure through its support elements on a surface area large enough to support these charges.

Foundation is considered superficial when they are between 0.50 m and 4 m. in deep, and when the allowable stresses of the different soil layers that are up to that altitude can support the building directly without causing excessive seats of the structure that may affect the functionality of the structure, otherwise, there will be done Deep Foundations. The deep foundations are those which, as its name implies, have a high foundation depth (several tens of meters). Within this kind of foundation are two main groups:

Cells and caissons: are structural elements that have a considerable cross section (compared to the piles) and is responsible for transmitting the load of a single column to a stratum that is capable of bearing it. The relationship between the depth of the foundation and the width of the stack is usually greater than four. The piles: are structural elements slimmer than the cells, which can reach great depths. They are classified depending on how you work in: Punta piles and piles of Friction. The tip piles are those who get the capacity of the stratum that is at the tip. That is, it transmit the load directly to the stratum where supported.

* Project Of Degree

** faculty Engineering's Physic - Mechanics, School Of Civil Engineering, The Director Wilfredo del Toro

INTRODUCCIÓN

El presente estudio pretende aportar un enfoque general a los métodos de análisis y procesos constructivos de fundaciones estructurales, para lo cual se recopiló información de diferentes autores y conceptos basados en la experiencia de nuestro director de proyecto.

Las excavaciones en obras son el primer paso en la construcción del sistema de cimentación de un proyecto civil, debido a la envergadura que estas acarrearán han sido estudiadas desde diferentes puntos de vista hasta llegar a ser hoy parte formal de la ingeniería, en donde el uso de nuevas técnicas y avances, marcan una ruta a seguir.

Luego de la excavación continúa la fundación, la cual es la parte de la estructura que tiene como función transmitir en forma adecuada las cargas de la estructura al suelo y brindar a la misma un sistema de apoyo estable, existen diferentes tipos de cimentaciones superficiales que trataremos en este libro.

A medida que las obras estructurales se hacen cada vez más grandes, pesadas, y la estabilidad del suelo no es bastante buena, nace la necesidad de crear cimentaciones profundas que buscan estabilizar a la estructura y apoyarla sobre un suelo competente, es allí donde nacen los pilotes o pilas de cimentación, a las cuales se les estudiarán sus métodos de análisis y procesos constructivos, para de esta manera seleccionar cual se ajusta mejor a las necesidades del terreno donde será construida la estructura, además tener presente los equipos y los materiales disponibles, no olvidando que las cimentaciones profundas generan más costos que las cimentaciones superficiales, por tanto es esencial tener un

conocimiento amplio sobre el tema para seleccionar el mejor tipo de cimentación a construir.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Analizar los diferentes sistemas de fundación, conocidas las características mecánicas e índices cualitativos del material de fundación, los requisitos de asentamientos y niveles de cargas para el proyecto.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar los métodos de análisis geotécnicos, y procesos constructivos de sistemas de cimentación que garanticen la estabilidad de las excavaciones en aéreas urbanas.
- Identificar los métodos de contención más apropiados que garanticen la estabilidad de acuerdo a las condiciones del terreno.
- Conocer los diferentes métodos de análisis de cimentaciones superficiales que permitan y brinden la mejor seguridad estructural.
- Analizar fundaciones superficiales para suelos de baja a alta compresibilidad.
- Identificar las diferencias entre las fundaciones directas o poco profundas y las profundas, sus tipologías, ventajas, limitaciones, capacidades de carga y asentamientos producidos en cada una de ellas.
- Aplicar las normas y reglamentaciones vigentes

1. PRELIMINARES

1.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.

El tipo de cimentación más apropiada para una estructura dada, depende en general de varios factores, dentro de los cuales se mencionan: la función de la estructura y las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación en comparación con el costo de la superestructura.

En general pueden considerarse necesarios los siguientes pasos:

- a) Obtener información aproximada de las características de la superestructura y el rango de cargas que serán transmitidas a la cimentación.
- b) Determinar las condiciones del subsuelo de una manera general.
- c) Considerar cada uno de los tipos de cimentación que puedan ser construidos bajo las condiciones existentes del subsuelo y alrededores del terreno; los que sean capaces de soportar las cargas requeridas y aquellas que a criterio del proyectista permitan el menor asentamiento posible.
- d) Realizar estudios más detallados y prediseños de las alternativas mas viables. Estos estudios van a requerir información adicional con respecto a cargas y a las condiciones subsuperficiales. Puede ser necesario valerse de estimativas de asentamiento más refinadas en orden de predecir el comportamiento de las cimentaciones y de la estructura.

- e) Realizar un estimativo de costos de las alternativas mas viables, y escoger la que presente una mejor relación comportamiento – costo.

1.2 FACTORES PRELIMINARES QUE DEBEN TENERSE EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN.

El diseño de una cimentación es consecuencia de un proceso de análisis de varios factores que tienen que ver con las características de la edificación, la magnitud de las cargas, las condiciones del subsuelo, las condiciones medio ambientales y algunos aspectos técnicos que deberán ser considerados en el proceso que culmina con el diseño final del sistema de cimentación de una estructura cualquiera. Estos factores son:

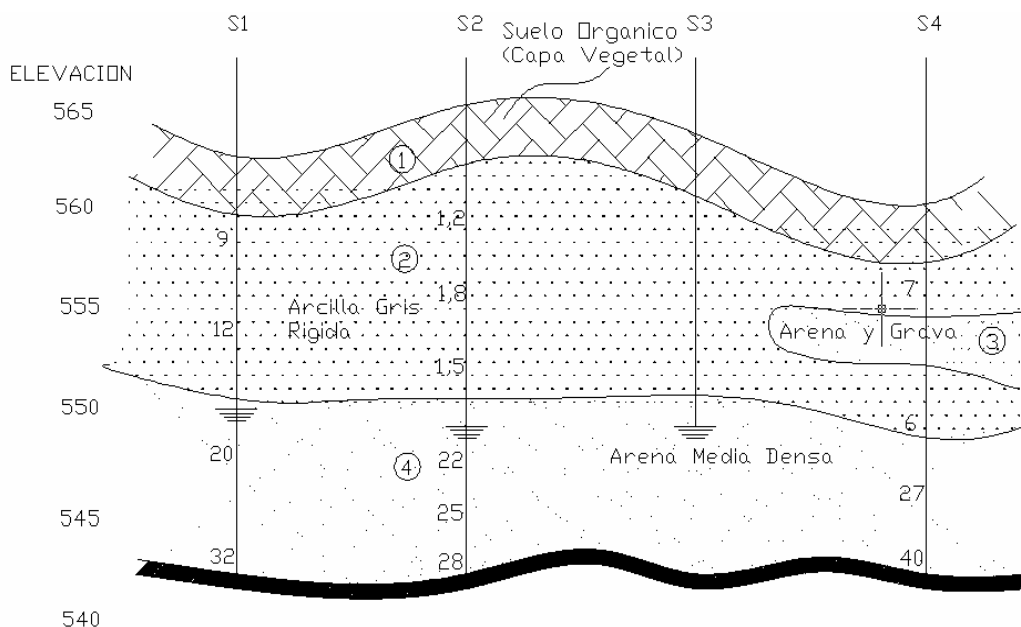
- a) Evaluación de las cargas aplicadas a nivel de la cimentación.

Deben considerarse dos tipos de carga:

- *Carga total*: la suma de la carga viva + carga muerta (según códigos) + carga de nieve + reacciones verticales de presiones laterales + subpresiones o fuerzas verticales hacia arriba.
- *Carga de servicio o de trabajo*: carga muerta + $\frac{1}{2}$ carga viva (para análisis de asentamientos).

b) Perfil estratigráfico.

Gráfica 1. Perfil estratigráfico.



Fuente: Los Autores

Debe conocerse la composición del perfil estratigráfico así como las características de los suelos que lo componen. Para ello se requiere la realización de un estudio de suelos mediante apiques y sondeos profundos que permitan la obtención de muestras suficientes para la determinación de las características de los suelos.

Para la realización de la exploración debe tener en cuenta la importancia de las cargas a aplicar al terreno con el fin de definir la profundidad de los sondeos.

La norma NSR-98 en su capítulo H.3 da una directriz para establecer el número de sondeos y la profundidad dependiendo de la complejidad del proyecto.

Tabla 1a. Categoría de la edificación - Edificios y Casas. Fuente NSR-98 cap H.3-2

Categoría Edificación	Edificios		Casas	
	Lote m2	No. Pisos	Lote Proyecto m2	No. de Unidades
Normal	100 a	4	< 1000	0 - 10
Intermedia	250 a	4 - 7	1000 –	10 - 100
Alta	1000 a 1500	8 - 14	5000 – 10000	100 - 500
Especial	1500	15	10000	500

Fuente NSR-98 cap H-3-3.

Tabla 1b. Complejidad del proyecto.

Categoría Edificación	Variabilidad del Subsuelo		
	Baja	Media	Alta
Normal	I	I	II
Intermedia	II	II	III
Alta	III	III	III
Especial	III	IV	IV

Fuente NSR-98 cap H-3-3.

Tabla 1c. Numero mínimo de sondeos n_s , y profundidad sugerida, por unidad básica de construcción.

Complejidad	Número mínimo de sondeos, n_s , y profundidad de los mismos			
	Construcción de Edificios	Profundidad (m)	Construcción de Casas	Profundidad (m)
I	3	15	3	6
II	4	20	4	8
III	5	25	5	10
IV	6	30	6	15

Fuente NSR-98 cap H-3-3.

c) Determinación del nivel freático máximo.

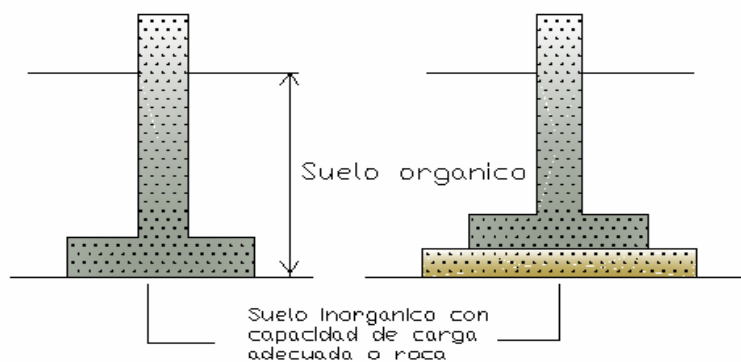
Se debe determinar no solo la posición del nivel de aguas subterráneas sino sus fluctuaciones estacionales. La posición del nivel freático y sus máximos niveles, es importante pues influye en la determinación de la profundidad de cimentación y la capacidad de carga que se debe atribuir al suelo de cimentación.

d) Determinación de la profundidad de cimentación.

La profundidad de cimentación debe ser producto del análisis de uno o varios de los aspectos que se tratan a continuación:

- Una cimentación nunca deberá ser colocada sobre o dentro de una capa de suelo orgánico, relleno de escombros y/o basuras o sobre una cimentación abandonada. Los suelos orgánicos y rellenos de escombros suelen ser materiales muy compresibles lo cual originarían asentamientos excesivos en la cimentación, mientras que el desconocimiento de las características de un cimiento abandonado puede generar dudas acerca de la real capacidad de carga del nuevo cimiento.

Grafica 2. Cimentación sobre suelo inorgánico.

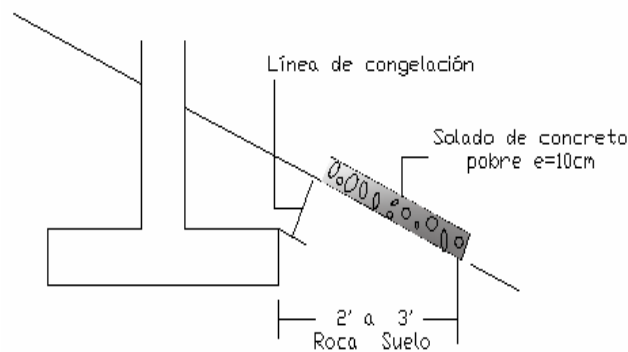


Fuente: Los Autores

- Los cimientos deben ser desplantados por debajo de la línea de congelación, la cual esta delimitada en códigos locales, según el lugar.

- En lo posible no deben colocarse cimentaciones sobre la superficie del terreno mismo, donde no hayan problemas de congelación y capacidad de carga. Por una parte, enterrar los cimientos proporciona un confinamiento lateral muy conveniente en caso de solicitaciones horizontales, y por otra parte, elimina las posibilidades de erosión debajo del cimiento.
- Las cimentaciones en taludes deben tener una protección mínima contra la erosión. En las vecindades del cimiento debe colocarse una protección de enrocado con mortero o un solado de concreto pobre.

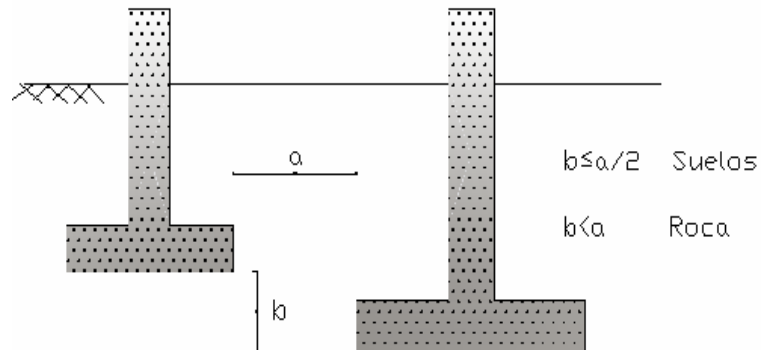
Grafica 3. Cimentación en talud.



Fuente: Los Autores

- La diferencia entre las profundidades de los cimientos no debe ser tan grande como para que se produzca una superposición de esfuerzos entre ellos. Mantenerlos a cierta distancia y profundidad permite que no se produzca perturbación del suelo cuando se excava el inferior. En general deben cumplirse las distancias mínimas que se muestran en la grafica 4.

Grafica 4. Separación mínima y profundidad entre cimientos.



Fuente: Los Autores

e) Determinación de la capacidad de carga del estrato de soporte.

f) Dimensionamiento.

El tamaño de las cimentaciones determinado por medio de la capacidad de carga admisible usualmente es satisfactorio siempre y cuando los asentamientos no sean excesivos. Algunos ingenieros tratan de minimizar los asentamientos diferenciales utilizando para ello una capacidad de carga promedio bajo carga de servicio, variando fundamentalmente la carga viva.

La carga de servicio o de trabajo es la carga que se espera actúe sobre la fundación durante el servicio normal de la estructura. En edificios ordinarios puede ser tomada como la carga muerta más la mitad de la carga viva.

En general el procedimiento es el siguiente:

$$QT = QM + QV$$

$$QS = QM + \frac{1}{2} QV$$

QT = Carga total.

QS = Carga de servicio.

QM = Carga muerta.

QV = Carga viva.

$$A = \frac{QT}{q_a}$$

q_a = Capacidad de carga admisible determinada.

A = Área de la zapata que soporta la mayor relación QV/QM.

$$q_d = \frac{QS}{A}$$

q_d = Capacidad de carga de diseño para todas las zapatas menos para la de mayor relación QV/QM

Área de las otras zapatas

$$A_z = \frac{QS}{q_d}$$

g) Verificación de los esfuerzos en las capas inferiores.

Calcular los incrementos de esfuerzos producidos por la colocación de la carga sobre el cimiento en las capas inferiores mediante cualquiera de los métodos de Newmark, Fadum, Janbú, etc. Y verificar si se producen grandes asentamientos totales o diferenciales que puedan comprometer el funcionamiento o seguridad de la superestructura.

h) Determinación de los asentamientos totales y diferenciales.

Los asentamientos totales son la resultante de los asentamientos inmediatos más aquellos producidos por el fenómeno de consolidación y son el producto de la colocación de una presión de contacto neta entre el cimiento y el suelo que la soporta.

- *Presión de contacto neta.*

Se conoce como presión de contacto neta a la presión real aplicada por el cimiento al suelo de soporte. Esta presión es la que debe usarse en el análisis de asentamientos, pues es el incremento real de presión el que produce las deformaciones de los suelos.

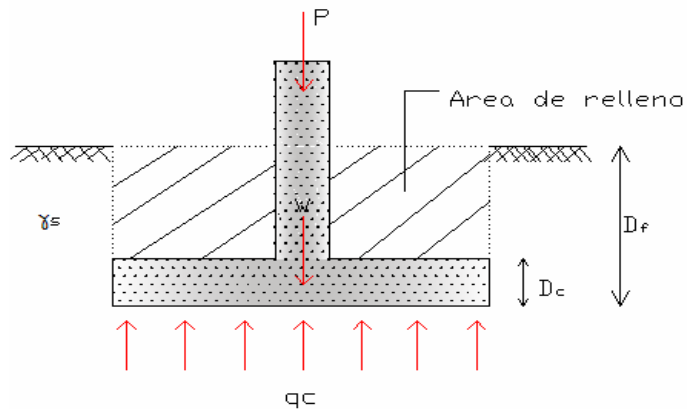
En general se puede decir que la presión de contacto es

$$q_c = \frac{P+W}{A_f}$$

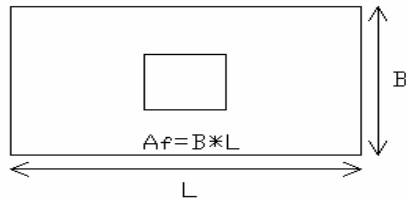
En la que P es la carga que trae el elemento vertical, W es el peso de la columna y A_f área de la zapata.

Para el caso de una cimentación por zapata aislada, como se muestra en la grafica 5, la presión de contacto total es:

Grafica 5. Presiones de contacto en la zapata.



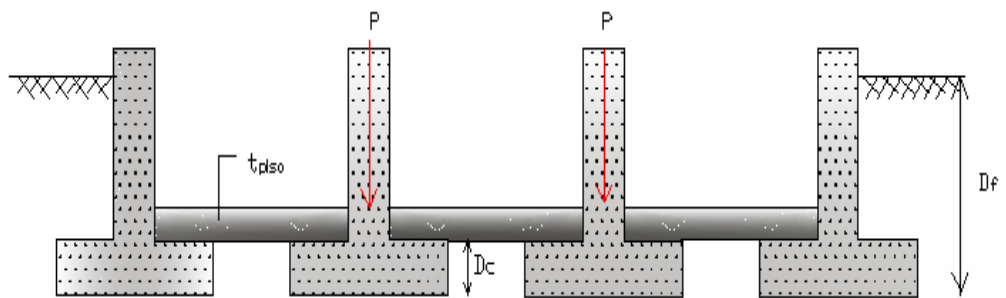
Fuente: Los Autores



$$q_c = (D_f - D_c)\gamma_s + \gamma_c D_c + \frac{P}{A_f}$$

Y para el caso de una cimentación por zapatas de un sótano, como se muestra en la grafica 6, la presión de contacto es:

Grafica 6. Presión de contacto para zapatas en la construcción de sótanos.



Fuente los autores.

$$q_c = t\gamma_c + D_c * \gamma_c + \frac{P}{A_f}$$

$$q_{c.neto} = q_c - \gamma_s(D_f)$$

Observando la ecuación vemos que es posible llegar a un valor de $q_{c.neto}=0$, en el cual es posible esperar asentamientos nulos, o sea $p=0$.

En realidad, en un caso como el que se muestra, es posible llegar a $q_{c.neto}=0$, haciendo D_f tan grande como se desee hasta llegar a:

$$q_{c.total} = \gamma_s(D_f)$$

Este tipo de cimentaciones son llamadas *Flotantes* o *compensadas*.

o *Dimensionamiento de cimentaciones para asentamientos iguales.*

En el dimensionamiento de las cimentaciones para una misma estructura, es necesario tener en cuenta el problema de los asentamientos diferenciales; por lo tanto hay necesidad de diseñar o dimensionar tratando de llegar a asentamientos diferenciales lo más pequeños posibles.

Basados en la teoría de la elasticidad el asentamiento inmediato de una cimentación sobre suelo arcilloso está dada por:

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

Donde ρ es el asentamiento inmediato, q es la presión de contacto, B menor dimensión de la zapata, ν la relación de poissón, E_s el modulo de elasticidad del suelo e I_w es el coeficiente de influencia para asentamientos f (forma, profundidad, etc.).

Para una zapata cualquiera:

$$\rho_1 = q_1 * B_1 \frac{(1-\nu^2)}{E_s} * I_{w1}$$

Para otra zapata:

$$\rho_2 = q_2 * B_2 \frac{(1-\nu^2)}{E_s} * I_{w2}$$

Para asentamientos iguales; igualando $\rho_1 = \rho_2$, se tiene

$$q_1 B_1 I_{w1} = q_2 B_2 I_{w2}$$

Y si las zapatas son de la misma forma:

$$q_1 B_1 = q_2 B_2$$

Esta ecuación sería correcta si el módulo de elasticidad fuera constante con la profundidad; no obstante, en la mayoría de los casos varía; por lo tanto, Terzaghi y Rech (1967) proponen para suelos granulares la siguiente ecuación:

$$q_2 = q_1 \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^2 \left(\frac{B_2 + 1}{B_1 + 1} \right)^2$$

Para dimensionar cimentaciones en arcilla se propone:

- ❖ Arcillas no saturadas cuyo módulo de elasticidad crece con la profundidad, se usa la ecuación anterior.
- ❖ Arcillas no saturadas cuyo módulo de elasticidad es constante con la profundidad.

$$q_2 = q_1 * \left(\frac{B_1}{B_2} \right)$$

- ❖ Estrato de arcilla saturada bajo la cimentación. En este caso se hace necesario calcular asentamientos según tamaño de la cimentación, graficarlos e interpolar el tamaño de la cimentación para un asentamiento especificado. La solución es aplicable para cada carga, lo que se requeriría una solución individual para cada zapata cuya carga difiera apreciablemente.

El método consiste en lo siguiente:

La ecuación básica de asentamientos en arcillas es

$$\rho_c = \frac{C_c * H}{1 + e_o} * \log\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o}\right)$$

donde e_o es la relación de vacíos inicial, C_c índice de compresión, H espesor del estrato arcilloso, σ_o esfuerzo inicial vertical a la profundidad media del estrato arcilloso y $\Delta\sigma$ incremento de presión en el suelo debido a la cimentación en la profundidad z .

Podemos escribir:

$$\log\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o}\right) = \left(\frac{1 + e_o}{C_c * H}\right) \rho_c$$

$$\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o}\right) = 10^{\left(\frac{1 + e_o}{C_c * H}\right) \rho_c} \quad \longrightarrow \quad m = \left(\frac{1 + e_o}{C_c * H}\right)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_o (10^m - 1)$$

En un problema determinado σ , m , ρ pueden ser predeterminados según la geometría del problema y los datos del suelo. Los incrementos de presión pueden ser calculados de acuerdo con las graficas de Newmark, fadum, Jambú, etc.

❖ Límites de asentamientos

La norma sismo-resistente NSR-98 limita los asentamientos a los siguientes valores:

Asentamientos totales.

- Para construcciones aisladas, 30 cm, siempre y cuando no se afecte la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

- Para construcciones entre medianeros, 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas¹.

Asentamientos diferenciales

Son limitados de acuerdo con la siguiente tabla, expresado en función de l, distancia entre apoyos o columnas consecutivas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla 2. Valores máximos de asentamientos diferenciales permisibles en edificaciones.

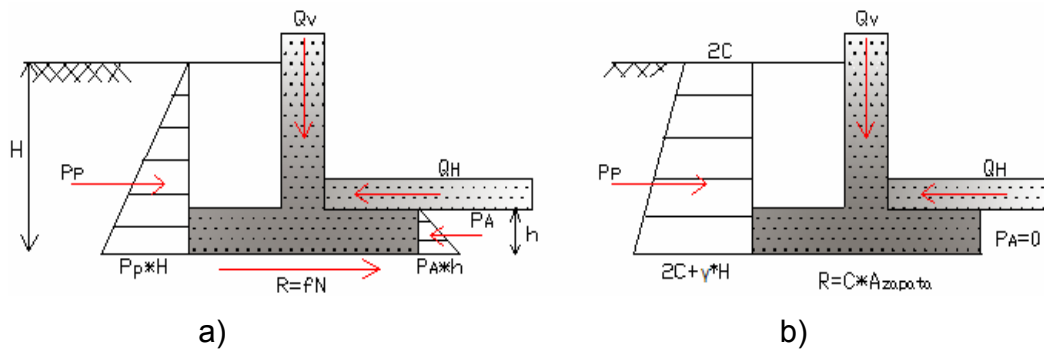
TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δmáx.
Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/1000
Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	L/500
Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
Edificaciones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

Fuente: Los Autores

- i) Chequeos de estabilidad.
 - o Contra fuerzas horizontales

¹ NSR 98, Normas Colombianas de diseño y construcción sismo resistente, Título H.4.1.9.2, Pág. H.22

Grafica 7. a) suelo granular. b) suelos cohesivos.

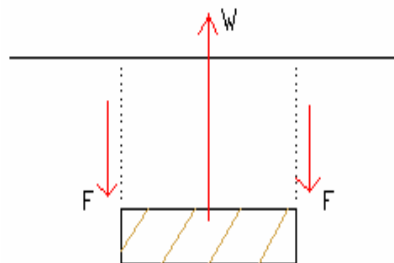


Fuente: Los Autores

El factor de seguridad es el siguiente:

$$F.S = \frac{P_P - P_A + R}{Q_H}$$

- o Contra fuerzas verticales hacia arriba



$$\text{Capacidad} = W + F$$

$$F = P_o * f(\text{Arena})$$

$$F = C * A_L(\text{Arcilla})$$

Donde P_o es el empuje en reposo y $f=0,35-0,55$.

j) Diseño de los cimientos

Deben realizarse de acuerdo con las normas vigentes, en este caso siguiendo los alineamientos de la NSR-98.

k) Obras adicionales

Debe verificarse la necesidad de obras adicionales para garantizar la estabilidad de las cimentaciones, tales como sistemas permanentes de drenaje, impermeabilizaciones, etc.

2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.1 ZAPATAS AISLADAS.

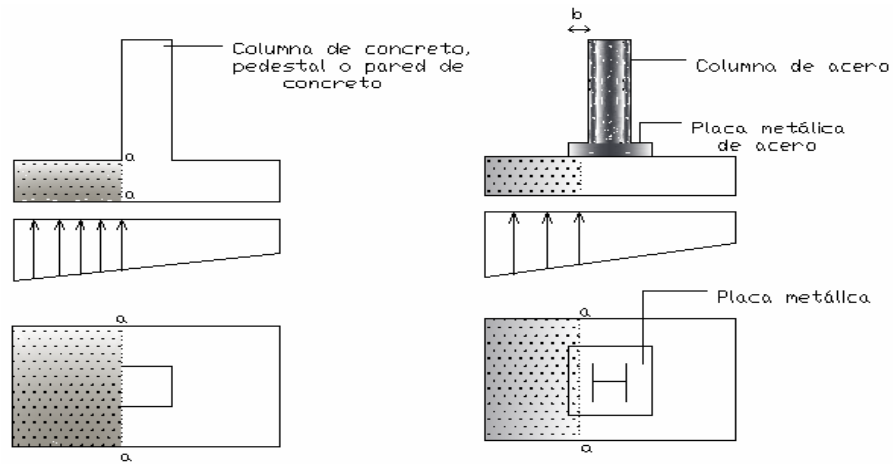
Una zapata aislada es utilizada para el soporte de cargas de una sola columna. Este tipo de zapatas es comúnmente el mas utilizado, especialmente cuando las cargas son relativamente pequeñas y las columnas están alejadas entre si.

Las zapatas aisladas generalmente proporcionan la solución más económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas son comúnmente *cuadradas* en planta pero también pueden ser *rectangulares* o *circulares*. Las zapatas rectangulares se usan cuando el espacio disponible o las secciones transversales de las columnas son marcadamente rectangulares. Si es posible la construcción de una zapata cuadrada, ésta es preferible a una rectangular, ya que requiere menos material lo cual va a disminuir los costos y será mas fácil de construirla.

2.1.1 Criterios Para Diseño Estructural.

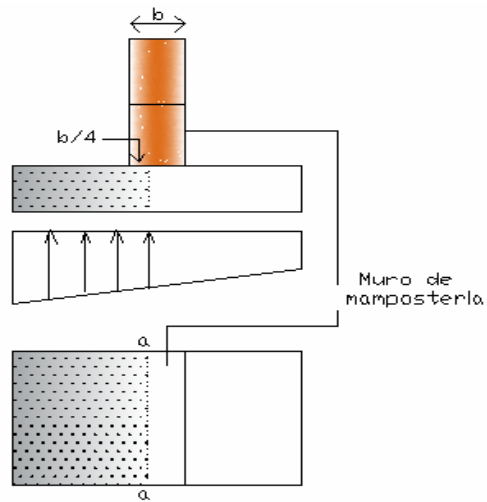
- Chequeo de Momento Flector

Grafica 8. Momento flector. a) columna de concreto. b) columna de acero. c) muro de mampostería.



a)

b)



c)

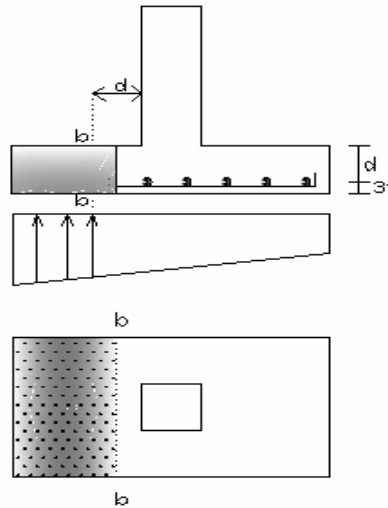
Fuente: Los Autores

$$M_U = \phi * f_y * A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

- o Chequeo de cortante

Grafica 9. Chequeo cortante.



Fuente: Los Autores

Chequeo a una distancia $d/2$

$$v_c = 4\phi\sqrt{f'c}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd}$$

Chequeo de cortante a una distancia d

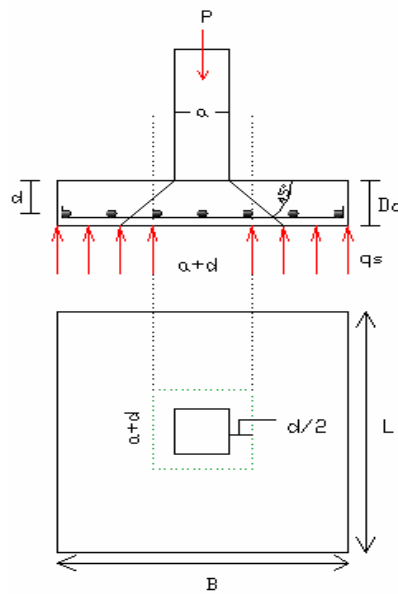
$$v_c = 2\phi\sqrt{f'c} \longrightarrow \phi = 0,85$$

✚ Determinación del espesor de la zapata.

El valor de d debe obtenerse de tal manera que por si solo sea suficiente para satisfacer las necesidades de punzonamiento diagonal. La sección critica para

cortante por punzonamiento esta situada a $d/2$ de la cara de la columna de tal manera que:

Grafica 10. Determinación espesor de la zapata..



Fuente: Los Autores

La resistencia al corte de la sección que se toma es

$$4(a+d)d*v_c$$

Y la fuerza neta debido a la carga en la zapata (área fuera de la sección) es:

$$A_c a - (a+d)^2 q_s$$

$$q_s = q_a * \frac{Pu}{P}$$

Donde q_s es la presión última equivalente.

Igualando las ecuaciones:

$$A_f q_s - (a+d)^2 q_s = 4(a+d)d v_c$$

Desarrollando se llega a:

$$d^2 \left(v_c + \frac{q_s}{4} \right) + d \left(v_c + \frac{q_s}{2} \right) a = (A_f - A_{col}) \frac{q_s}{4}$$

Y si la columna tuviera sección circular:

$$d^2 \left(v_c + \frac{q_s}{4} \right) + d \left(v_c + \frac{q_s}{2} \right) a = (A_f - A_{col}) \frac{q_s}{\pi}$$

2.2 ZAPATAS COMBINADAS.

Se acostumbra usar las zapatas combinadas a lo largo de los muros de los edificios en los linderos de la propiedad, donde las zapatas aisladas no pueden prolongarse fuera de los límites de la estructura².

Para una zapata combinada es necesario uniformidad en la reacción del suelo.

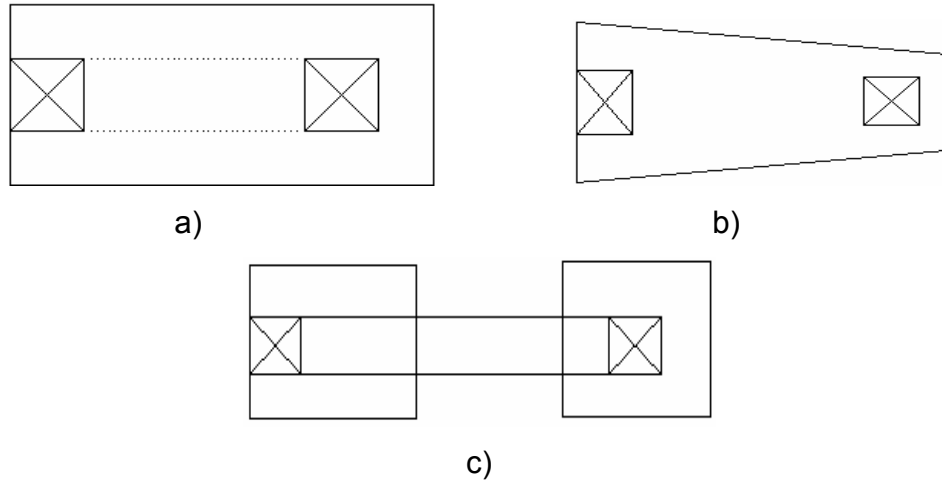
Las zapatas combinadas nacen de la necesidad de colocar dos o mas cargas sobre una misma zapata por cualquiera de las siguientes razones:

- a) Insuficiente área cerca a la línea de propiedad, lo cual hace con que una zapata aislada trabaje con una excentricidad exagerada.
- b) Cuando las cargas en las columnas o las condiciones del suelo sean tales que resulte una superposición de áreas de zapatas.

² Peck, Hanson y Thornburn. Ingeniería de Cimentaciones, Limusa Noriega Editores, pág. 223.

En el primer caso puede producirse una rotación de la zapata debido a una gran concentración de esfuerzos, asentamientos diferenciales o presentarse esfuerzos mayores que los admisibles.

Grafica 11. Tipos de zapatas: a) Rectangulares b) Trapezoidal c) Amarradas.



Fuente: Los Autores

Los tipos de zapatas combinadas se originan cuando la posición de la reacción ($\bar{x}+a$) se localiza en los siguientes puntos, donde a es la mitad del ancho de la columna.

a) Si $\bar{x}+a = L/2$

Se adopta zapata rectangular.

b) Si $L/3 < \bar{x}+a < L/2$

Se puede adoptar zapata rectangular si no hay restricción en el sentido longitudinal y zapata Trapezoidal si hay restricciones.

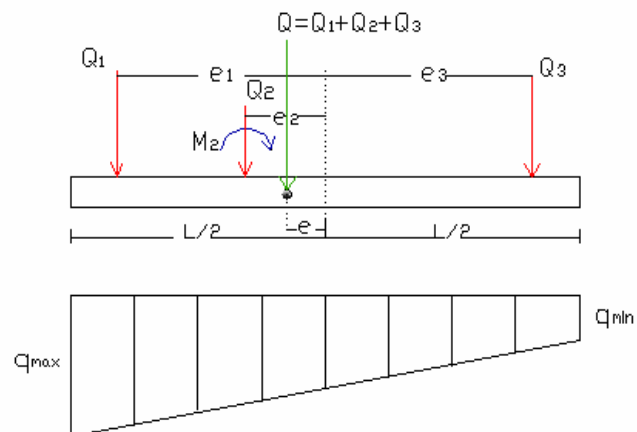
c) $\text{Si } \bar{x} + a \leq L/3$

Se requiere un cimiento con viga de enlace.

En general el diseño es hecho de una manera similar a una cimentación aislada.

- i. Debe localizarse el punto de aplicación de la resultante de todas las cargas en la zapata, con lo cual se determina la distribución de presión por unidad de longitud de la zapata.
- Si la resultante cae en el centro de la zapata, la distribución es uniforme.
 - Si no cae en el centro, la distribución no es uniforme y será de la forma:

Grafica 12. Distribución de cargas sobre la zapata.



a)
$$e = \frac{Q_1 e_1 + Q_2 e_2 - Q_3 e_3 - M_2}{Q}$$

Si $e \leq \frac{L}{6}$, $\rightarrow q = \frac{\sum Q}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$

b) Si $e > \frac{L}{6}$, $\rightarrow q_{\max} = \frac{2\sum Q}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)}$

ii. Se convierten las cargas a cargas ultimas mediante:

$$Q_u = 1.4CM + 1.7CV$$

Y se calcula una capacidad de carga última equivalente, así:

$$q_{ult.equiv} = \frac{\sum Q_u}{L} \pm \frac{6\sum Q_u \cdot e}{L^2}$$

iii. Con base en $q_{ult.equiv}$ se trazan diagramas de cortante y de momentos flectores considerando las columnas como cargas puntuales.

iv. Se determina la altura de la zapata D_c , tal que satisfaga las siguientes dos condiciones de esfuerzos de corte:

a) Cortante de una sección a todo lo ancho de la zapata, el cual es medido a una distancia (d) de la cara de la columna.

En este caso como:

$$V_c = 2\phi\sqrt{f_c}, \phi = 0.85$$

$$V_u = \frac{Vu}{bd}$$

Donde b es el ancho de la zapata.

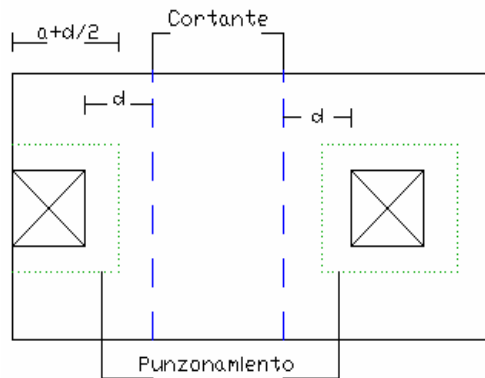
b) Punzonamiento.

Basado en:

$$V_c = 4\phi\sqrt{f'_c}, \phi = 0.85$$

$$V_u = \frac{Vu}{b_0d}, b_0 = \text{perimetro}$$

Grafica 13. Punzonamiento en la zapata.



Fuente: Autores

v. Con D_c establecida, se encuentra el refuerzo por flexión en la dirección longitudinal como:

$$Mu = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c * b}$$

$$d = D_c - 3" - \frac{1}{2}(d_h)$$

Donde d_h es el diámetro de la varilla.

- vi. Determine el esfuerzo por flexión en la dirección transversal (corta) considerando que cada columna es soportada por una viga ficticia de ancho:

$$W_i = a + d \quad \text{Para columnas interiores.}$$

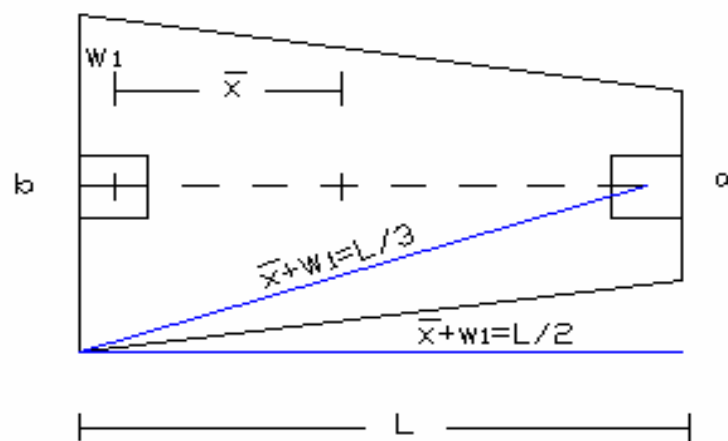
$$W_i = a + d \quad \text{Para columnas exteriores.}$$

2.2.1 Zapatas Trapezoidales.

Cuando una columna de borde tiene una carga mucho mayor que la interior adyacente, y por alguna razón es necesario colocar las dos columnas sobre la misma zapata, resulta una zapata combinada trapezoidal si se desea tener una distribución uniforme debajo de la zapata.

Según la intensidad de las cargas, es posible esperar una de las siguientes condiciones:

Grafica 14. Posible condición según intensidad de carga.



Fuente: Autores

a) Si $\bar{x} + a \leq L/3$

En este caso, el área resultante será un triángulo y no quedará área para la columna interior. Teóricamente no habría solución de este tipo si se busca presión uniforme debajo de la zapata; mas bien tenga lugar a otro tipo de zapata que veremos mas adelante (*Zapatas amarradas*).

b) Si $\bar{x} + a = L/2$

Resulta obviamente en una zapata rectangular.

c) Si $L/3 < \bar{x} + a < L/2$

Resulta en una zapata trapezoidal.

De la grafica 2.2.1a llamemos:

$$x = \bar{x} + w_1$$

De las propiedades del trapecio, tenemos:

$$x = \frac{L}{3} \left(\frac{2b+a}{a+b} \right)$$

Área del trapecio:

$$A = \frac{(a+b)}{2} * L$$

La presión del suelo es uniforme si:

$$\sum V = q * A$$

Resolviendo simultáneamente estas ecuaciones se determinan las dimensiones de la zapata.

2.2.2 Zapatas Amarradas.

Resulta de una condición en la cual la resultante entre dos columnas cae fuera del tercio central entre ellas, o sea:

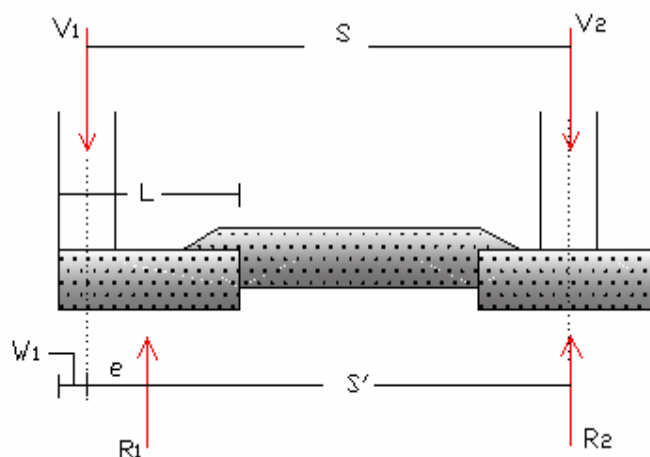
$$\bar{x} + w_1 < L/3$$

La función del amarre es transmitir o distribuir el momento de una columna exterior.

La viga de amarre debe diseñarse de manera que no haya contacto con el suelo en su parte volada; es decir, no hay presión del suelo debajo de la viga.

Para diseñar primero es necesario dimensionar las zapatas, asumiendo distribución uniforme de la presión del suelo; esto es R_1 y R_2 actúan en el centroide de la zapata (grafica 15).

Grafica 15. Distribución uniforme de presiones en el suelo.



Fuente: Autores

Tomando el momento con respecto a V_2 :

$$R_1 = V_1 \left(\frac{S}{S'} \right)$$

Y de $\Sigma F_v = 0$ tenemos:

$$R_2 = V_1 + V_2 - R_1$$

Obsérvese que es posible inducir un error en los valores de R_1 y R_2 , dependiendo del valor de e (deberá adoptarse), dado que

$$L = 2(e + w_1)$$

El ancho puede calcularse como:

$$B = \frac{R_1}{L * q_a}$$

El desarrollo de esta formulación implica la rotación de un cuerpo rígido; o sea, el tratamiento de zapata y viga de amarre como un solo cuerpo rígido. Bajo la siguiente consideración:

$$\frac{I_{viga. amarre}}{I_{zapata}} > 2$$

La rigidez máxima se logra haciendo la viga de amarre de columna a columna. Es aconsejable dimensionar las zapatas de manera que exista control de asentamientos diferenciales.

2.3 CIMENTACIONES POR PLACA.

Es una cimentación que transmite las cargas de varias columnas o todas las cargas del edificio al subsuelo.

Son usadas generalmente cuando el suelo es de pobre capacidad de carga, o cuando las cargas son tales que mas del 50% del área del edificio es cubierto por las cimentaciones.

Las placas de cimentación pueden ser soportadas por pilotes bajo ciertas circunstancias tales como nivel freático alto, suelo muy malo, o cuando es particularmente importante controlar asentamientos y el proyectista tiene dudas acerca de la respuesta del suelo.

2.3.1 Estabilidad y Asentamientos.

Una cimentación por placa debe satisfacer los requisitos básicos de toda cimentación:

✚ Capacidad de carga suficiente

Puede ser evaluada mediante procedimientos teóricos o a partir de resultados de ensayos de campo como el SPT y el CPT.

$$q_{ult} = cNc + qNq + 0.5\gamma BN\gamma$$

$$q_a = \left(\frac{N}{4}\right)Kd * Sa \rightarrow (SPT)$$

$$q_a = \left(\frac{q_c}{12}\right)\left(B + \frac{1}{B}\right)Kd \rightarrow (CPT)$$

✚ Asentamientos mínimos

Los asentamientos $3.0 < Sa < 8.0cm$ dependen de:

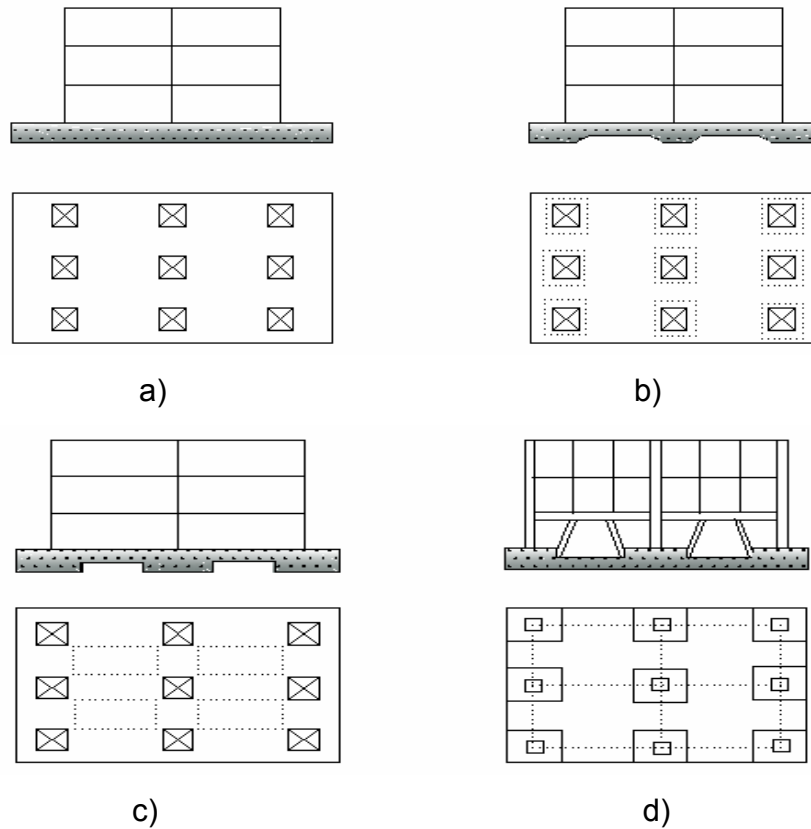
- Rigidez relativa placa estructural-suelo.
- Tipo de suelo.

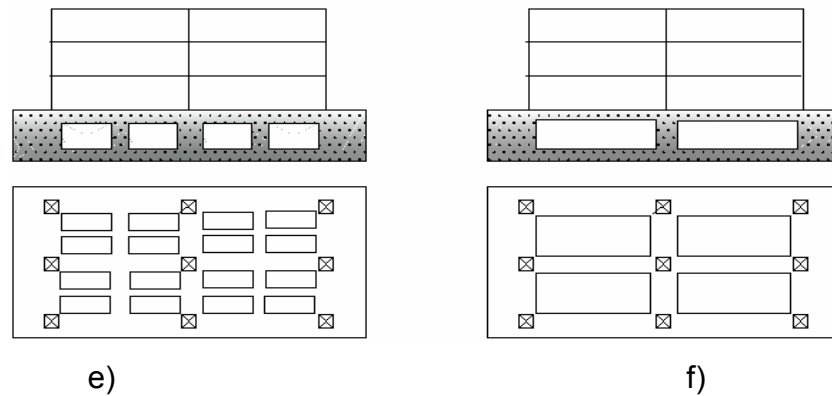
- c. Profundidad del estrato compresible.
- d. Homogeneidad o no homogeneidad del suelo.
- e. Método constructivo.
- f. Profundidad de cimentación (hinchamiento por excavación y recompresión).

2.3.2 Tipos De Cimentaciones Por Placa.

Grafica 16. Tipo de cimentaciones por placa: a) Maciza. b) Con pedestal invertido. c) Vigas ambos sentidos. d) Maciza con pedestales. e) Celulado.

f) Muros





Fuente: Autores

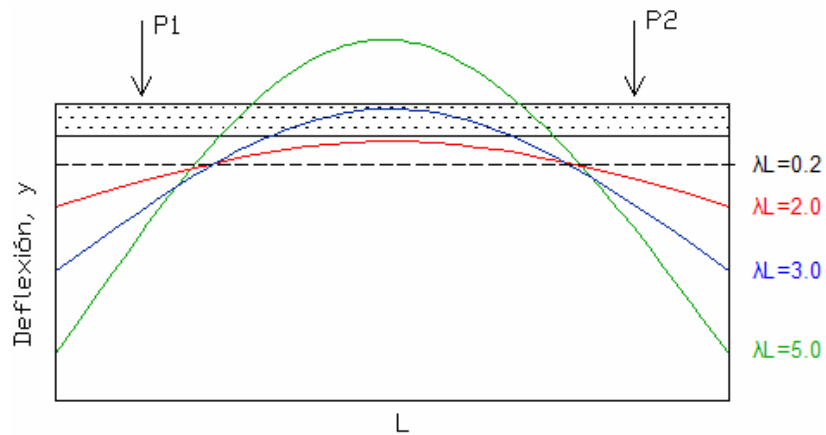
2.3.3 Rigidez De Zapatas Continúas.

Los análisis convencionales de cimentaciones, usan en general, el concepto de una fundación rígida.

Borowicka (1936) ha demostrado que esta consideración lleva a una distribución no uniforme de la presión de contacto. En realidad para tener una presión de contacto uniforme $q=P/A$ se requiere una zapata o cimentación muy flexible.

Ahora si se acepta el suelo siendo un medio elástico, los asentamientos de una cimentación rígida serán uniformes y la de una fundación flexible serán no uniformes.

Grafica 17. Rigidez de zapatas continuas. Borowicka (1936)



Fuente: Autores

$$\lambda L = L \sqrt{\frac{K_s \cdot B}{4EI}}, B, E, I \rightarrow \text{Zapata}$$

$\lambda L < 0.8$ El elemento es rígido

$0.8 < \lambda L < 3.0$ El elemento es intermedio

$\lambda L > 3.0$ El elemento es flexible

- Es decir un miembro rígido estaría caracterizado por altos momentos flexionantes y deflexiones pequeñas y uniformes.
- Un miembro intermedio, tiene valores de momentos y deflexiones intermedias.
- Un miembro flexible tiene unos momentos flexionantes y deflexiones muy grandes en las vecindades de las cargas.

2.3.4 Solución Clásica De Una Viga Sobre Una Fundación Elástica.

Dado que el suelo, considerado un medio lineal elástico, es un medio continuo, el comportamiento de una viga apoyada sobre este medio, puede ser representado por la función:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = Ks^* y = q$$

Lo cual es una ecuación diferencial lineal de cuarto orden y cuya solución general es de la forma:

$$y = e^{\lambda x} (A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (C \cos \lambda x + D \sin \lambda x)$$

Donde

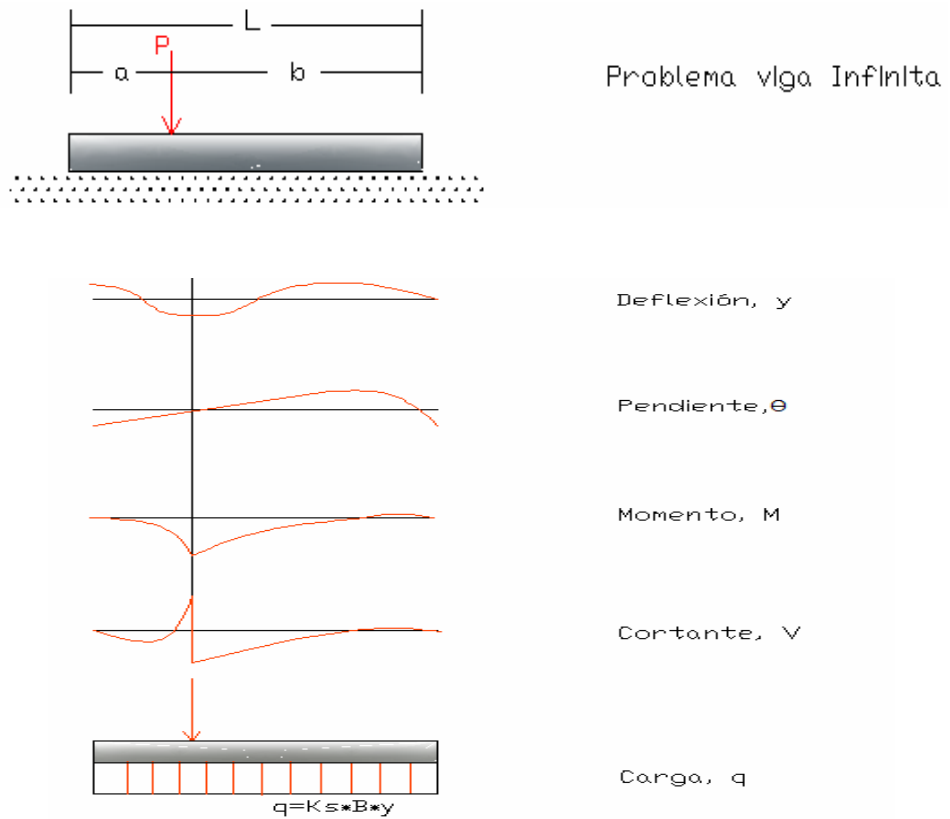
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Ks^* B}{4EI}}$$

En cada caso debe determinarse los coeficientes A,B,C y D mediante condiciones de frontera.

2.3.5 Solución Clásica Para Una Viga Infinita.

El problema clásico de una viga infinita se plantea de una forma general para un a carga puntual colocada en un punto cualquiera de la viga, en la que se estudian los siguientes factores (grafica 18.)

Grafica 18. Planteamiento clásico de una viga infinita



Fuente: Autores

2.3.6 Solución Matemática Para Una Viga Infinita.

Para el caso particular de una viga infinita con carga concentrada en el centro, se obtienen las siguientes soluciones matemáticas:

$$y = \frac{P\lambda}{2K_s^* B} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \operatorname{sen} \lambda x)$$

$$\theta = \frac{P\lambda^2}{K_s^* B} e^{-\lambda x} \operatorname{sen} \lambda x$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \operatorname{sen} \lambda x)$$

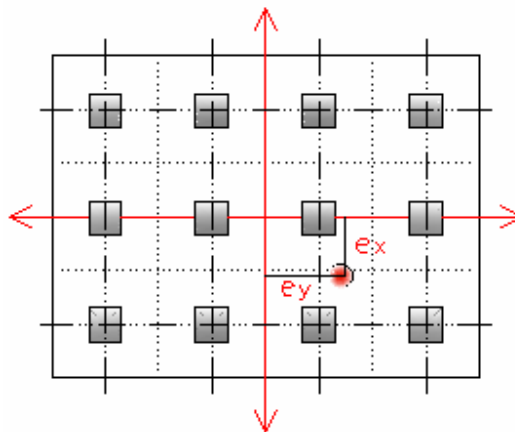
$$V = -\frac{P}{2} e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$

2.3.7 Solución Para Una Viga Finita.

Con una carga concentrada en cualquier punto sobre la viga se tiene:

$$Y = \frac{p\lambda}{K_s B (\operatorname{senh}^2 \lambda L - \operatorname{sen}^2 \lambda L)} \left\{ \begin{array}{l} 2 \cosh \lambda x \cos \lambda x (\operatorname{senh} \lambda L \cos \lambda a \cosh \lambda b - \operatorname{sen} \lambda L \\ \cosh \lambda a \cos \lambda b) + (\cosh \lambda x \operatorname{sen} \lambda x + \operatorname{senh} \lambda x \cos \lambda x) \\ \left[\operatorname{senh} \lambda L (\operatorname{sen} \lambda a \cosh \lambda b - \cos \lambda a \operatorname{senh} \lambda b) + \right. \\ \left. \operatorname{sen} \lambda L (\operatorname{senh} \lambda a \cos \lambda b - \cosh \lambda a \operatorname{sen} \lambda b) \right] \end{array} \right\}$$

2.3.8 Análisis Y Diseño.



Se asume diagrama de presiones lineal en la base de la placa, calculada como:

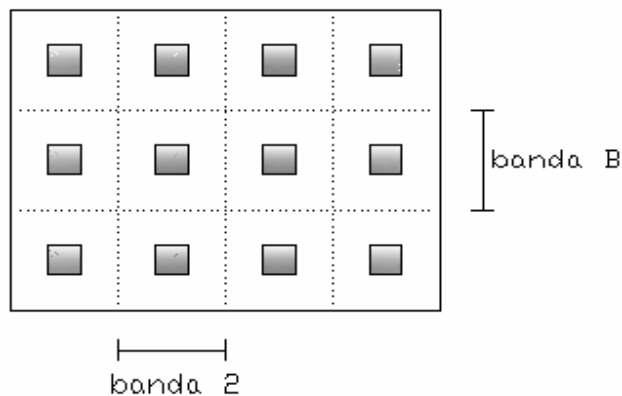
$$q = \sum P \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x x}{I_y} \pm \frac{e_y y}{I_x} \right)$$

Donde A es el área de la placa, I_x e I_y el momento de inercia con respecto a los ejes x y y del área de la placa, x y y coordenadas de un punto considerado y e_x, e_y excentricidades con respecto a x y y .

La placa es analizada como un todo en cada una de las direcciones perpendiculares, de tal manera que la fuerza cortante adecuada en cualquier sección es igual a la suma aritmética de las fuerzas cortantes parciales y los momentos totales igualmente.

La placa puede ser dividida en fajas o bandas perpendiculares entre si como se muestra en la grafica 19.

Grafica 19. Placa dividida en bandas.



Fuente: Autores

Se determina la distribución de las cargas sobre cada una de las bandas y se diseñan en ambas direcciones las bandas mas cargadas. El diseño es ampliado para toda la placa en cada una de las direcciones.

Este método aproximado es aplicable cuando las cargas y espacios entre columnas no varíen en más del 20%.

Para los momentos es muy común no usar momentos menores a:

$$M = \frac{1}{10} wL^2$$

Por ser un coeficiente conservador, donde L= es la luz media entre las luces adyacentes para las columnas intermedias ó el espacio entre columnas para el momento en la mitad de la luz.

2.4 CIMENTACIONES COMPENSADAS.

El principio en que se basan estas cimentaciones es sencillo, se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada sea igual al peso de la estructura, de manera que a nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la sustitución efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la original existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata.

Las cimentaciones compensadas son utilizadas particularmente para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga.

La presión neta promedio sobre el suelo es:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Para no tener incremento de la presión neta del suelo sobre un suelo bajo una cimentación compensada q debe ser cero. Entonces

$$D_f = \frac{Q}{\gamma A}$$

La relación para D_f se denomina la profundidad de una losa totalmente compensada.

También existe la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de esta lo permitan.

3. CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.1 PILOTES.

Los pilotes son una de las técnicas más antiguas para superar las dificultades de cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común eran zapatas continuas, y solo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes³.

Inicialmente los pilotes eran de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse.

Con la demanda de estructuras pesadas en sitios de terreno blando, nace el pilote de concreto que era capaz de soportar compresiones y tensiones mayores, su forma estructural se puede diseñar y construir de diferentes maneras, estas dependiendo del tipo de terreno y de las cargas de hincamiento.

El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los suelos⁴.

³ Becerra y Gómez, Estado del Arte en el análisis y procesos constructivos de cimentaciones profundas, Tesis de grado, pág. 18.

⁴ Becerra y Gómez, Estado del Arte en el análisis y procesos constructivos de cimentaciones profundas, Tesis de grado, pág. 19

3.1.1 Clasificación De Los Pilotes.

Los pilotes nacen con la necesidad de trasladar cargas situadas en la base de las estructuras a profundidades competentes que sean capaces de soportar estas presiones.

Su clasificación depende de ciertos criterios tales como: tipo de material, función del pilote a utilizar y forma constructiva.

a) Tipo de material.

Pilotes de madera.

La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Se denominan de la siguiente manera:

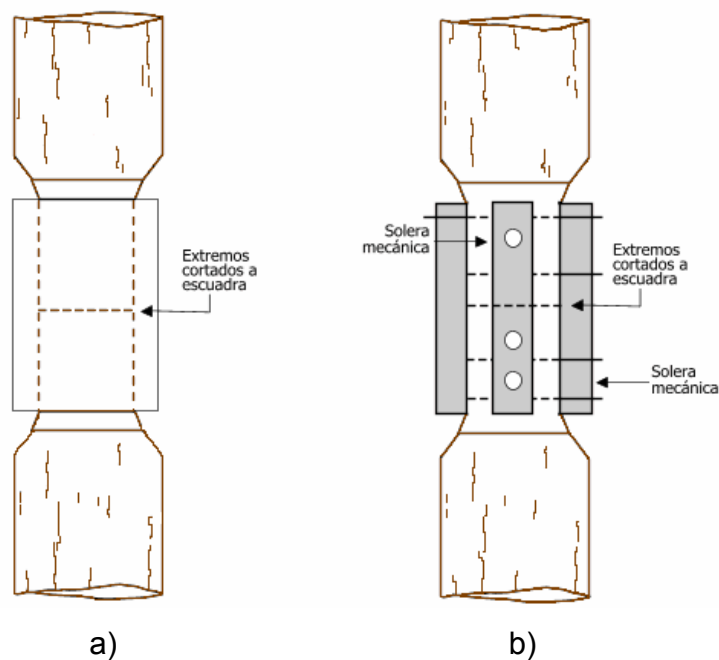
- Pilotes clase A, que están sometidos a cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe estar alrededor de 356mm.
- Pilotes clase B se usan para tomar cargas medias. Con un diámetro mínimo del fuste alrededor de 220 mm.
- Pilotes de clase C, se usan para trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote esta debajo del nivel freático. El diámetro del fuste esta alrededor de 305mm.

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos al hincarse, por lo tanto su capacidad se limita a aproximadamente 23 – 30 toneladas. Se deben usar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote (en el fondo). La parte superior de los pilotes de madera también podría dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o cabeza. Debe evitarse el empalme de los

pilotes de madera, particularmente cuando se espera que tomen cargas de tensión o laterales.

Sin embargo, si el empalme es necesario, éste se hace usando mango de tubo (grafica 20a) o soleras metálicas con tornillos (grafica 20b). La longitud del mango de tubo debe ser por lo menos de cinco veces el diámetro del pilote. Las porciones empalmadas deben recortarse cuidadosamente para que queden estrechamente ajustadas dentro de los mangos o camisas de tubos. En caso de soleras metálicas con tornillos, los extremos al tope deben también recortarse a escuadra y los lados de las porciones empalmadas deben ser recortadas planas para el buen asiento de las soleras⁵.

Grafica 20. a) Mangos tubulares. b) solera metálica y tornillos.



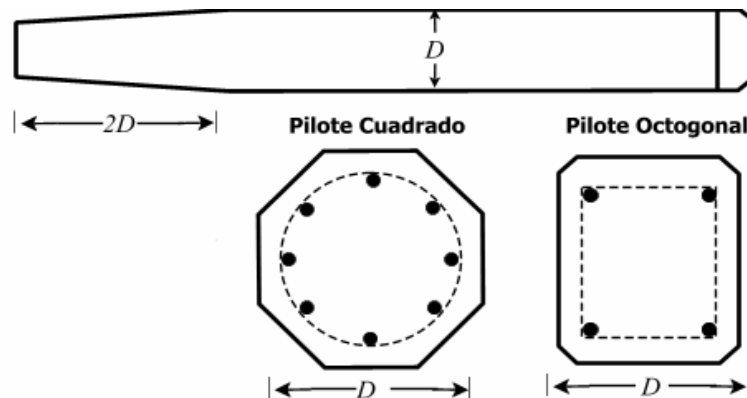
Fuente Braja M. Das.

⁵ Becerra. Gómez, Estado del Arte en el análisis y procesos constructivos de cimentaciones profundas, Tesis de grado, pág. 20.

 *Pilotes de concreto.*

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías: (a) pilotes prefabricados y (b) colados in situ. Los prefabricados se construyen usando refuerzo ordinario, con sección transversal. Se diseña para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral, si la tuviere.

Grafica 21. Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario



Fuente Braja M. Das.

Los pilotes son fabricados y curados antes de transportarlos al sitio de trabajo. Los pilotes colados in situ se instalan de la siguiente manera, se perfora un agujero en el terreno y este se llena con concreto. Varios tipos de pilotes de concretos in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes.

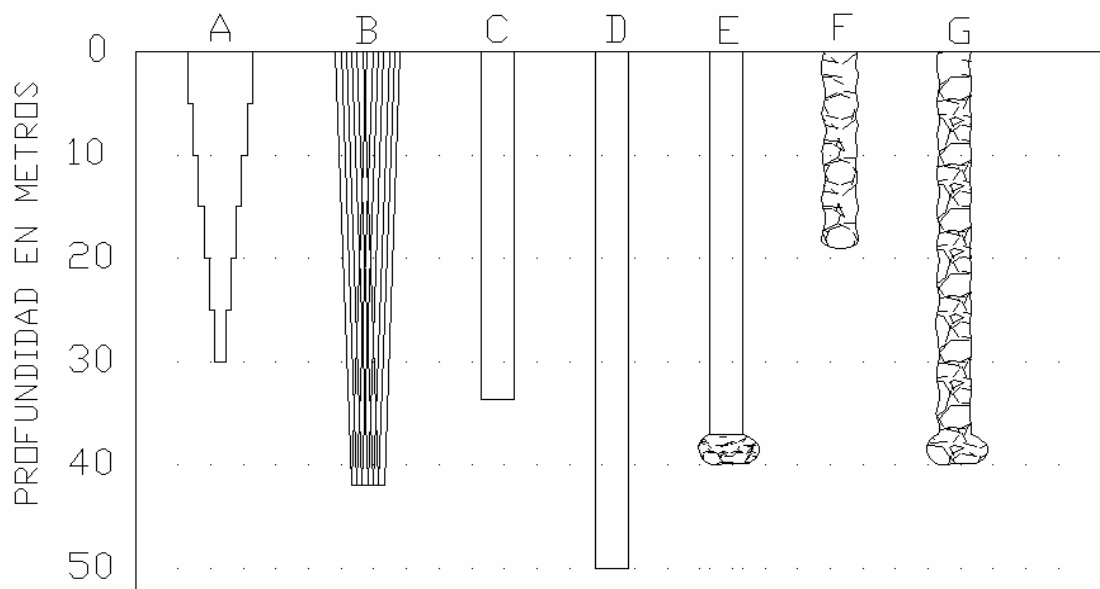
Esos pilotes se dividen en dos amplias categorías: (a) ademados o revestidos y (b) no ademados. Ambos tipos tienen un pedestal en el fondo. Los ademados o revestidos (también de usa el término “encamisado”), se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando

el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto.

Las graficas A, B, C y D muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal, la figura E muestra un pilote ademado con un pedestal consistente en un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

La graficas F y G son dos tipos de pilote sin ademe, uno con pedestal y el otro sin él. Los pilotes no ademados se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente.

Grafica 22. Pilotes de concreto colocados en situ



. Fuente Braja Mc Das.

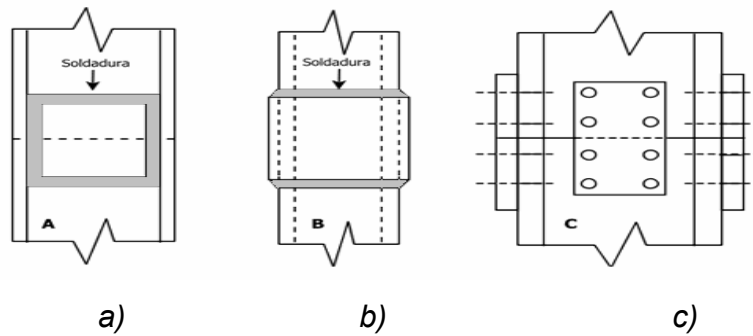
Tabla 3. Clasificación y profundidades de pilotes.

Figura	Nombre del Pilotes	Tipo de Ademe	Profundidad usual máxima del pilote	
			(pies)	(metros)
A	Raymond Step-Taper	Ademe corrugado delgado, cilíndrico	100	30
B	Monotube o Unión Metal	Ademe de acero, delgado, ahusado e hincado sin mandril	130	40
C	Westernm ademano	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
D	Tubo sin costura o Armco	Ademe de tubo de acero recto	160	50
E	Franki con pedestal ademano	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
F	Western no ademano sin pedestal	-	50-65	15-20
G	Franki con pedestal no entubado	-	100-130	30-40

 *Pilotes de acero*

Los pilotes de acero consisten generalmente de tubos o de perfiles H laminados; se pueden hincar en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero patín ancho y de sección I también se usan. Sin embargo, se prefiere los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales. En las vigas de patín ancho y de sección I, los espesores de alma son menores que los espesores de los patines. En algunos casos, los pilotes de acero se empalman por medio de soldaduras, remaches o tornillos, tal como se muestra en las graficas:

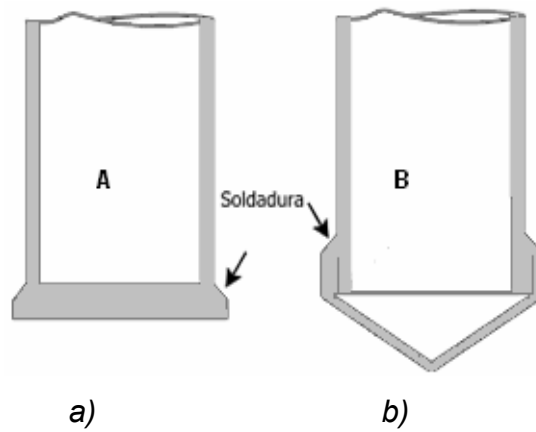
Grafica 23. Empalme de pilotes, (a) pilote H con soldadura; (b) tubo con soldadura; (c) pilote H con remache y tornillo.



Fuente los autores

En casos de condiciones difíciles de hincado, como a través de grava densa, lutitas y roca blanca, los pilotes de acero se usan adaptados con puntas o zapatas de hincado, La grafica 24 muestran dos tipos de zapatas usadas en pilotes de tubo. Los pilotes de acero llegan a estar sometidos a corrosión, especialmente en suelos pantanosos, como turbas y otros suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor a 7 no son muy corrosivos. Para compensar el efecto de la corrosión se recomienda considerar un espesor adicional de acero (sobre el área de la sección transversal real de diseño). En muchas circunstancias, los recubrimientos epóxicos, aplicados en la fábrica, sobre los pilotes funcionan satisfactoriamente. Esos recubrimientos no son dañados fácilmente por el hincado del pilote. El recubrimiento con concreto también los protege contra la corrosión en la mayoría de las zonas corrosivas.

Grafica 24. a) Punta plana de hincado de pilote de tubo. b) Punta cónica de hincado de pilote de tubo.



Fuente los autores.

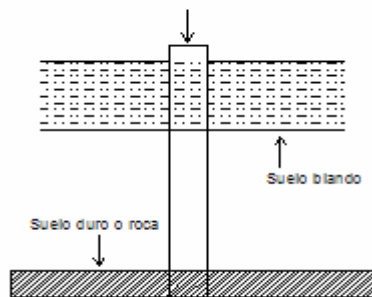
b) Funciones de los pilotes.

Los pilotes constituyen elementos de fundación apreciablemente versátiles, en razón a que pueden realizar gran variedad de funciones, tales como las que se describen a continuación:

🚧 Pilotes de punta.

Transmiten cargas a través de agua o suelos blandos hasta estratos con suficiente capacidad portante, por medio del soporte en la punta del pilote.

Grafica 25. Pilote de punta.

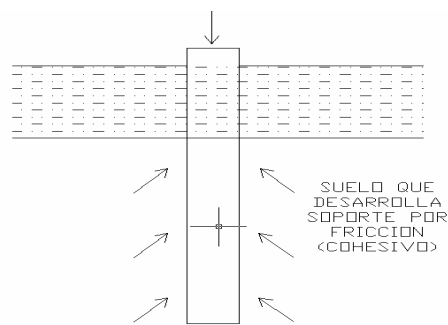


Fuente los autores.

✚ *Pilotes de fricción flotante.*

Transmite cargas a un cierto espesor de suelo relativamente blando mediante fricción desarrollada sobre la superficie lateral del pilote, a lo largo de la longitud del mismo. Es aplicable cuando, dentro de profundidades alcanzables, no se encuentran estratos que provean soportes significativos en la punta.

Grafica 26. Pilote de fricción flotante

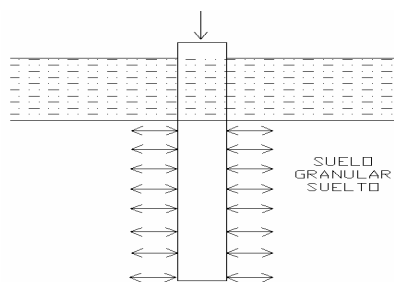


. Fuente los autores.

✚ *Pilotes de fricción compactación.*

Compacta suelos granulares relativamente sueltos incrementando su compacidad y, en consecuencia, su capacidad de carga por fricción (también, una parte significativa por punta).

Grafica 27. Pilote de fricción compactación.



Fuente los autores.

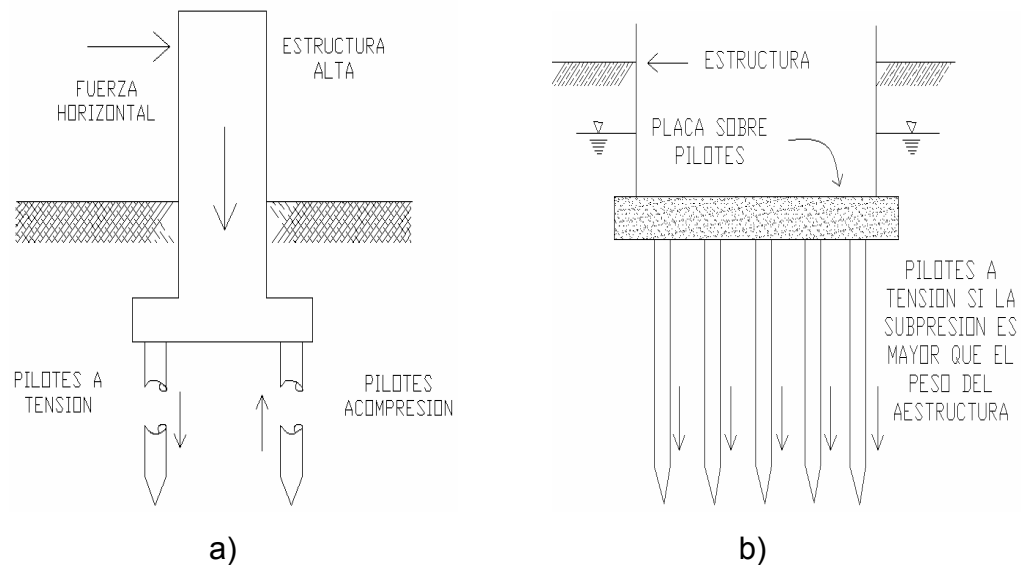
✚ **Pilotes contra socavación.**

Traslada el soporte de la fundación más allá de la profundidad de socavación en corrientes de agua para proveer seguridad contra pérdida de soporte al ser horadado el suelo portante.

✚ **Pilotes de tensión.**

Su capacidad para resistir fuerzas al arranque les permite evitar el desplazamiento hacia arriba de estructuras sometidas a fuerzas de levantamiento (presión hidrostática), (grafica 28a), o, al trabajar conjuntamente con pilotes a compresión, configurar mecanismos resistentes a momentos de volcamiento sobre la fundación, (grafica 28b).

Grafica 28. Pilotes a tensión. a) mecanismo a momento. b) fuerzas de subpresión.

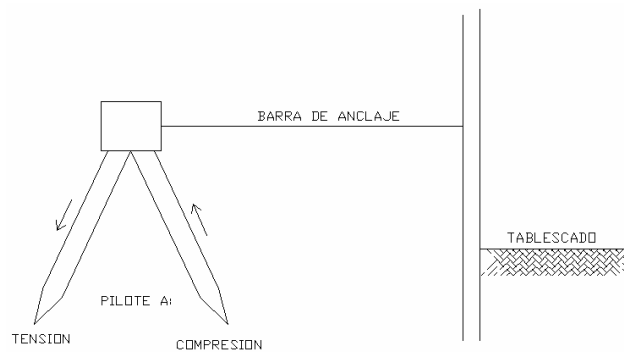


Fuente los autores.

✚ Pilotes de anclaje.

Configuran mecanismos de anclaje resistentes a empujes horizontales de tablestacados u otras estructuras. Usualmente se combinan pilotes a tensión con pilotes a compresión.

Grafica 29. Pilotes de anclaje.



Fuente los autores.

✚ Pilotes de defensa.

Son parte integrante de estructuras que se deforman elásticamente bajo cargas dinámicas, que les confiere gran capacidad de amortiguación de energía y les permite proteger estructuras frente al agua (muelles), del impacto de embarcaciones y otros elementos flotantes masivos. Frecuentemente se usa la madera.

c) Forma constructiva.

✚ Pilotes hincados

En este sistema el suelo es desplazado del espacio que va a ocupar el pilote, por acción de los esfuerzos de penetración. Puede generarse una densificación, posiblemente benéfica, en los suelos granulares sueltos. En otros medios tiene lugar levantamientos del terreno, empujes sobre elementos vecinos y otras consecuencias casi siempre nocivas para estructuras y servicios aledaños al sitio de instalación. Algunos los clasifican como de bajo o alto desplazamiento, de

acuerdo con su diámetro o dimensión, lo que produce un menor o mayor volumen de material a desplazar. Dentro de esta categoría los más importantes son:

- Pilotes prefabricados, hincados por el impacto de martillos.
- Pilotes hincados por impacto y fundidos en el sitio.
- Pilotes atornillados.
- Pilotes penetrados mediante presión continua, como la producida por gatos.

Pilotes pre excavados (o perforados)

En este sistema de pilotaje, se remueve el suelo del espacio que va ocupar el pilote, al aplicar varias posibles técnicas de excavación o perforación, formando así una cavidad que en caso necesario se protege del derrumbe de sus paredes, en cuyo interior se funde el concreto integrante de cuerpo del pilote:

3.1.2 Transferencia De Carga.

Factores que intervienen.

La transferencia de carga axial de un pilote cargado al suelo de soporte depende de muchos factores relacionados con las condiciones del subsuelo, la disposición geométrica y estructural del pilote, el método constructivo y el tiempo transcurrido desde la construcción. Algunos de estos factores son:

- Resistencia por fricción en el fuste y resistencia portante en la base. En función de los desplazamientos.
- Relación entre la resistencia última en el fuste y la resistencia al corte inicial no drenado de los suelos en contacto con el mismo.
- Rigidez del pilote comparada con el material de soporte.
- Dimensiones del pilote, sección en la base.
- Consecuencias producto de la instalación, como alteraciones y cambios en las características de esfuerzos del suelo vecino.

✚ División de la carga entre fuste y base

De varios resultados de ensayos de carga para medir la distribución del desplazamiento a lo largo del pilote, mostraron que la máxima resistencia friccionante a lo largo del fuste se moviliza completamente cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote alcanza un valor de 5 a 10mm. Ensayos de carga han mostrado que la magnitud del movimiento de la base, requerido para desarrollar la capacidad ultima de punta, varia desde un 25% del diámetro en la base, para suelos cohesivos, hasta un 10% para suelos no cohesivos.(Woodward 1972).

3.1.3 Capacidad De Carga Axial De Los Pilotes.

Para la estimación de carga ultima de un pilote se puede hacer por diferentes métodos tanto estáticos como dinámicos, para este estudio se consideraran los mecánicos en pilotes verticales cargados axialmente, los cuales se basan en métodos mecánicos del suelo, pero se tiene una formula general que se basa en la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote.

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{up} - W_p$$

Q_u = capacidad ultima del pilote

Q_{up} = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_{uf} = resistencia por fricción

W_p = peso del pilote

Capacidad de carga de la punta (Q_p):

En el cálculo de la capacidad por punta, Q_p , para cimentaciones profundas se utilizaron los estudios previos para la estimación de la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales realizados por Terzaghi (1943),

- Para cimentaciones cuadradas superficiales

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

- Para cimentaciones circulares superficiales

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

Meyerhoff (1963) estableció una ecuación general para la estimación de capacidad de carga última en cimentaciones superficiales para carga vertical

$$q_u = cN_c F_{CS} F_{CD} + qN_q F_{qs} F_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

De donde: $F_{CS}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{CD}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

De manera general la presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar como

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^*$$

De donde N_c^*, N_q^*, N_γ^* son los factores de capacidad de carga integrales que incluyen los factores de forma y profundidad. Es decir, presión unitaria última para apoyo de pilotes se puede expresar de manera similar a la de cimentaciones superficiales, con algunas modificaciones como la sustitución del término B por D

(ancho del pilote) y teniendo en cuenta que la determinación de los valores N_c^*, N_q^*, N_γ^* se hacen de forma diferente. Por tanto:

$$q_{up} = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Esta expresión puede modificarse teniendo en cuenta que generalmente el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, por tanto el término γDN_γ^* puede ser omitido sin producir un error serio, además el término q se puede sustituir por q' para indicar que se trata del esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote. La capacidad de carga por punta última es entonces:

$$Q_u = A_p q_{up} = A_p (cN_c^* + q' N_q^*)$$

Donde A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_{up} = resistencia unitaria de punta

q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

Resistencia por fricción (Q_s).

Para pilotes se puede expresar la resistencia por fricción o superficial como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde p = perímetro del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se asumen constantes

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

Factor de capacidad de carga (N_c).

Arcillas.

- Los primeros aportes para la estimación de N_c para pilotes fueron hechas por Skempton (1951), quien obtuvo un valor máximo de $N_c=9$, el cual posteriormente fue confirmado por el mismo en (1959).
- Sowers (1961) obtuvo $5 < N_c < 8$
- Mohan (1961) obtuvo $5,7 < N_c < 8,2$ para arcillas expansivas.
- Landayi (1963) obtuvo $7.4 < N_c < 9.3$, resultado obtenido del análisis de expansión de cavidades en arcillas.
- Bishop (1945), basándose en los estudios hechos por Landayi propuso para el cálculo de N_c en arcillas.

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \left[1 + \ln \left(\frac{Eu}{3C_u} \right) \right]$$

Las variaciones de N_c han sido asociadas a los esfuerzos y deformaciones del suelo.

Arenas.

Para el cálculo de N_c en arenas se tienen los resultados obtenidos por Meyerhof (1976).

3.1.4 Métodos para estimar Q_p y Q_s .

Existen diversos métodos para la estimación de Q_p y Q_s ; entre los aportes más utilizados tenemos:

🚩 **Método de Poulos y Davis.**

Basados en las experiencias obtenidas por varios autores como, Tomlinson, Meyerhof, Vesic y otros, Poulos y Davis (1980), propusieron el siguiente método de análisis de capacidad de carga en pilote:

Capacidad de carga:

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{up} - W_p$$

Carga ultima por punta:

$$Q_{up} = A_p (cN_c + \sigma'_{vb}N_q + 0.3\gamma DN_\gamma)$$

Carga ultima por fricción:

$$Q_{uf} = \int_0^L P (C_a + \overline{\sigma'_v} K_s \tan \phi_a) dz$$

Donde: A_p = área del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

σ'_{vb} = esfuerzo vertical efectivo en la punta

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

p = perímetro del pilote

D = diámetro del pilote

C_a = adhesión no drenada

$\overline{\sigma'_v}$ = esfuerzo vertical efectivo medio en la longitud

ϕ_a = ángulo de fricción suelo – pilote.

Arcilla ($\Phi=0$)

Para arcilla saturada en condición no drenada, los parámetros de resistencia son determinados mediante un ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU), bajo esta condición se obtienen parámetros de resistencia

$$c = C_u \quad \phi = 0^\circ$$

Para un valor de $\Phi=0$ se tiene que

$$N_\gamma = 0 \quad N_q = 1 \quad \phi_a = 0$$

Si se asume que $\gamma_s \approx \gamma_d$, entonces $A_p \sigma'_{vb} \approx W_p$

Reemplazando, la ecuación queda:

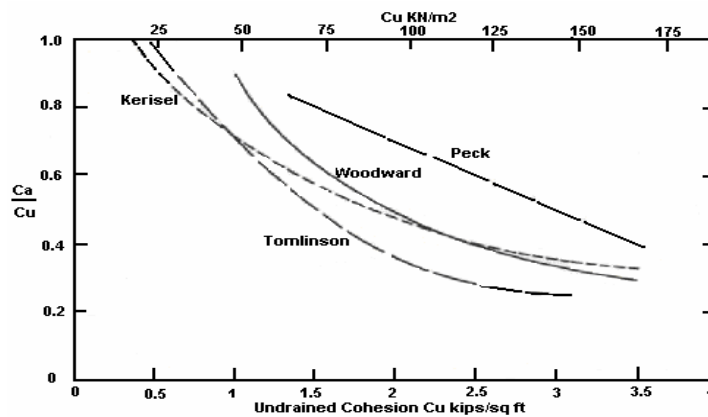
$$Q_u = A_p c_u N_c + \int_0^L P c_a dz$$

La adhesión no drenada C_a varía considerablemente con el material del pilote, tipo de suelo y la forma de instalación. Para obtener c_a Poulos y Davis, toman los valores experimentales obtenidos por varios autores.

Arcillas blandas.

Se propone el uso de la recopilación planteada por McClelland, (1974), en la cual se plantea una variación de C_u con el factor de adhesión C_a/C_u , tal como se muestra en la grafica 30.

Grafica 30. Factores de adhesión para pilotes en arcilla blanda



.Fuente McClelland, (1974)

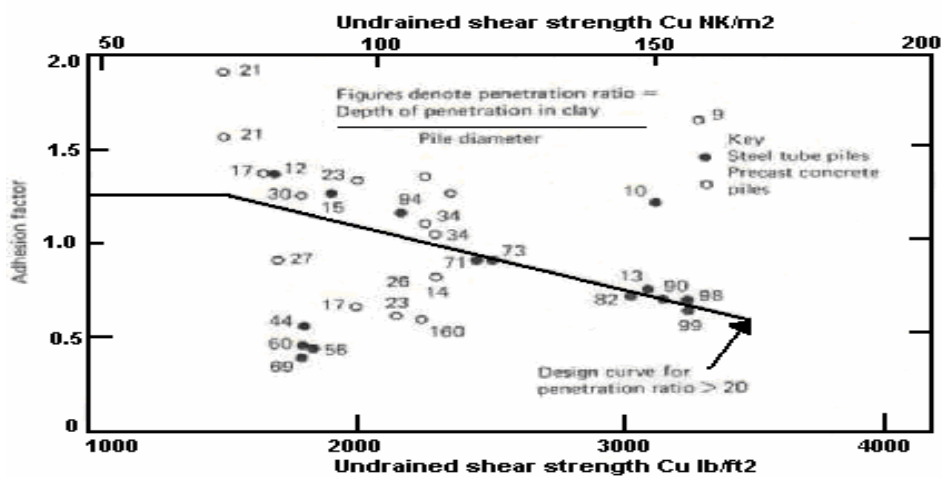
Para pilotes hincados en arcillas rígidas; Poulos y Davis recomiendan utilizar la tabla presentada por Tomlinson, en la cual se determina el factor de cohesión C_a/C_u , con la ayuda de las graficas 31, 32 y 33.

Tabla 4. Factores de adhesión para arcillas rígidas saturadas sin drenaje.

CASO	CONDICION DEL SUELO	Relación penetración	C_a/C_u
I	Arenas o suelos arenosos sobre arcilla rígida.	<20	1.25
		>20	<i>Grafica 3.1.4b</i>
II	Arcillas blandas o limos sobre arcilla rígida.	<20(>8)	0.4
		>20	0.7
III	Deposito de arcilla rígida.	<20	0.4
		>20	<i>Grafica 3.1.4c</i>

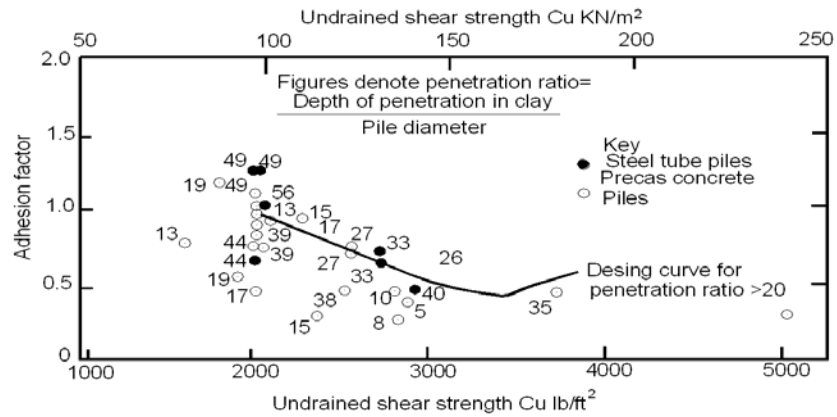
Fuente Tomlinson, 1970.

Grafica 31. Factores de adhesión arcillas rígidas, caso I



Fuente Tomlinson, 1970.

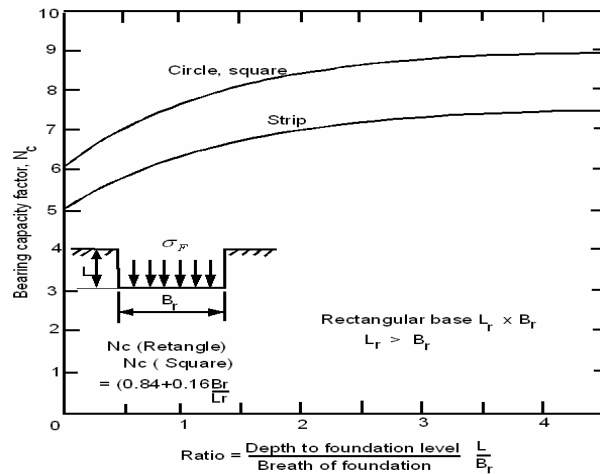
Grafica 32. Factores de adhesión arcillas rígidas, caso III.



Fuente Tomlinson, 1970.

El factor de capacidad de carga se obtiene de la grafica propuesta por Skempton (1951).

Grafica 33. Factor de capacidad de carga N_c en arcillas saturadas.



Fuente Skempton, 1951.

Arcillas drenadas.

Para esta condición se asume $c=0$ por tanto $C_a=0$, fundados en que las arcillas normalmente consolidadas presentan valores de cohesión muy cercanos a cero en ensayos. Por lo tanto la ecuación se reduce a:

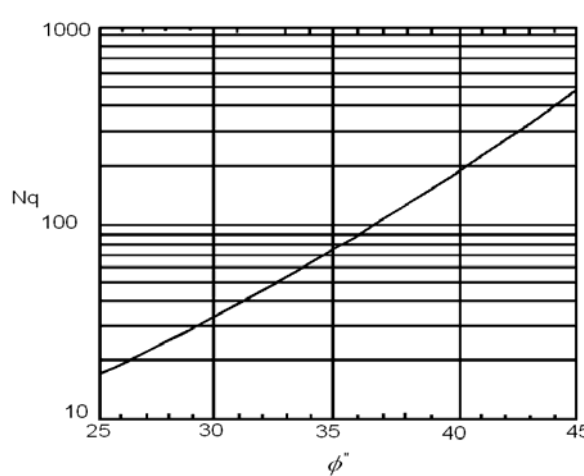
$$Q_u = A_p \sigma'_{vb} N_q + \int_0^L P(\overline{\sigma'_{vb}} K_s \tan \phi_a) dz$$

Asumiendo que: $A_p(0.3\gamma N_\gamma) \approx W_p$

Donde: N_q , se obtiene de La grafica 34.

Grafica 34. Relación entre factor de carga N_q y el ángulo de fricción del suelo

ϕ'' .



Fuente Berezantzev, 1961.

Arcillas normalmente consolidadas.

$K_s \tan \phi_a$, este factor se obtiene de los aportes hechos por Burland (1973), y Meyerhof (1976), los cuales sugieren:

$$K_s \tan \phi_a = \beta \quad \beta = (1 - \sin \phi) \tan \phi$$

$$0.24 < \beta < 0.29 \quad \text{Para } 20^\circ < \phi < 30^\circ$$

Para pilotes largos ($L > 60\text{m}$): $\beta \approx 0.15$

Arcillas rígidas preconsolidadas.

$$K_s = 1.5K_0$$

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)\sqrt{RSC}$$

$$\phi_a = \phi$$

✚ Método de Meyerhof.

Arena.

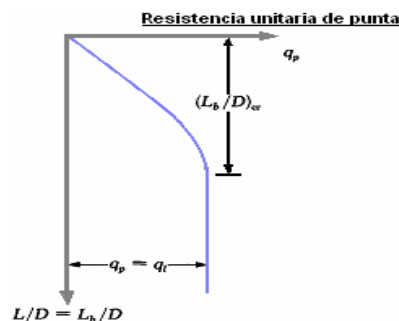
- Cálculo de Q_{up} .

Meyerhof (1976) estableció la relación de variación de L_b/D con el ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo ϕ (en grados), del cual se determinan los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* .

Donde: L_b = longitud de penetración en el estrato de apoyo.

La capacidad de punta de un pilote en arena crece generalmente con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento $L_b / D = (L_b / D)_{cr}$.

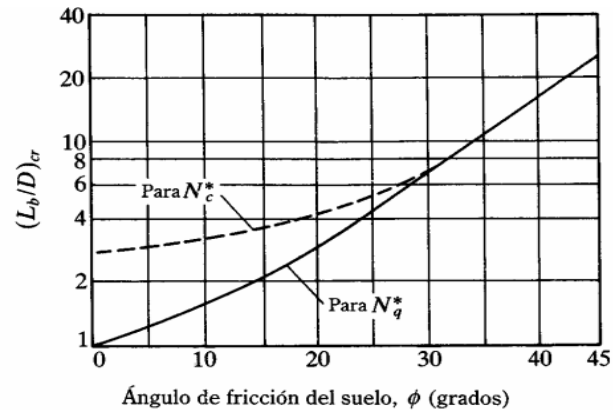
Grafica 35. Variación de la resistencia unitaria de punta en arena homogénea.



Fuente los autores.

En el caso en que el pilote penetre en un estrato de apoyo, $L_b < L$, se observa que después de $(L_b/D)_{cr}$ el valor de $q_p = q_l$.

Grafica 36. Variación $(L_b/D)_{cr}$ con ϕ .



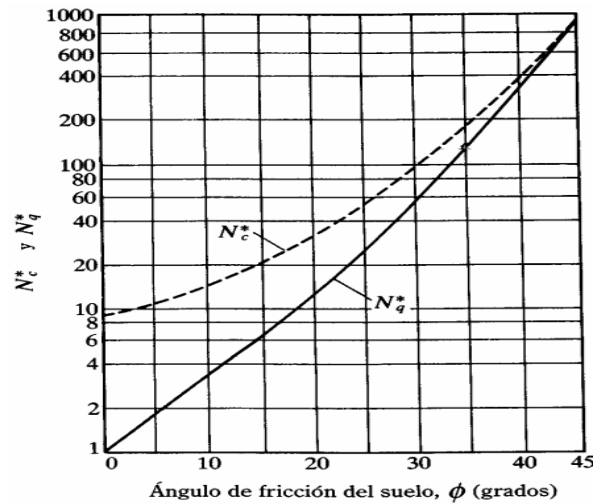
Fuente Meyerhof 1976.

De la grafica anterior se puede apreciar la variación de los factores N_c^* y N_q^* respecto a la relación L_b/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ . Estos factores alcanzan un valor máximo en $L_b/D = 0.5(L_b/D)_{cr}$.

La grafica 36 nos indica que $(L_b/D)_{cr}$ para $\phi = 45^\circ$ es aproximadamente de 25 y decrece al disminuir el ángulo de fricción.

Generalmente en pilotes la magnitud $L_b/D > 0.5(L_b/D)_{cr}$, por tanto para la estimación de estos valores máximos de N_c^* y N_q^* se obtienen de la grafica 37.

Grafica 37. Variación de valores máximos de N_c^* y N_q^* con ϕ .



Fuente Meyerhof 1976.

Si tomamos pilotes en arena con $c=0$ la ecuación (1) se simplifica como:

$$Q_{up} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \longrightarrow Q_u = A_p q_p = A_p (q'N_q^*)$$

Sin embargo, Q_{up} no debe exceder el valor límite $A_p q_l$ por tanto

$$Q_{up} = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

De donde la resistencia límite es

$$q_l (KN/m^2) = 50N_q^* \tan \phi \quad \text{ó} \quad q_l (lb/pies^2) = 1000N_q^* \tan \phi$$

Meyerhof (1976) basado en sus estudios de campo sugirió que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) se obtenga de los números de penetración estándar como:

$$q_p (KN/m^2) = 40N_{cor} L/D \leq 400N_{COR} \quad \text{ó} \quad q_p (lb/pies^2) = 800N_{cor} L/D \leq 8000N_{COR}$$

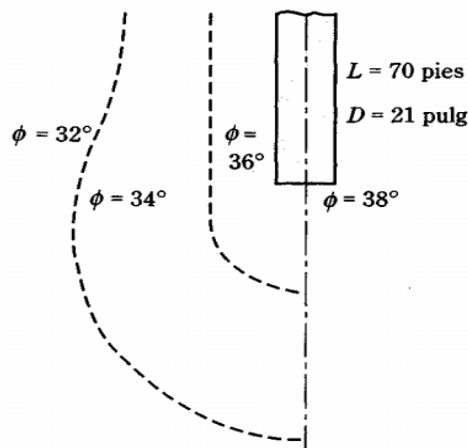
N_{COR} = numero de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente 10D arriba y 4D abajo de la punta del pilote).

- Cálculo de Q_s .

Para el cálculo de la resistencia unitaria (f) se debe tener en cuenta la instalación del pilote, porque en el caso de pilotes hincados en arena la vibración generada en el hincado interviene en la densificación del suelo contiguo.

Meyerhoff (1961), obtuvo una grafica que muestra la variación del ángulo de fricción ϕ después del hincado del suelo en los alrededores del pilote.

Grafica 38. Densificación de arena cercana a pilotes hincados.



Fuente Meyerhof 1961.

De la grafica 3.1.4i se puede apreciar que la zona de densificación que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

La variación de f en campo se puede apreciar en la grafica 3.1.4j, donde la fricción unitaria superficial crece con la profundidad mas o menos linealmente hasta una profundidad de L' y después permanece constante.

También se aprecia que la magnitud de la profundidad crítica L' esta entre 15 y 20 veces el diámetro del pilote. Por tanto:

$$L' = 15D$$

D = diámetro del pilote

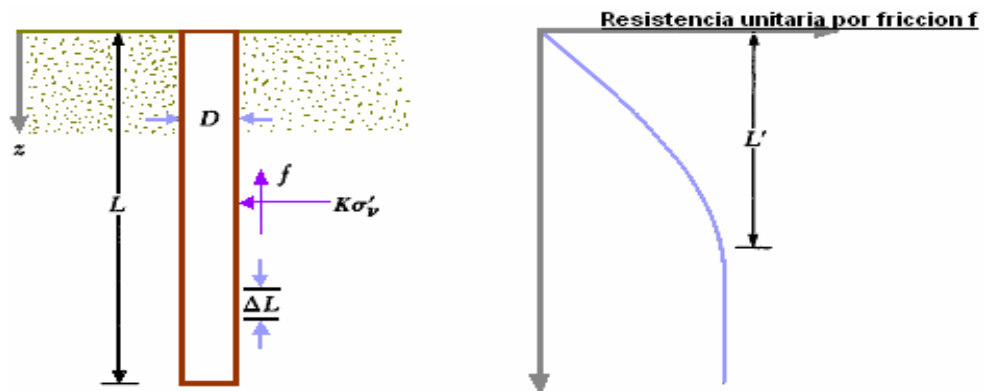
- Para $z = 0$ hasta $z = L'$ $\longrightarrow f = K\sigma'_v \tan \delta$
- Para $z = L'$ hasta $z = L$ $\longrightarrow f = f_{z=L'}$

Donde K = coeficiente de presión lateral

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

Grafica 39. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.



Fuente los autores.

Se tienen los siguientes valores promedio recomendados para el cálculo de K :

Tabla 5. Valores de K dependiendo del tipo de pilote.

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.4 $K_0 = 1.4(1 - \text{sen}\phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ a 1.8 $K_0 = 1.8(1 - \text{sen}\phi)$

Fuente Autores

Para pilotes hincados de gran desplazamiento Bhusan (1982) recomendó:

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r \quad \text{y} \quad K = 0.5 + 0.008C_r$$

Donde C_r = compacidad relativa (%)

Con base en ensayos de penetración estándar SPT Meyerhof (1976) estableció la resistencia por fricción unitaria promedio como:

- Para pilotes hincados de gran desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN / m^2) = 2 \bar{N}_{cor} \quad \text{ó} \quad f_{prom} = (lb / \text{pies}^2) = 40 \bar{N}_{cor}$$

Donde \bar{N}_{cor} = valor corregido de la resistencia a la penetración estándar.

- Para pilotes hincados de pequeño desplazamiento:

$$f_{prom} = (KN / m^2) = \bar{N}_{cor} \quad \text{ó} \quad f_{prom} = (lb / \text{pies}^2) = 20 \bar{N}_{cor}$$

Por tanto: $Q_s = pL f_{prom}$

Arcilla.

- Cálculo de Q_{up} .

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas $\phi = 0$,

Tomando los resultados de Skempton (1959), $N_c = 9$

$$Q_{up} = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p$$

c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

🚧 Método de Coyle y Castelló.

Arena.

- Cálculo de Q_{up} .

Este método se utiliza para el cálculo de Q_p en arenas, estudiado por Coyle y Castelló (1981) el cual se basó en análisis hechos a 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arena, del cual se estimó Q_p como:

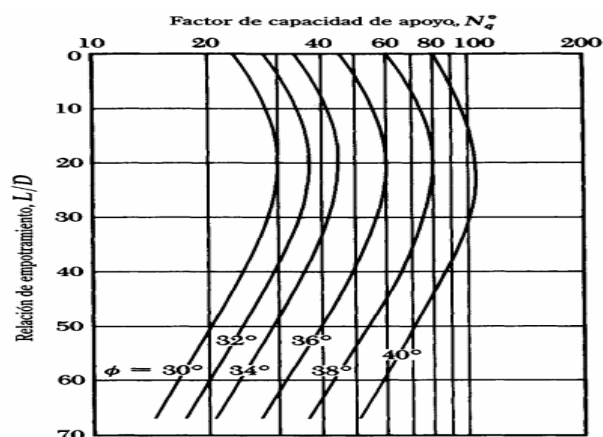
$$Q_p = q' N_q^* A_p$$

Donde q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

N_q^* = factor de capacidad de carga

De estos estudios establecieron la siguiente gráfica donde:

Gráfica 40. Variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ .



Fuente Coyle y Castelló 1981.

- Cálculo de Q_s .

En consecuencia con lo estudiado por Coyle y Castello (1981) para el cálculo de Q_p , establecieron para el cálculo Q_s :

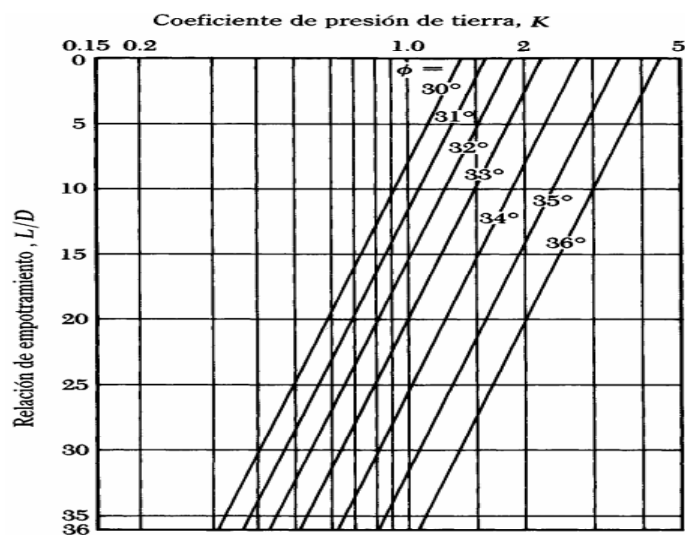
$$Q_s = pL f_{prom} = (K \bar{\sigma}_v \tan \delta) pL$$

Donde: $\bar{\sigma}_v$ = presión de sobrecarga efectiva promedio.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote = 0.8ϕ

K = coeficiente de presión lateral de tierra, se halla de la grafica 41.

Grafica 41. Variación de K con L/D



Fuente Coyle y Castello 1981.

Por tanto:

$$Q_s = K \bar{\sigma}_v \tan(0.8\phi) pL$$

🚧 Método de Janbu

Arena y Arcilla

- Cálculo de Q_{up} .

Para el cálculo de Q_{up} JANBU (1976) propuso hacerlo con la expresión:

$$Q_u = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

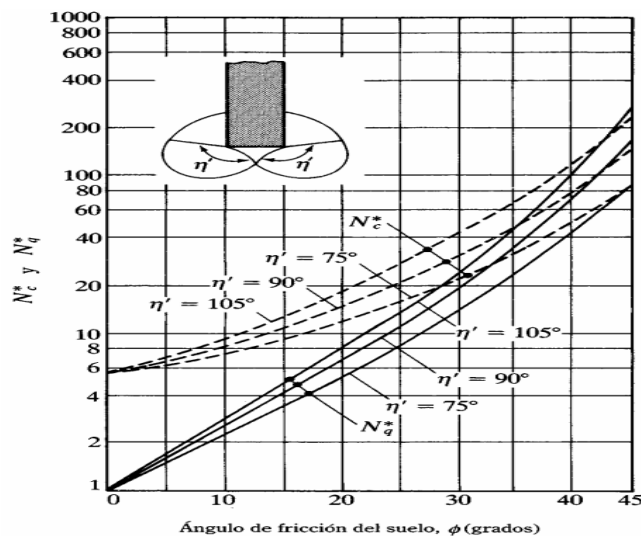
Los factores N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en el inserto de la grafica 42. Por tanto las relaciones de carga son.

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}) (e^{2\eta' \tan \phi})$$

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

η' = se define en el inserto

Grafica 42. Variación de valores de N_c^* y N_q^* con ϕ .



Fuente Janbu 1976.

De la grafica 3.1.4m se puede apreciar que el ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas hasta aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

Sin importar cual método haya sido utilizado para calcular Q_p su magnitud plena se obtiene después de que el pilote penetre por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Para la arena esta es la profundidad crítica.

🚧 Método de Vesic.

Arenas y Arcillas.

- Cálculo de Q_{up} .

Con base a la teoría de expansión de cavidades Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote, basada en parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma_0' N_\sigma^*)$$

Donde

$\sigma_0' = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) * q'$ Esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote.

$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ Coeficiente de presión de tierra en reposo.

N_c^* y N_σ^* = factores de capacidad de carga.

Con:

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q'}{1+2K_0}$$

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

Vesic plantea:

$$N_\sigma^* = f(I_{rr})$$

$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta}$ Índice de rigidez reducida para el suelo.

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{c + q'\tan\phi}$$

Donde:

I_r = índice de rigidez.

E_s = modulo de elasticidad del suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

G_s = modulo de cortante del suelo

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Vesic estableció para condiciones sin modificaciones en volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$ por tanto:

$$I_r = I_{rr}$$

Para $\phi = 0$ (condición no drenada).

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Los valores de I_r se obtienen de pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo.

Si no se cuenta con las pruebas de laboratorio se recomienda trabajar con los siguientes valores obtenidos de estudios previos:

Tabla 6. Valores de I_r .

TIPO DE SUELO	I_r
Arena	70 –150
Limos y arcillas (condición drenada)	50 –100
Arcillas (condición no drenada)	100 200

Fuente: Autores

✚ Método de Gooman.

Roca

- Cálculo de Q_{up} .

Según los estudios realizados por Goodman (1980) la resistencia unitaria última de punta en roca es aproximadamente:

$$q_p = q_u (N_\phi + 1)$$

Donde

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

ϕ = ángulo de fricción drenado

q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca.

Por medio de pruebas de laboratorio se puede calcular la resistencia a la compresión de la roca, se debe tener cuidado con el valor de q_u porque generalmente las muestras de laboratorio son de diámetro pequeño.

Cuando el diámetro de la muestra crece la resistencia a la compresión no confinada decrece, lo cual se denomina efecto escala, causado generalmente por fracturas y rupturas progresivas a lo largo de planos de deslizamiento.

Según los estudios realizados cuando el diámetro de la muestra es mayor a (1m), se puede decir que el valor de q_u permanece constante. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces la magnitud de q_u en este proceso.

$$q_{u(diseño)} = \frac{q_{u(laboratorio)}}{5}$$

Por medio de laboratorios se obtuvieron valores representativos de resistencia a compresión no confinada y ángulo de fricción ϕ para algunas rocas.

Tabla 7. *Valores de resistencia a compresión no confinada y ángulo de fricción para algunas rocas.*

TIPO DE ROCA	q_u		ANGULO DE FRICCION ϕ (GRADOS)
	Lb/pulg ²	MN/m ²	
Arenisca	10000 – 20000	70 - 140	27- 45
Caliza	15000 – 30000	105 – 210	30 – 40
Lutita	5000 – 10000	35 – 70	10 – 20
Granito	20000 – 30000	140 – 210	40 – 50
Mármol	8500 - 10000	60 - 70	25 - 30

Fuente: Autores

Debe utilizarse mínimo un factor de 3 para determinar la capacidad de carga admisible de punta en pilotes por tanto:

$$Q_{p(adm)} = \frac{(q_{u(diseño)}(N_{\phi} + 1))A_p}{FS}$$

🚩 **Método λ .**

Arcillas.

- Cálculo de Q_s .

Propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972), se fundamenta en que el desplazamiento del suelo producido por el hincado del pilote genera una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}_v = 2c_u)$$

Donde: $\bar{\sigma}_v =$ esfuerzo

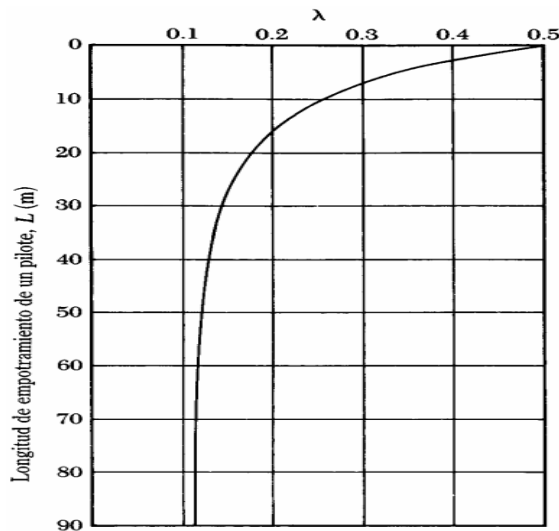
vertical efectivo para toda la longitud de empotramiento.

$$\bar{\sigma}_v = \frac{A_1 + A_2 + \dots + A_n}{L}$$

$$c_u = \text{resistencia media no drenada } (\phi = 0), \quad c_u = \frac{c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \dots + c_{un}L_n}{L}$$

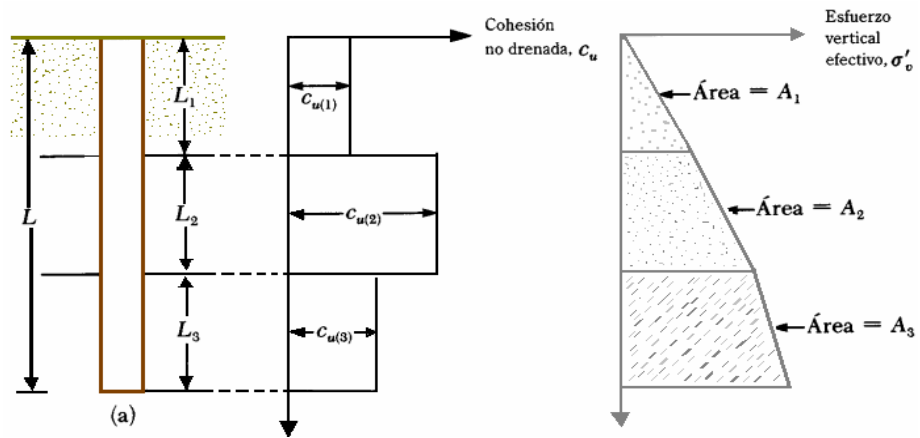
$\lambda =$ varia con la profundidad de la penetración del pilote grafica 43.

Grafica 43. Variación de λ con la L.



Fuente Mc Clelland 1974.

Grafica 44. Aplicación del método λ en suelo estratificado.



Fuente: Autores

Por tanto:

$$Q_s = pL f_{prom}$$

✚ Método α

Arcillas.

- Cálculo de Q_s .

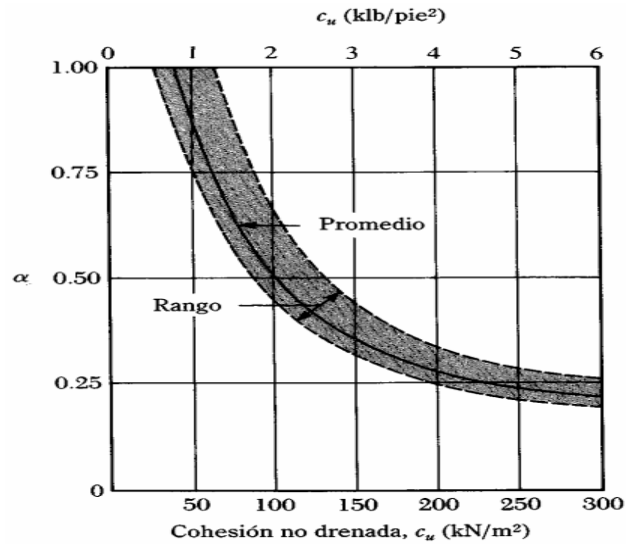
La resistencia unitaria superficial se estima como:

$$f = \alpha c_u$$

Donde α = factor empírico de adhesión, que se obtiene de la grafica 45 y

c_u = cohesión no drenada.

Grafica 45. Variación de α con c_u .



Fuente Braja Mc Das.

De la grafica se aprecia que para arcillas normalmente consolidadas con:

$$c_{uro} \leq \text{aprox. } 1 \text{ klb} / \text{pie}^2 (50 \text{ kN} / \text{m}^2) \longrightarrow \alpha = 1$$

$$Q_s = \sum fp(\Delta L) = \sum \alpha c_u p(\Delta L)$$

🚩 Método β

Arcillas.

- Cálculo de Q_s .

Al hincar pilotes en arcillas saturadas, se aumenta la presión de poros en el suelo, para el caso de arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u , al termino de un mes esta presión se disipa gradualmente, por tanto es necesario calcular la resistencia unitaria por fricción en el pilote en base al esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado con $c = 0$.

$$f_s = \beta \bar{\sigma}_v$$

Donde: σ_v' = esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R$$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada.

K = coeficiente de presión de tierra.

$K = 1 - \text{sen} \phi_R$ Arcillas normalmente consolidadas.

$K = (1 - \text{sen} \phi_R) \sqrt{OCR}$ Arcillas preconsolidadas.

OCR = tasa de preconsolidación.

De las relaciones establecidas anteriormente se obtiene:

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sigma_v' \longrightarrow \text{Arcillas normalmente consolidadas.}$$

$$f = (1 - \text{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} (\sigma_v') \longrightarrow \text{Arcillas preconsolidadas.}$$

La resistencia total por fricción se calcula como:

$$Q_s = fp(\Delta L)$$

3.1.5 Capacidad A Tensión De Pilotes (T_u).

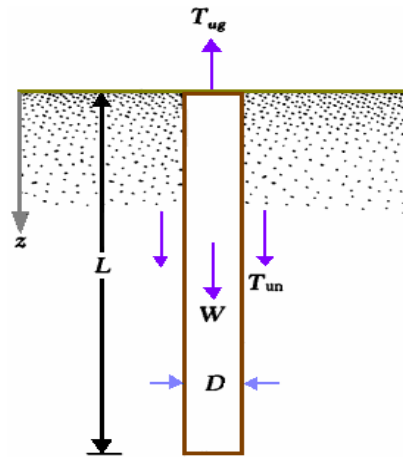
De acuerdo con la forma de los electos de cimentación y con las solicitaciones de carga los pilotes pueden estar sometidos a fuerzas de levantamiento o tensión. Tal es el caso de fallas de puentes en curvas o pilotes de anclaje a tensión, en los cuales su capacidad depende únicamente de la fricción contra el suelo y el peso efectivo del puente.

Según el método constructivo, los pilotes están sometidos a fuerzas de levantamiento, esta fuerza se puede estimar como:

$$T_{ug} = T_{un} + W$$

Donde: T_{ug} = capacidad total por levantamiento
 T_{un} = capacidad neta por levantamiento
 W = peso efectivo del pilote

Grafica 46. Capacidad de levantamiento del pilote



Fuente: Autores

🚧 Método de Das y Seely.

Arena

- Cálculo de T_u .

Das y Seely (1975), estiman la capacidad de carga neta por levantamiento para pilotes hincados en suelos granulares ($c=0$), como:

$$T_{un} = \int_0^L (f_u p) dz$$

Donde:

f_u = fricción superficial unitaria durante el levantamiento, la cual varía como se muestra en la grafica 47a.

$$f_u = K_u \sigma_v' \tan \delta$$

Donde: K_u = coeficiente de levantamiento
 σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z
 δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

p = perímetro de la sección transversal del pilote.

De la grafica 47b muestra la variación del coeficiente de levantamiento K_u con el ángulo de fricción ϕ . Los valores de L_{cr} y δ dependen de la compacidad relativa del suelo y se pueden obtener de la grafica 47c.

Para el cálculo de capacidad neta última de levantamiento de pilotes se recomiendan los siguientes pasos:

- De la grafica 47c con el valor de la compacidad relativa se halla el valor de L_{cr} .

- Si $L \leq L_{cr}$, entonces $T_{um} = \int_0^L (K_u \sigma_v' \tan \delta) dz$

- Para suelos secos, $\sigma_v' = \gamma z$ (γ , peso específico del suelo.). Entonces:

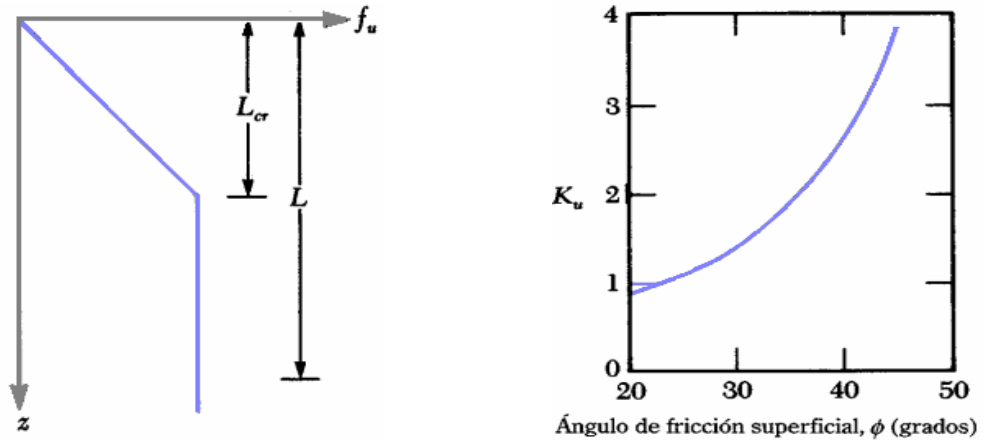
- $T_{um} = \frac{1}{2} p \gamma L^2 K_u \tan \delta$

- Si $L > L_{cr}$, entonces $T_{um} = \frac{1}{2} p \gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p \gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr})$

- Se recomienda utilizar un factor de seguridad entre 2 y 3 entonces:

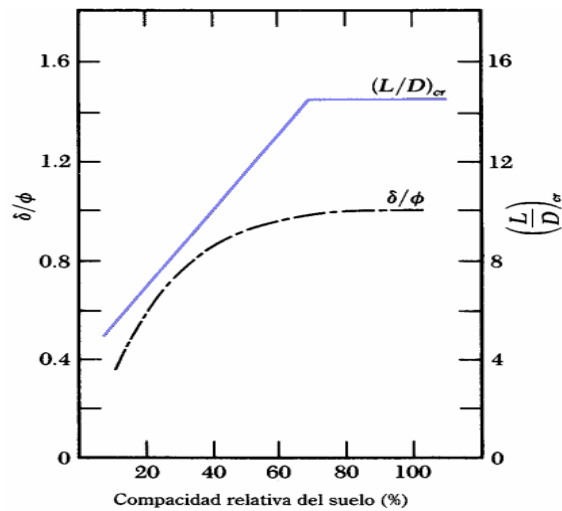
$$T_{u(adm)} = \frac{T_{ug}}{FS} = \text{capacidad admisible de levantamiento.}$$

Grafica 47. a) variación de f_u . b) coeficiente de levantamiento. c) variación de δ/ϕ y $(L/D)_{cr}$ con la compacidad relativa.



a)

b)



c)

Fuente: Autores

Arcilla

- Cálculo de T_u .

Das y Seely (1982), estiman la capacidad neta última por levantamiento de pilotes en arcillas saturadas como:

$$T_{un} = Lp\alpha'c_u$$

Donde: L = longitud del pilote
 p = perímetro de la sección del pilote
 α' = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo – pilote.
 c_u = cohesión no drenada de la arcilla.

Para pilotes de concreto colocados en situ:

- o $\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u$ para $c_u \leq 80 \text{KN} / \text{m}^2$
- o $\alpha' = 0.4$ para $c_u > 80 \text{KN} / \text{m}^2$

Para pilotes de tubo:

- o $\alpha' = 0.7 - 0.0191c_u$ para $c_u \leq 27 \text{KN} / \text{m}^2$
- o $\alpha' = 0.2$ para $c_u > 27 \text{KN} / \text{m}^2$

3.1.6 Pilotes Cargados Lateralmente.

Los pilotes cargados lateralmente soportan las cargas aplicadas perpendicularmente al eje del pilote y se usan en cimentaciones sometidas a fuerzas horizontales, como son los muros de sostenimiento de tierras, los puentes, las presas y los muelles y como defensas y diques de alba en las obras de los puertos. Si las cargas laterales son grandes, los pilotes inclinados pueden resistirlas más eficazmente.

Un pilote vertical cargado lateralmente se flexa como una viga en voladizo parcialmente empotrada. Si las cargas son pequeñas, la resistencia del suelo es bastante elástica. Esto se puede representar aproximadamente, suponiendo que el suelo reacciona como una serie de resortes horizontales, cuya rigidez se puede expresar como un modulo de reacción k . Si la carga lateral es suficientemente grande, la presión en el suelo excederá la resistencia del mismo y el pilote fallara.

Los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos: *pilotes cortos* y *pilotes largos*.

3.1.6.1 Pilotes cortos (L/D<10): Se utilizan en terrenos en los que el estrato resistente no se encuentra a mucha profundidad⁶. Funcionan principalmente como una columna que al soportar una carga sobre su extremo superior, desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo sobre un estrato resistente.

El pilote trabaja por punta, clavado a gran profundidad. Las puntas de los pilotes se clavan en terreno firme; de manera que se confía en el apoyo en ese estrato, aún si hubiere una pequeña descarga por rozamiento del fuste al atravesar estratos menos resistentes. Lo cual denota que las fuerzas de sustentación actúan sobre la punta del pilote, y en menor medida mediante el rozamiento de la superficie lateral del pilote. Esta acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo.

Los pilotes rígidos son el mejor apoyo y el más seguro, porque se apoya en un terreno de gran resistencia.

Tabla 8. Valores del coeficiente de reacción horizontal.

TIPO DE SUELO	Ks (Lb/pulg ³)
Arena fina limosa	300-350
Arena media	300-450
Arcilla blanda a media	350-500
Arena densa y arcilla dura	500-2000

Fuente: Autores

Se plantea el siguiente problema:

⁶ Marta Pérez, Construcción de cimientos y saneamientos, Editorial Ideas Propias, pág. 18.

Si

$$P = K_h \cdot y \cdot d$$

Donde d es el diámetro del pilote, y deformación del suelo y K_H el coeficiente de reacción horizontal.

$$y = y_o - \alpha \cdot z$$

$$K_h = cz$$

Según la variación lineal del coeficiente de reacción y considerando un diámetro unitario, la intensidad de la carga puede ser calculada por:

$$P = czy - c \frac{y_o}{Z_o} z^2$$

Los diagramas de momento y cortante son calculados entonces por:

$$Q_z = Q_o - \frac{Ky_o z^2}{2L} + \frac{K\alpha \cdot z^3}{3L}$$

$$M_z = M_o + Q_o z - \frac{Ky_o z^3}{6L} + \frac{K\alpha \cdot z^4}{12L}$$

Condiciones de frontera: $z=z_o, z=0, M=0, M=M_o, y Q=0, Q=Q_o$.

$$Ky_o = \frac{24}{L^2} \left(M_o + \frac{3}{4} Q_o L \right)$$

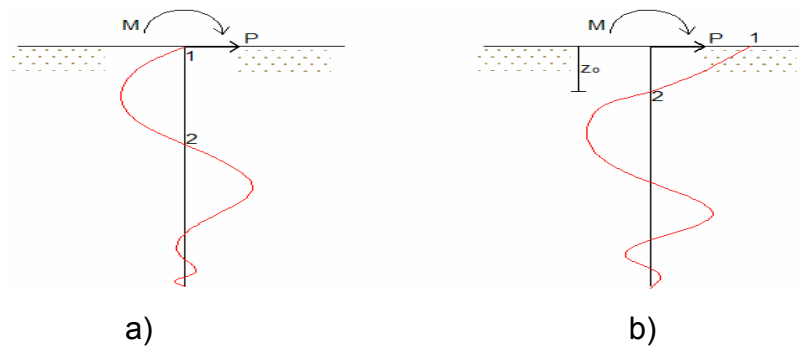
Se determina y_o y con ello los diagramas de momento y cortante.

3.1.6.2 Pilotes Largos ($L/D > 10$). Son aquellos que al estar soportando una carga sobre su cabeza dentro de un estrato profundo de suelos menos firmes como un estrato profundo de suelo granular o coherente. En este caso se debe utilizar un

pilote largo y éste se debe profundizar hasta que la punta llegue a encontrar terreno firme de mayor espesor. Este tipo de pilote transmite su carga al terreno por punta, pero también descarga gran parte de los esfuerzos de las capas de terreno que ha atravesado por rozamiento lateral. La punta al perforar la primera capa firme, puede sufrir asentamientos diferenciales considerables.

En estos casos para diseño, se investiga que ocurre entre los puntos 1 y 2 en la grafica 48 que será la parte mas critica del pilote. Aquí se producirán las mayores deformaciones y desplazamientos.

Grafica 48. Pilotes largos. a) cabeza fija. b) cabeza libre.



Fuente: Autores

Para la sección 1-2:

$$Q_z = Q_o \left(1 - 3nz^2 + 2\frac{n}{z_o} z^3 \right)$$

$$M_z = M_o + Q_o \left(z - nz^3 + \frac{n}{2z_o} z^4 \right)$$

$$n = \frac{\alpha^2}{\alpha^2 z_o^2 - 3}$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{Rd}{4EI}}$$

z_o puede ser calculado por:

$$z_o^3 + \frac{2M_o}{Q_o} z_o^2 - 6 \frac{z_o}{\alpha^2} - \frac{6}{\alpha^2} \left[\frac{M_o}{Q_o} + \frac{1}{\alpha} \right] = 0$$

Y la localización del momento máximo a partir de $Q_z=0$.

$$z^3 - \frac{2}{3} z_o z^2 + \frac{z_o}{2n} = 0$$

3.1.6.3 Método de Broms (1965): Broms desarrollo una solución simplificada para pilotes cargados lateralmente suponiendo una falla cortante en el suelo, que es el caso para pilotes cortos, y una flexión del pilote gobernada por la resistencia de fluencia de la sección del pilote que es aplicable a los de tipo largo⁷.

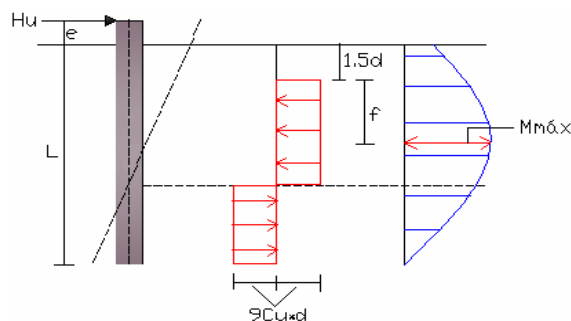
Pilotes en suelos cohesivos.

🚧 De cabeza libre

Pilote corto ($L/D < 10$): falla por ruptura del suelo.

En este caso la falla se produce por un giro del pilote que puede producir grandes deformaciones en la cabeza del pilote. La distribución de cortante y momento en el pilote se muestra en la grafica 49.

Grafica 49. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza libre.



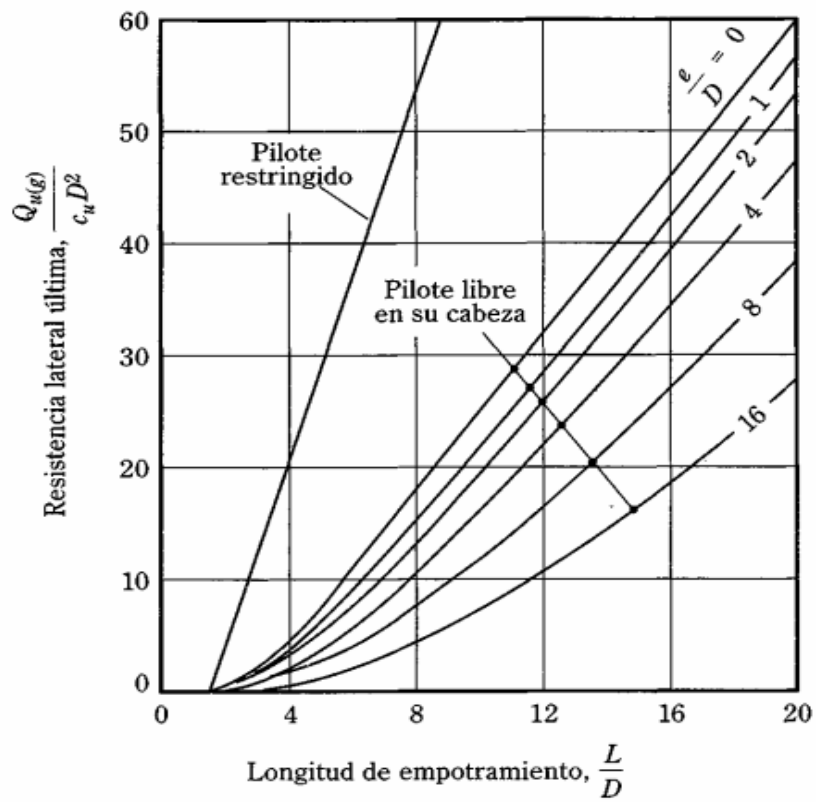
⁷ Braja Mc Das, Principio de ingeniería de cimentaciones, Cuarta Edición, International Thomson Editores, pág. 629.

Fuente: Autores

$$f = \frac{Hu}{9Cu \cdot d}$$

$$M_{M\acute{a}x} = Hu(e + 1.5d + 0.5f)$$

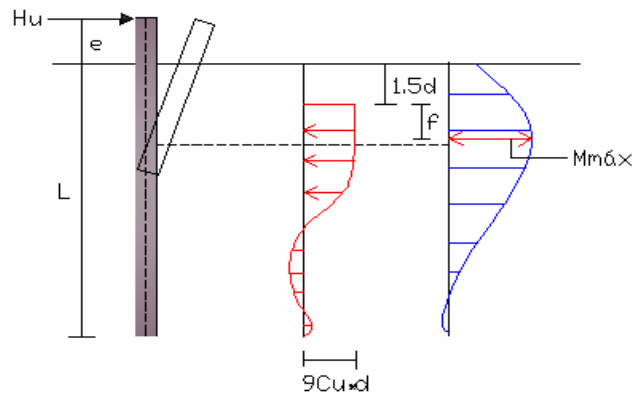
Grafica 50. Resistencia lateral ultima pilotes cortos en arcillas



. Fuente Braja M. Das.

Pilote largo: falla el pilote $M_{m\acute{a}x(pilote)} < M_{m\acute{a}x}$.

Grafica 51. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza libre.

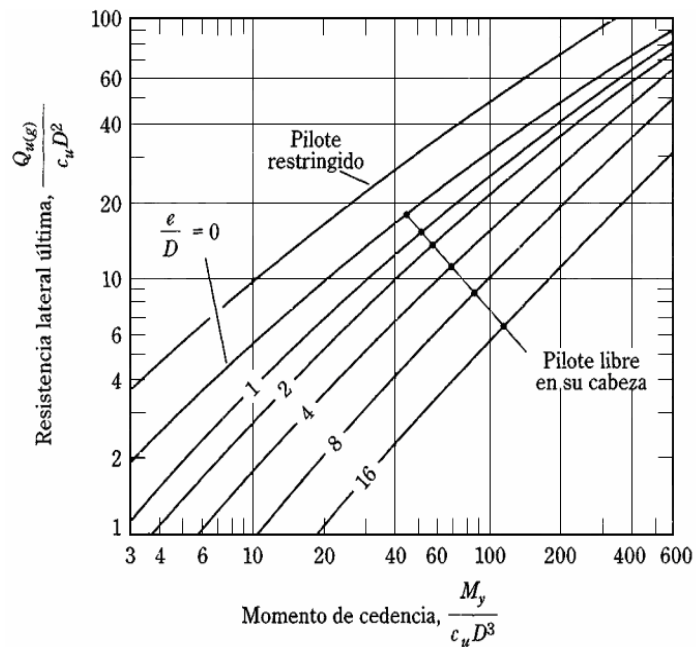


Fuente: Autores

$$f = \frac{Hu}{9Cu \cdot d}$$

$$M_{M\acute{a}x} = Hu(e + 1.5d + 0.5f)$$

Grafica 52. Resistencia lateral ultima pilotes largos en arcillas.

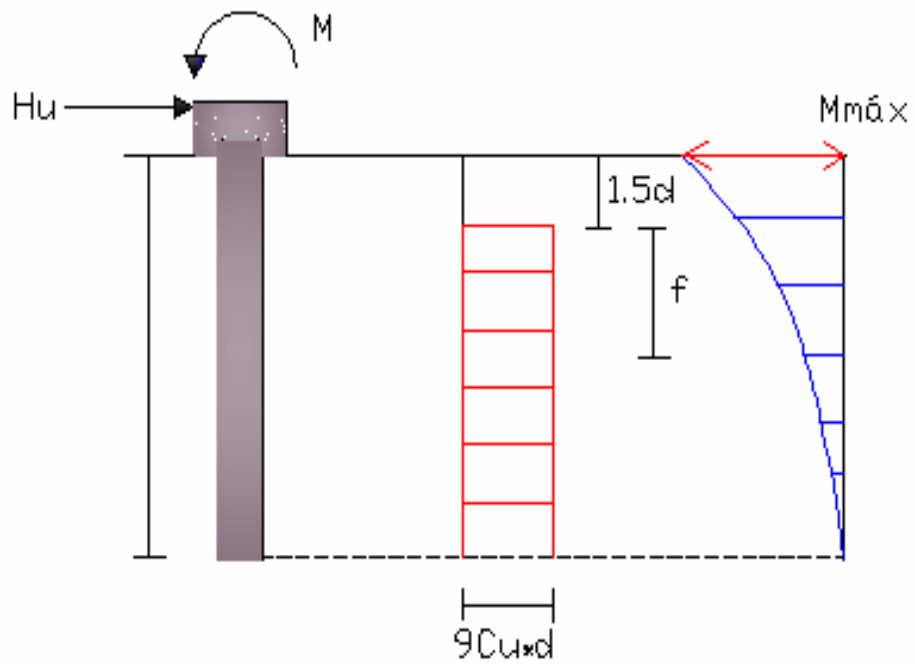


Fuente Braja M. Das.

✚ Cabeza fija.

Pilote corto ($L/D < 10$).

Grafica 53. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza fija.



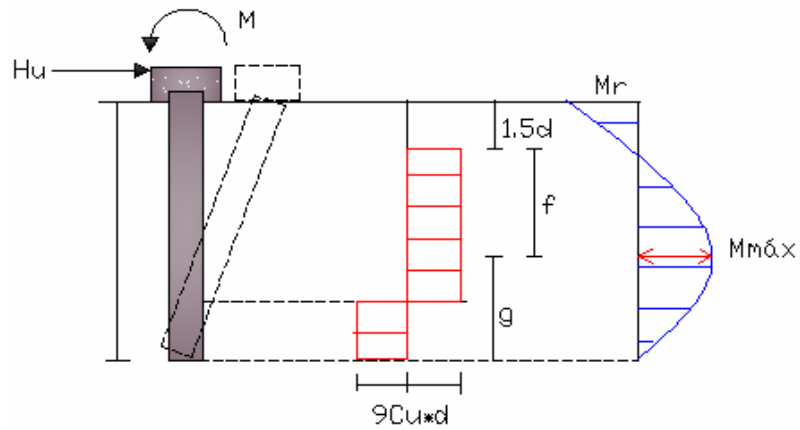
Fuente los autores.

$$H_u = 9C_u \cdot d(L - 1.5d)$$

$$M_{Máx} = H_u(0.5L + 0.75d)$$

Pilote intermedio.

Grafica 54. Diagrama de cortante y momento en pilotes intermedios de cabeza fija.



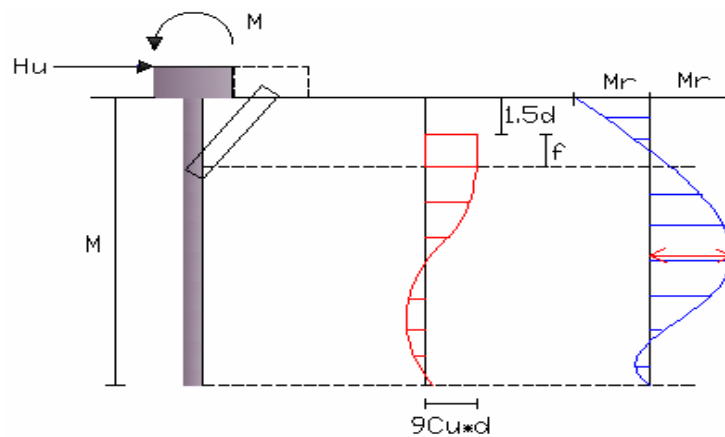
Fuente los autores.

$$Hu = \frac{2Mr}{1.5d + 0.5f}$$

$$My = 2.25Cu \cdot dg^2 - 9Cu \cdot df(1.5d + 0.5f)$$

Pilote largo.

Grafica 55. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza fija.



Fuente los autores.

$$Hu = \frac{2Mr}{1.5d + 0.5f}$$

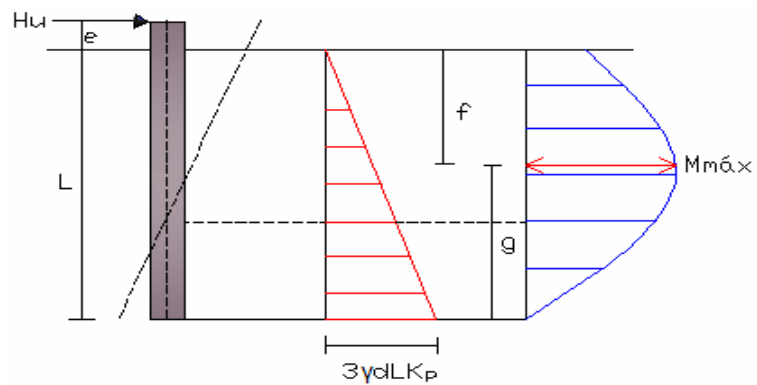
$$My = 2.25Cu \cdot dg^2 - 9Cu \cdot df(1.5d + 0.5f)$$

Pilotes en suelos granulares.

🚧 Cabeza libre.

Pilote corto

Grafica 56. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza libre.



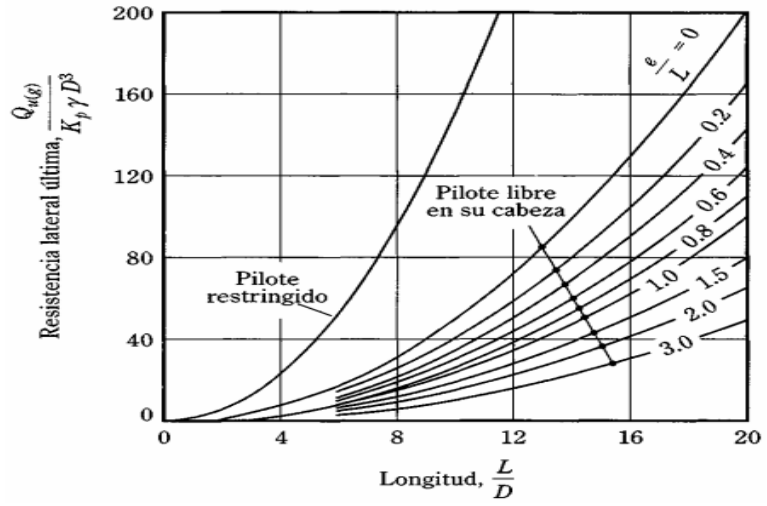
Fuente: Autores

$$Hu = \frac{0.5\gamma dL^3 K_p}{e + L}$$

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{Hu}{dK_p\gamma}}$$

$$M_{Máx} = Hu \left(e + \frac{2}{3} f \right)$$

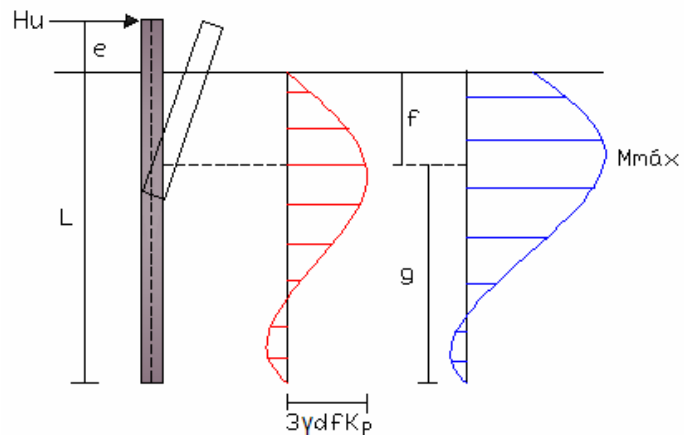
Grafica 57. Resistencia lateral ultima pilotes cortos en arenas



. Fuente Braja M. Das.

Pilote largo.

Grafica 58. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza libre.

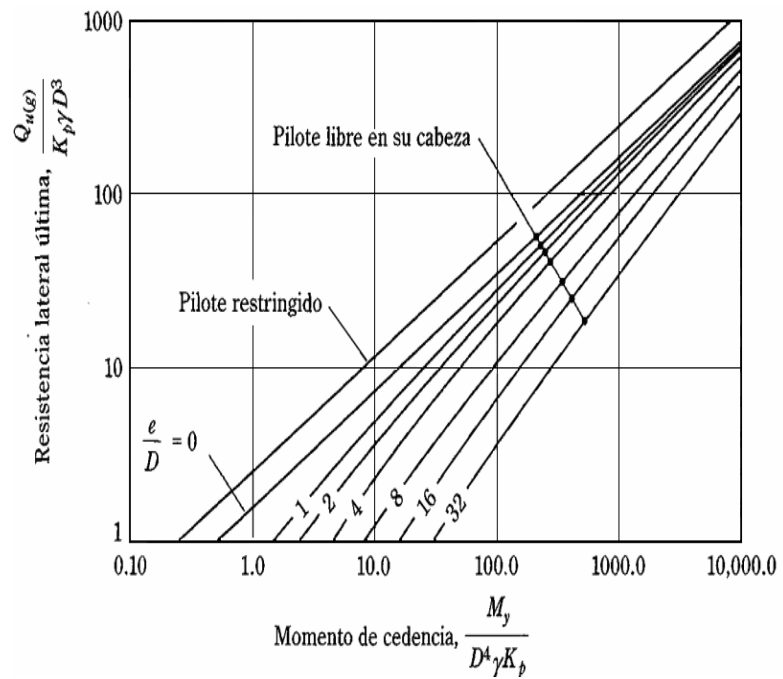


Fuente: Autores

$$Hu = \frac{3}{2} \gamma d K_p f^2$$

$$M_{Máx} = Mr = Hu \left(e + \frac{2}{3} f \right)$$

Grafica 59. Resistencia lateral ultima pilotes largos en arenas

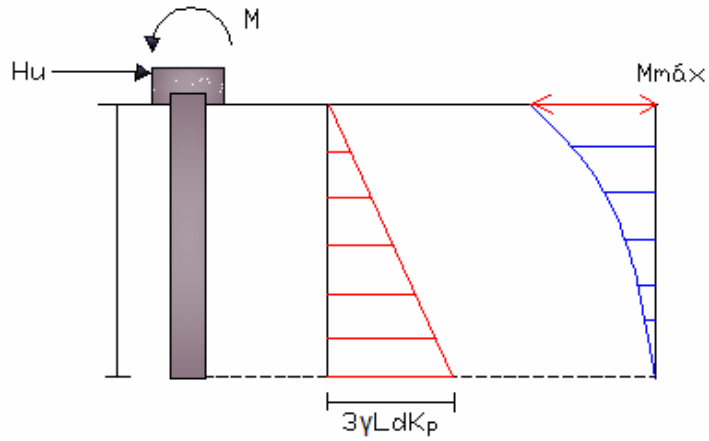


. Fuente Braja M. Das.

📌 Cabeza fija.

Pilote corto.

Grafica 60. Diagrama de cortante y momento en pilotes cortos de cabeza fija.



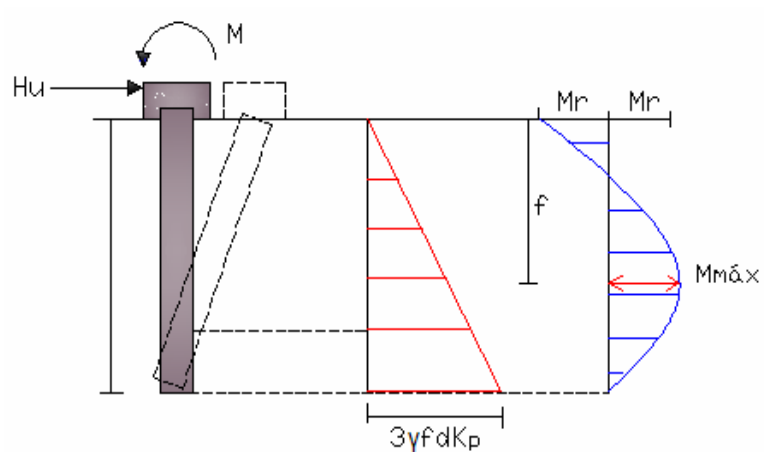
Fuente: Autores

$$Hu = 1.5\gamma L^2 d K_p$$

$$M_{Máx} = \frac{2}{3} Hu \cdot L$$

Pilote intermedio.

Grafica 61. Diagrama de cortante y momento en pilotes intermedios de cabeza fija.



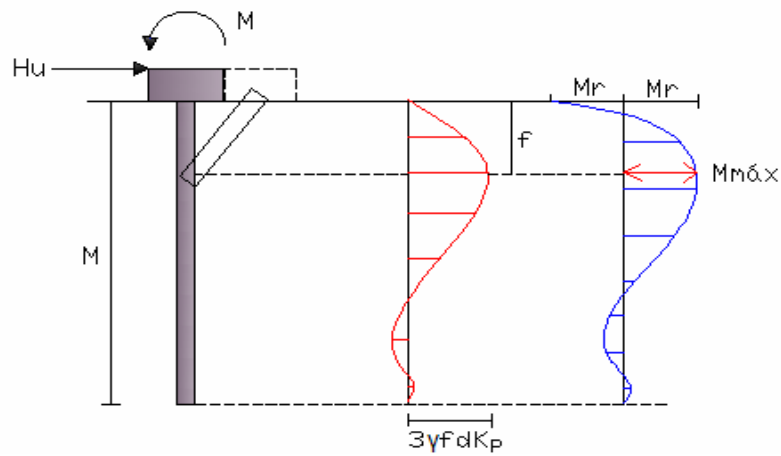
Fuente los autores.

$$Hu = \frac{3}{2} \gamma d K_p f^2$$

$$My = (0.5 \gamma d L^3 K_p) - Hu \cdot L$$

Pilote largo.

Grafica 62. Diagrama de cortante y momento en pilotes largos de cabeza fija.



Fuente: Autores

$$Hu \left(e + \frac{2}{3} f \right) = 2Mr$$

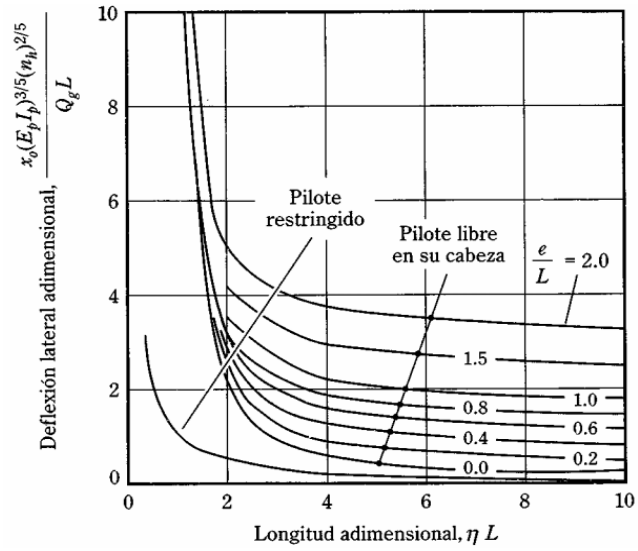


Chequeo por deflexión del pilote

Para arena

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}}$$

Grafica 63. Deflexión de cabeza de un pilote en arena.

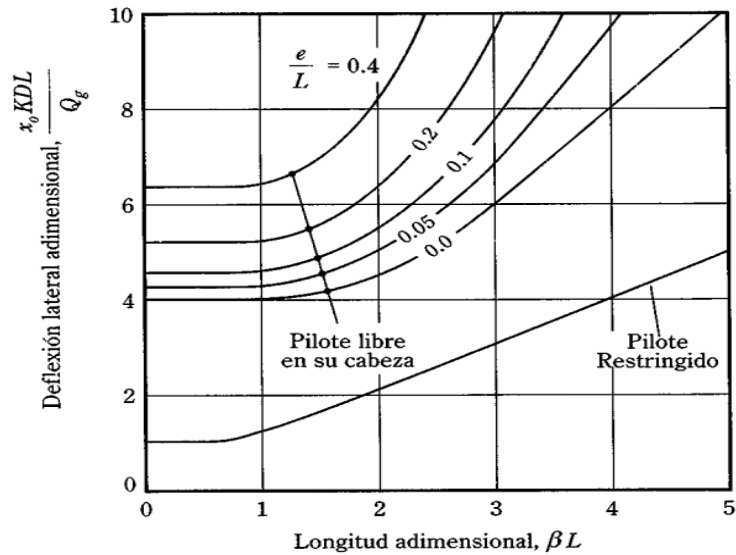


Fuente Braja M. Das.

✚ Para arcillas.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}}$$

Grafica 64. Deflexión de cabeza de un pilote en arena.



Fuente Braja M. Das

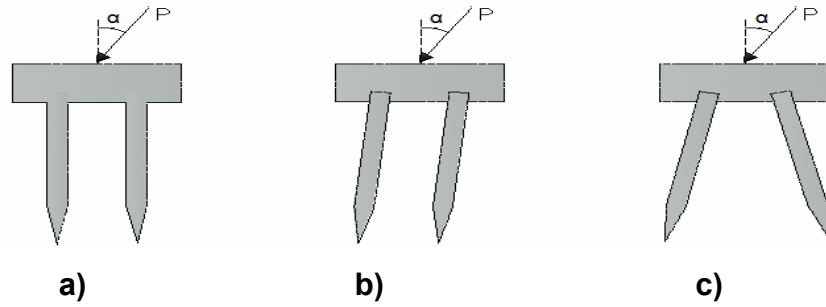
3.1.7 Pilotes Inclinados.

Al instalar un pilote con su eje longitudinal inclinado en un cierto ángulo respecto a la vertical, la componente horizontal de la capacidad axial de carga del pilote se puede aprovechar para resistir fuerzas horizontales (el vector de fuerza resistente axial tiene componentes horizontal y vertical). Si, por ejemplo, en la fundación de un muro de contención sobre pilotes, los pilotes verticales solos, no tiene capacidad para resistir la fuerza horizontal proveniente de los empujes de tierra sobre el muro, se puede considerar el uso de una o más filas de pilotes inclinados para trabajar en la forma descrita.

En general, se considera que para inclinaciones de la carga menores a 5° , es posible utilizar pilotes verticales los cuales absorberán la carga por su propia capacidad de trabajo al corte. Para inclinaciones entre 5° y 15° , puede ser necesario utilizar pilotes inclinados que proporcionen una componente horizontal de reacción producto de su componente axial de trabajo. Para inclinaciones mayores de 15° , ó grandes cargas horizontales, puede requerirse de pilotes de tensión que aporten componentes de reacción importantes en el sentido horizontal.

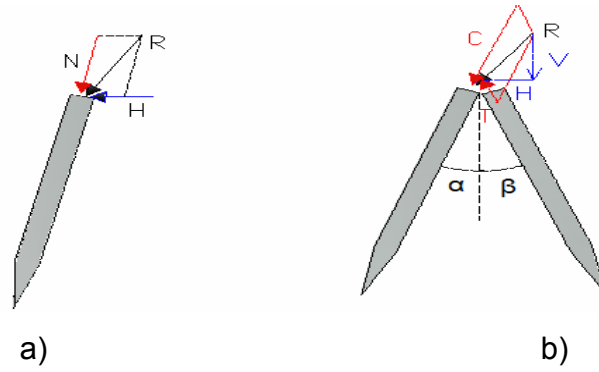
La inclinación de pilotes mas allá de 15° es complicada, especialmente cuando se trata de pilotes de gran desplazamiento, por su gran peso y la dificultad que presenta para su manejo en la grafica 65 se muestran los esquemas referentes a la inclinación de los pilotes y en la grafica 66 esquemas básicos para la determinación de componentes axiales y horizontales en grupos de pilotes con inclinación.

Grafica 65. Grado de inclinación de pilotes. a) $\alpha < 5^\circ$. b) $5^\circ < \alpha < 15^\circ$. c) $\alpha < 15^\circ$.

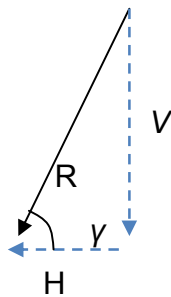


Fuente: Autores

Grafica 66. a) sistema simple de carga. b) otro sistema de carga.



Fuente: Autores

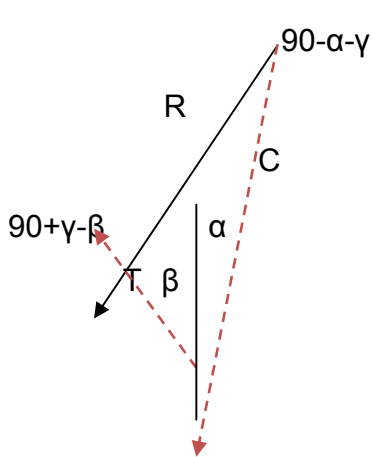


$$\text{sen } \gamma = \frac{V}{R}$$

$$\text{cos } \gamma = \frac{H}{R}$$

✚ Sistema de pilotes a compresión y tracción.

Del paralelogramo se tiene el siguiente triangulo:



$$\frac{R}{\text{sen}(\alpha + \beta)} = \frac{T}{\text{sen}(90^\circ - \gamma - \alpha)}$$

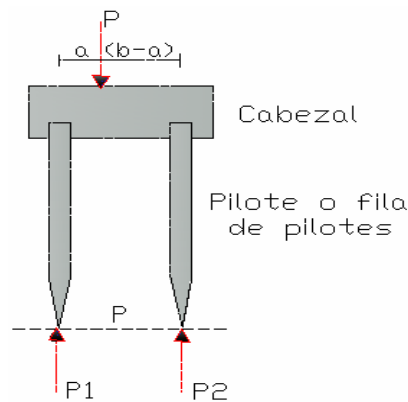
$$\frac{R}{\text{sen}(\alpha + \beta)} = \frac{C}{\text{sen}(90^\circ + \gamma - \beta)}$$

$$C = \frac{H \cos \beta + V \text{sen} \beta}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

$$C = \frac{H \cos \beta - V \text{sen} \beta}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

✚ Sistema estáticamente determinado.

Grafica 67. Sistema estáticamente determinado.



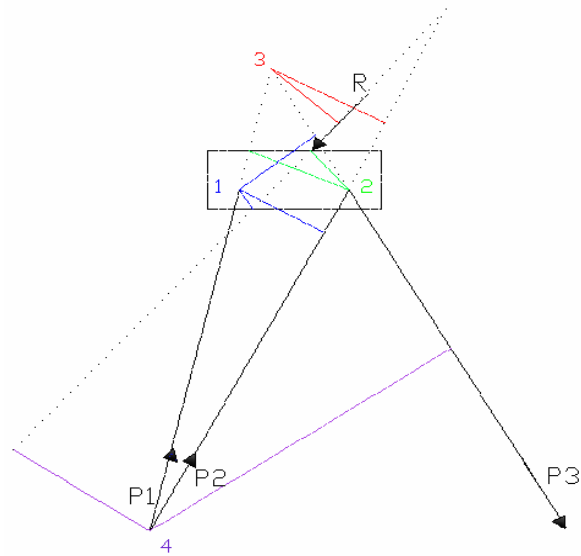
Fuente: Autores

Por simple proporción:

$$P_1 \cdot b = P(b - a) \longrightarrow P_1 = \frac{(b - a)}{b} P$$

Otro caso: $P_2 \cdot b = P \cdot a \longrightarrow P_2 = \frac{a}{b} P$

Evaluación de componentes tomando momentos con respecto a los puntos de intersección de las líneas de acción de las fuerzas axiales en los pilotes.

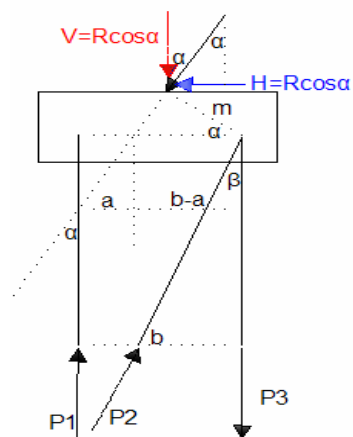


$$\sum M_2 = P_1 C_1 - R m_1 = 0 \rightarrow P_1 = R \frac{m_1}{C_1}$$

$$\sum M_3 = P_2 C_2 - R m_2 = 0 \rightarrow P_2 = R \frac{m_2}{C_2}$$

$$\sum M_4 = P_3 C_3 - R m_3 = 0 \rightarrow P_3 = R \frac{m_3}{C_3}$$

Utilizando sumatoria de fuerzas verticales, horizontales y momentos.



$$m = (b - a) \cos \alpha$$

$$\sum F_H = 0 \quad P_1 \sin \beta - R \sin \alpha = 0$$

$$P_2 = R \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$$

$$\sum F_V = 0 \quad R \cos \alpha - P_1 + P_3 - P_2 \cos \beta$$

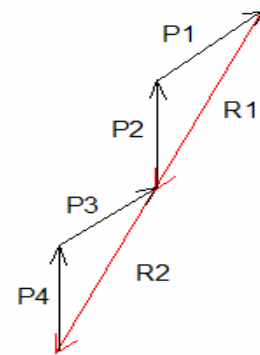
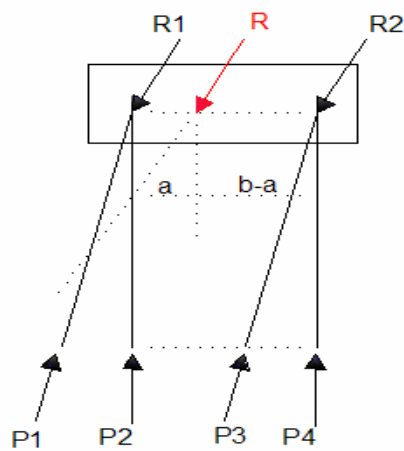
$$\sum M_2 = 0$$

$$Pb - Rm = 0 \rightarrow P_1 b - R(b - a) \cos \alpha = 0$$

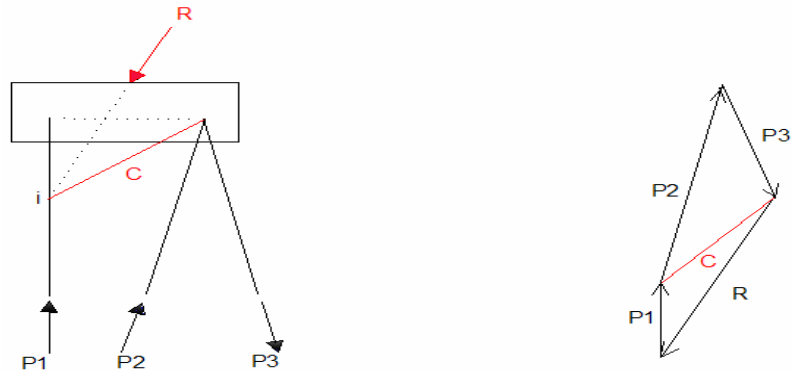
$$P_1 = \frac{R(b - a) \cos \alpha}{b}$$

$$P_3 = \frac{\sin \alpha}{\tan \beta} + \frac{m}{b} - \cos \beta$$

Por componentes según polígonos de fuerzas.



Método gráfico de Cullmann



3.1.8 Asentamientos En Pilotes.

Un pilote sometido a carga vertical Q_w sufre asentamiento debido a tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde: s = asentamiento total del pilote

s_1 = asentamiento elástico del pilote

s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

s_3 = asentamiento del pilote por la carga transmitida en el fuste.

Suponiendo el material del pilote elástico, la deformación del fuste o acortamiento elástico del pilote se evalúa como:

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde: Q_{up} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = carga por resistencia de fricción bajo condición de carga de trabajo.

A_p = área de la sección del pilote.

E_p = modulo de elasticidad del material del pilote

L = longitud del pilote.



Método de Vesic.

Arenas, arcillas y limos.

- Cálculo del asentamiento de un pilote.

Vesic (1977), propuso la magnitud $\xi = 0.67$, donde ξ depende de la distribución de la resistencia por fricción que para el caso se estima de forma triangular, entonces s_1 :

$$s_1 = \frac{(Q_{up} + 0.67Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Para la estimación de la variable s_2 propuso un método semiempírico:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{Dq_p}$$

Donde: Q_{wp} = carga por resistencia de fricción bajo carga de trabajo.

D = diámetro del pilote.

q_p = resistencia última en la punta del pilote.

C_p = coeficiente empírico.

Vesic dio valores tipo para C_p :

Tabla 9. Valores empíricos para pilotes hincados y perforados.

TIPO DE SUELO	PILOTES HINCADOS	PILOTES PERFORADO
Arena (densa o suelta)	0.02 - 0.04	0.09 - 0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02 - 0.03	0.03 - 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 - 0.05	0.09 - 0.12

Fuente Vesic.

Para la estimación de s_3 propuso una relación empírica:

$$s_3 = \frac{Q_{up} C_s}{Lq_p}$$

Donde: L = longitud del pilote.

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{C_p \frac{L}{D}} \right) = \text{constante empírica}$$

3.1.9 Grupos De Pilotes.

3.1.9.1 Eficiencia De Grupo.

Definido por: $\eta = \frac{Q_{g(u)}}{Q_u}$

Donde: η = eficiencia del grupo

$Q_{g(u)}$ = capacidad ultima de carga del grupo de pilotes

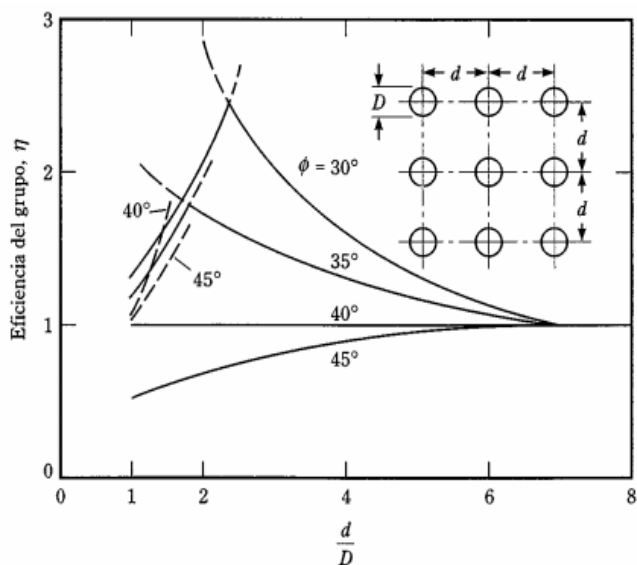
Q_u = capacidad ultima de carga pilote sin el efecto del grupo.



Método de Kishida y Meyerhof.

Kishida y Meyerhof (1965), realizaron pruebas para grupos de pilotes de 3*3 de donde obtuvieron la siguiente grafica:

Grafica 68. Variación de la eficiencia en un grupo de pilotes en arena.



Fuente Braja Mc Das.

✚ **Método de Liu y otros.**

Liu y otros (1985) basados en los resultados obtenidos mediante las pruebas de campo hechas a 58 grupos de pilotes y 23 pilotes individuales hincados en suelo granular obtuvieron las graficas 79a y 79b para el comportamiento de grupos de pilotes con capuchón a baja y alta altura en términos de la fricción superficial promedio.

Los datos de las pruebas incluyeron:

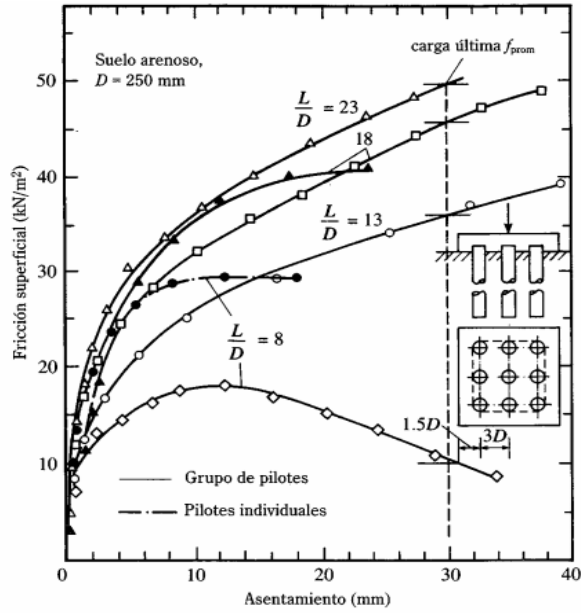
Longitud del pilote: $L = 8D - 23D$

Diámetro del pilote: $D = 125mm - 330mm$

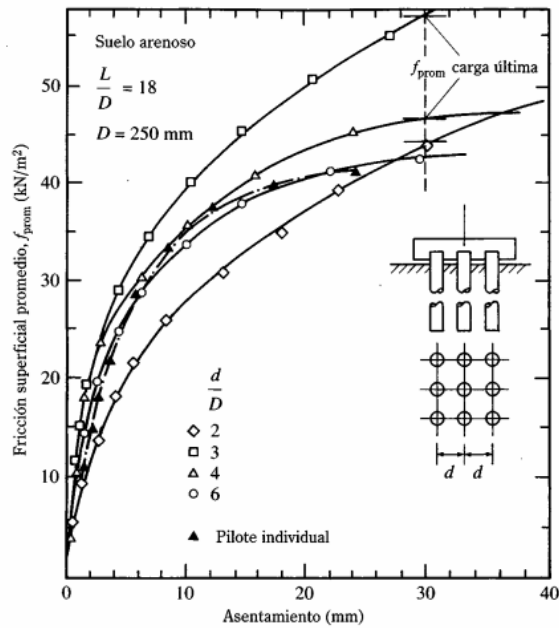
Tipo de instalación del pilote: perforado.

Espaciamiento de los pilotes en le grupo: $d = 2D - 6D$

Graficas 69. Eficiencia en grupo de pilotes a) capuchón de pilotes a baja altura. b) capuchón sin contacto en el terreno.



a)



b)

Fuente Braja Mc Das.

3.1.9.2 Capacidad de Carga de Grupos de Pilotes.: La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula suponiendo que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base esta al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y largo del grupo de pilotes. La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de carga de la base de la "cimentación", mas la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la "cimentación".



Método de Feld.

Arena.

Feld (1943), sugirió un método para estimar la capacidad de carga de pilotes individuales de (fricción) en un grupo hincados en arena, y consistía en reducir 1/16 por cada pilote adyacente la capacidad última del pilote, por tanto se tiene:

Factor de reducción para cada pilote: $f = 1 - \frac{n}{16}$

Donde n = numero de pilotes adyacentes al pilote.

Por tanto la capacidad ultima para un pilote: fQ_u

$$Y \quad \eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{\sum fQ_u}{n_t Q_u}$$

Donde: $\sum Q_u$ =sumatoria de fQ_u de todos los pilotes del grupo y n_t = pilotes totales del grupo.

Roca.

La mayoría de los reglamentos de construcción para cimentaciones profundas establecen la carga última del grupo de pilotes en roca como:

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

Esto se cumple siempre que el espaciamiento mínimo entre ejes de pilotes sea de $D+300$, en el caso de pilotes H o cuadrados la magnitud de D es la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

3.1.9.3 Asentamiento de grupo de pilotes. El asentamiento de un grupo de pilotes se produce por la consolidación de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes. Este asentamiento excederá al de un pilote aislado que soporta la misma carga que cada uno de los del grupo, a menos que los pilotes se apoyen en roca o en un estrato grueso de suelo incompresible. El asentamiento del grupo se puede calcular suponiendo también que el grupo representa una cimentación gigantesca. Cuando los pilotes son de resistencia por la punta, la base del cimiento imaginario se supone que está al nivel de las puntas de los pilotes, y los esfuerzos se calculan sobre esa base. Cuando los pilotes se sustentan por fricción, los esfuerzos por debajo del cimiento se calculan suponiendo que la carga del grupo entero se introduce en el suelo a una profundidad que varía entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. La carga se distribuye a este nivel en el área total que ocupan el grupo de pilotes. El asentamiento de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes se calcula partiendo de estos esfuerzos. Estos cálculos son aproximados en el mejor de los casos y suelen dar asentamientos mayores que los observados; sin embargo pueden indicar cuando es probable que se presenten dificultades debidas a este problema.

3.2 PILAS DE CIMENTACIÓN.

Las pilas de cimentación son elementos de concreto armado de más de 0.80 m de diámetro que requieren de excavación o perforación previa y colocación del concreto en el sitio. En las cimentaciones las pilas tienen dos usos. De acuerdo con el primer uso la pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la misma

función que una zapata, la cual es transmitir todas las cargas que soporta al suelo. Sin embargo en comparación con las zapatas las profundidades que manejan las pilas son mayores. Su segundo uso, la pila puede servir de apoyo para concreto o mampostería para la superestructura de un puente, y que a su vez debe estar soportada en una cimentación adecuada ya sea en un estrato firme o apoyada en pilotes.

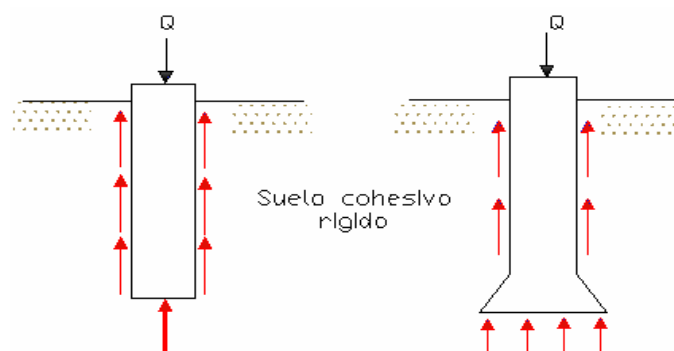
Normalmente el asentamiento de este tipo de cimentaciones es muy pequeño; sin embargo especial cuidado debe tenerse durante la construcción de las pilas, en especial durante la etapa de excavación y abatimiento de los niveles piezométricos. Si durante la etapa constructiva se presentan derrumbes durante la excavación, la pila de cimentación se puede apoyar en suelo compresible y experimentar asentamientos importantes. El flujo de agua ascendente que se puede presentar en el fondo de la excavación ocasiona la alteración del material de soporte de la pila, haciéndolo más compresible, por lo que este flujo debe evitarse, en especial en los suelos granulares.

3.2.1 Tipos De Pilas.



Flotantes.

Grafica 70. Pila flotante en suelo homogéneo

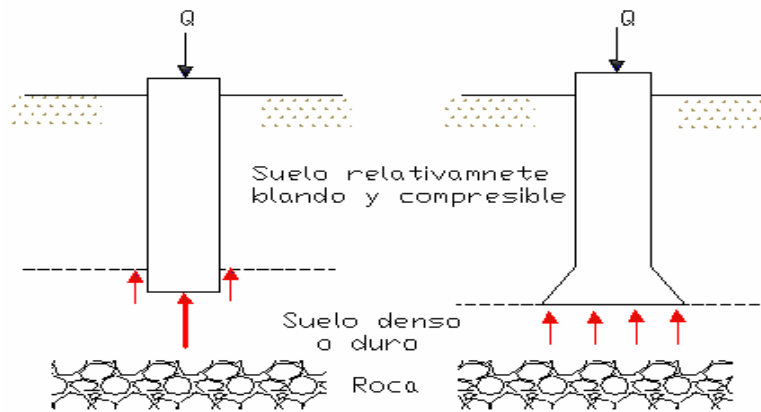


Fuente: Autores



De punta en suelos.

Grafica 71. Pilas de punta en suelos

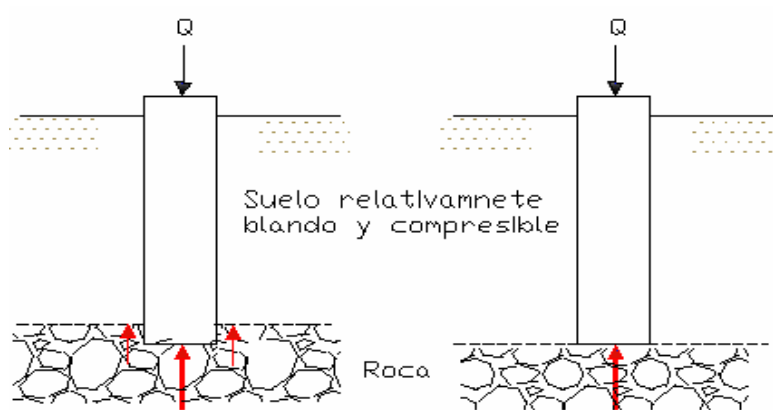


Fuente: Autores



De punta en rocas.

Grafica 72. Pilas de punta en roca.

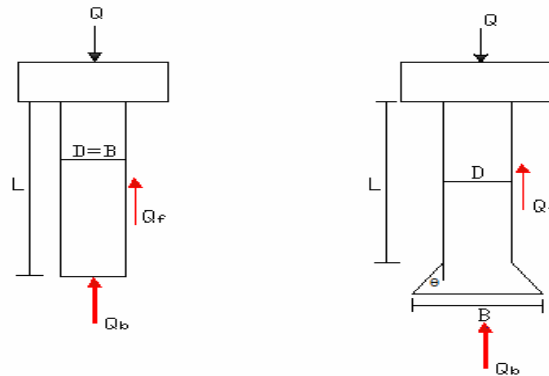


Fuente: Autores



Dimensiones usuales

Grafica 73. Dimensiones en pilas.



Fuente: Autores

$$D \geq 30'' \rightarrow B \leq 3D$$

$$\theta \leq 26^\circ$$

Espesor del revestimiento: 3/8" a 3/4", dependiendo del diámetro de la pila y de las características del suelo.



Consideraciones de diseño.

Exploración.

Envuelve el planeamiento y la conducción de una exploración subsuperficial adecuada a las necesidades, a fin de establecer la factibilidad técnica y económica de utilizar una pila excavada y las características del material de soporte. Aquí deben determinarse: perfil estratigráfico del subsuelo, calidad del suelo de soporte, viabilidad de la construcción y dificultades durante la construcción (nivel freático y obstáculos).

Diseño.

Constituye la fase en la cual se selecciona el tipo de pila, el método constructivo y la carga de trabajo admisible a ser usada en el diseño. En esta fase deben tomarse decisiones referentes a: tipo de pila, dimensiones de la cimentación, capacidad de carga de las pilas y método constructivo.

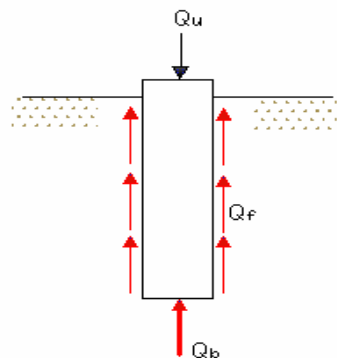
Rediseños.

Se refiere a rediseños o modificaciones al proceso constructivo que sean necesarios hacer, de acuerdo con las condiciones reales del subsuelo encontradas durante el periodo constructivo.

3.2.2 Capacidad De Carga.

La ecuación básica de capacidad de carga es similar a la de pilotes. Se hacen consideraciones de acuerdo con el tipo de suelo y se hacen las simplificaciones pertinentes.

Grafica 74. Cargas en la pila



Fuente: Autores

$$Q_u = Q_b + Q_f - W$$

$$Q_b = Ab(cN_c + \gamma D_f N_q + 0.3\gamma B N_\gamma)$$

$$Q_f = A_f \cdot \alpha \cdot c$$

$$Q_u = Ab(cN_c + \gamma D_f N_q + 0.3\gamma B N_\gamma) + A_f \cdot \alpha \cdot c - W$$



Pilas en suelos cohesivos arcilla saturada.

Si $\phi=0$ entonces $N_q=1.0$ y $N_\gamma=0$.

$$Q_b = Ab(cN_c + \gamma D_f) + A_f \cdot \alpha \cdot c - W$$

Pero:

$$Ab \cdot \gamma \cdot D_f \approx W$$

$$Q_u = C_u \cdot N_c \cdot Ab + A_f \cdot \alpha \cdot c$$

Donde C_u es la cohesión no drenada y α varia entre 0.4 y 0.5 (generalmente 0.4).



Pila de punta en suelos granulares.

$$Q_u = Q_b + Q_f$$

Trabajara de punta si $Q_f=0$.

$$Q_u = Q_b = \sigma_b N_q \cdot Ab + 0.3\gamma B N_\gamma Ab$$

Siendo B el ancho en la base.

$$\sigma_b = \gamma D_f$$

Excepto para pilas muy cortas, el segundo término es pequeño comparado con el primero, en razón de lo cual es generalmente despreciado y entonces:

$$Q_u = \sigma_b Nq \cdot Ab$$



Pilas en rocas.

Roca suave	8.0	Kg/cm ²
Roca mediana /dura	40	Kg/cm ²
Roca dura y sana	60	Kg/cm ²

Sedimentarias.

Lutitas y pizarras	8.0-10	Kg/cm ²
Calizas	10-20	Kg/cm ²

Rocas con plegamientos.

Micas	40	Kg/cm ²
-------	----	--------------------

Ígneas.

Basalto, granito, diorita.	20-100	Kg/cm ²
----------------------------	--------	--------------------

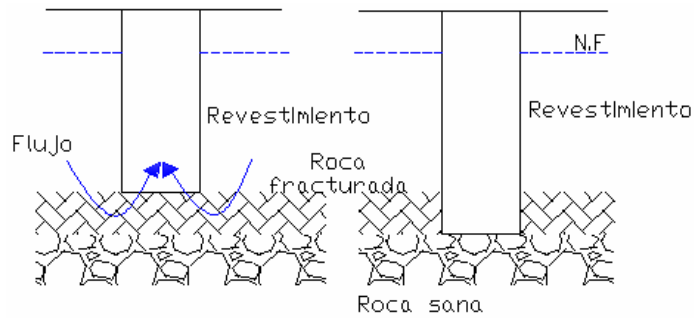
Metamórficas.

Gneiss	100	Kg/cm ²
Mármol	10-20	Kg/cm ²

3.2.3 Problemas Constructivos.

✚ Nivel freático.

Grafica 75. Problema constructivo debido al N.F.



Fuente: Autores

La humedad aparece en las zonas bajas de las construcciones y se debe a que los materiales adsorben el agua del terreno a través de la cimentación y pueden ser permanentes si se presenta un nivel freático alto.

Existe una alternativa para este problema y es un revestimiento en lodo bentonítico.

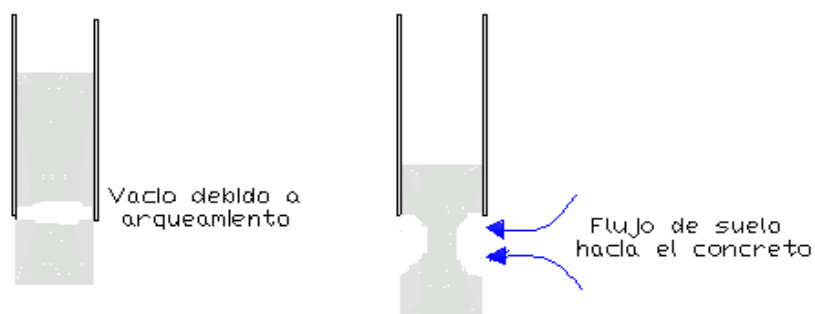
✚ Revestimiento.

Permanente: Se deja cuando por dificultades es conveniente. Aumenta el costo pero también aumenta la capacidad de carga de la pila.

Provisional: Se pueden presentar problemas en el retiro y puede haber contaminación de suelo o agua en el concreto.

Remoción: Es una operación cuidadosa que debe ser supervisada por personal de experiencia, pues puede ocasionar problemas en el concreto.

Grafica 76. Problemas que se presentan en la remoción de revestimiento.



Fuente: Autores



Concreto

Fondo con flujo: deterioro de la mezcla en el fondo.

Flujo alrededor de la pila con revestimiento temporal: deterioro de la mezcla en forma natural.

Fondo: debe ser inspeccionado antes del vaciado y debe estar seco o como máximo 2" de lámina de agua.

Concreto: debe ser lanzado a una altura tal que no permita segregación de los agregados ni que no alcance a vibrarse. Los últimos 3.0m deben ser vibrados.

3.3 CAJONES.

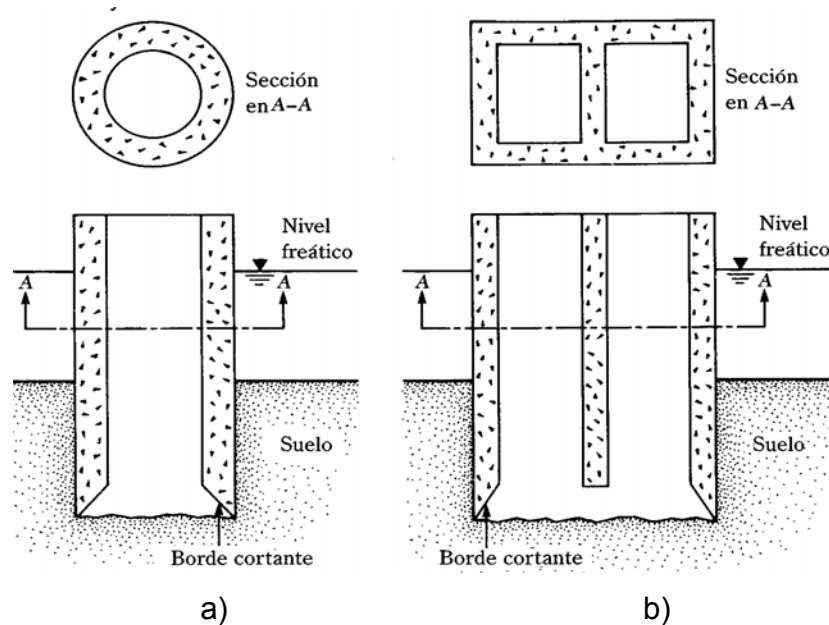
Estas cimentaciones consisten en elementos de concreto reforzado, de sección transversal cilíndrica, rectangular, elipsoidal o similar que se coloca verticalmente en el suelo de apoyo, utilizando técnicas apropiadas de excavación y retiro de rezaga. Básicamente, se trata de encontrar un estrato resistente bajo un depósito de suelo de propiedades mecánicas deficientes, con el fin de conseguir un apoyo

satisfactorio a una profundidad práctica. Las profundidades económicas máximas que suelen alcanzarse son del orden de 65 m.

Los cajones están divididos en tres tipos: cajones abiertos, cajones cerrados y cajones neumáticos.

✚ *Cajones abiertos.*

Grafica 77. Cajones abiertos. a) circular. b) rectangular.



Fuente Braja Mc Das.

Son pilas de concreto que se encuentran abiertas en su parte superior e inferior y es fabricado, en primer lugar, total o parcialmente en su altura total a nivel del suelo. El fondo del cajón tiene un borde cortante⁸. El descenso comienza con la paulatina excavación del material en el interior del cuerpo bajo presión

⁸ Braja Mc Das, Principios de ingeniería de cimentaciones, Cuarta Edición, International Thomson Editores, pág. 716.

atmosférica. En primer lugar, por encima del nivel de las aguas freáticas se procede a excavar en seco y, mas tarde, por debajo de dicho nivel, en húmedo.

El nivel interior y exterior de las aguas freáticas deberán corresponder para que no se produzca sifonamiento con el subsiguiente acarreo de material desde afuera hacia adentro.

Una vez alcanzada la profundidad total, se inserta un fondo concreto que permite el achicado subsiguiente del espacio interior. Durante este proceso se debe garantizar en todo momento la resistencia frente al empuje hidrostático ascendente. Sin embargo presenta desventajas como la falta de control de calidad sobre el concreto vertido para formar el sello, y a esto se suma la falta de limpieza en el fondo del cajón.

Espesor del sello de fondo.

Antes de achicar el cajón, se coloca un sello de concreto en el fondo, el cual, debe tener un espesor suficiente para que resista las fuerzas hidrostáticas hacia arriba desde el fondo después de haber achicado y antes que el cajón se llene con concreto.

De acuerdo con Teng (1962), basado en la teoría elástica:

$$t = 1.18R_i \sqrt{\frac{q}{f_c}}$$

Para cajón circular.

$$t = 0.866B_i \sqrt{\frac{q}{f_c \left[1 + 1.61 \left(\frac{L_i}{B_i} \right) \right]}} \text{ Para cajón rectangular.}$$

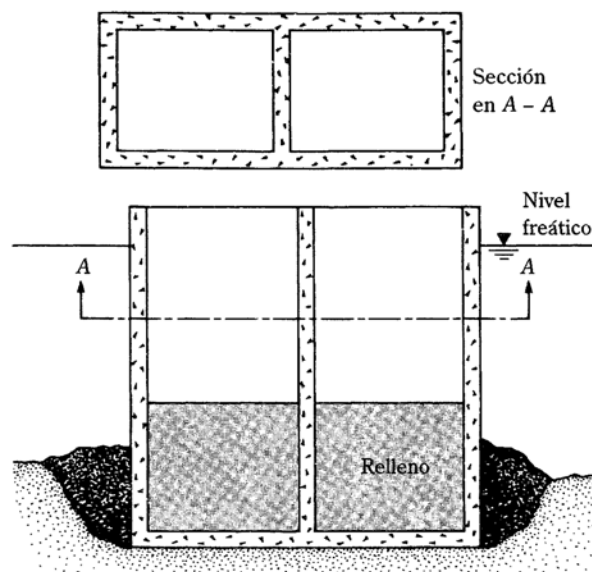
Donde R_i es el radio interior del cajón, f_c el esfuerzo admisible a flexión en el concreto (0.1 a 0.2 f'_c), B_i y L_i ancho y largo de un cajón rectangular y q la presión unitaria en la base del cajón.

$$q = H\gamma_w - t\gamma_c$$

🚧 Cajones cerrados.

Son estructuras con fondo cerrado que habitualmente son construidas en seco para luego ser transportadas al sitio de la construcción, donde son rellenas con balasto agua o concreto. El costo de este tipo de construcción es bajo.

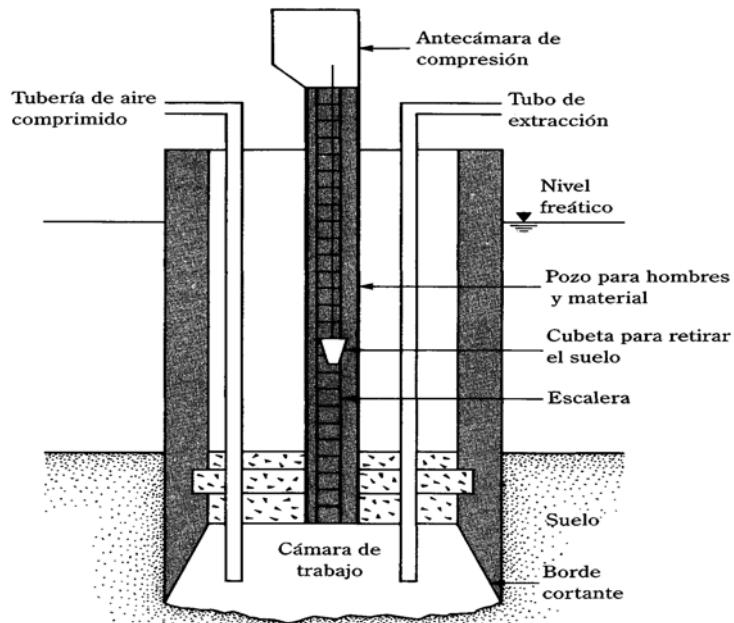
Grafica 78. Cajón cerrado



. Fuente Braja Mc Das.

🚧 *Cajones neumáticos.*

Grafica 79. Cajón neumático.



Fuente Braja Mc Das.

Se utilizan generalmente para profundidades entre 15 y 40 metros.

La excavación del material se efectúa en la cámara de trabajo, eliminándose las aguas freáticas por medio del aire comprimido. Dado el constante sifonamiento por debajo del filo de corte, debido a la excavación paulatina del material. Por su propio peso, el cuerpo de la obra se va hundiendo progresivamente en el subsuelo.

Como en el cajón abierto, este proceso puede verse favorecido por la adopción de medidas atenuadoras del rozamiento y por cargas adicionales. Las paredes que se construyen hacia arriba van hormigonándose durante el descenso hasta que hayan alcanzado su altura definitiva. Después que se ha llegado a la profundidad final (estrato de apoyo), la cámara de trabajo se rellena de hormigón.

Este método presenta algunas ventajas: dentro de la cámara de trabajo se puede controlar constantemente la composición del subsuelo; los trabajos de construcción no se ven perjudicados por la penetración de aguas freáticas, y por lo tanto, el fondo de la obra puede colocarse en seco.

La desventaja que presenta el método consiste en la subpresión a la que están expuestos los operarios, así como el gran despliegue de tiempo necesario para introducir o sacar material y equipos.

Chequeos.

🔧 Revisión del cortante perimetral en la cara de contacto del sello y el cajón.

Fuerza neta hidrostática hacia arriba:

$$F_H = A_i H \gamma_w - A_i t \gamma_c$$

Cortante perimetral desarrollado:

$$v = \frac{A_i H \gamma_w - A_i t \gamma_c}{P_i t}$$

P_i el perímetro interior del cajón

$$v \left(\frac{MN}{m^2} \right) < v_u \left(\frac{MN}{m^2} \right)$$

$$v_u = 0.17 \phi \sqrt{f' c \left(\frac{MN}{m^2} \right)}$$

$$\phi = 0.85$$

$$v_u = 2 \phi \sqrt{f' c \left(\frac{Lb}{pulg^2} \right)}$$

✚ Revisión por flotación.

Fuerza de flotación hacia arriba es:

$$F_u = (\pi R_o^2) H \gamma_w$$

Cajón circular

$$F_u = (B_o L_o) H \gamma_w$$

Cajón rectangular

Fuerza hacia abajo:

$$F_d = W_c + W_s + Q_s$$

$$F_d > F_u$$

Donde W_c es el peso del cajón, W_s peso del sello y Q_s la fricción superficial.

4. EXCAVACIONES

El proceso de construcción de cimentaciones, se impone en primer lugar la excavación del suelo que yace bajo la superficie y por encima del nivel de la cimentación. Por lo tanto las excavaciones tienen como fin preparar el terreno para la futura construcción del sistema de cimentación.

4.1 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

Las excavaciones a cielo abierto pueden estar clasificadas debido al terreno de ocupación. Por un lado se encuentran las excavaciones que lindan con edificaciones vecinas y requieren un importante manejo debido al impacto que se genera en las cimentaciones vecinas, generalmente este tipo de excavaciones no requieren un sistema de contención del material vecino si existe un espacio considerable para la construcción de taludes que puedan soportar el material (*Excavaciones poco profundas*), y por otro lado se encuentran las excavaciones en lotes donde hay suficiente terreno para llevarse a cabo (*Excavaciones profundas*).

Es una regla general que las paredes de una excavación se deban hacer lo mas verticales que el tipo de material presente lo permita, a pesar de que las arcillas permiten inclinaciones casi verticales⁹. Es de gran importancia tener en cuenta las arcillas blandas en la profundidad del suelo ya que pueden causar una falla por bufamamiento, por lo que se debe considerar taludes mas inclinados.

⁹ Castellanos, Serrano, Excavaciones a cielo abierto, métodos de análisis y procesos constructivos, tesis de grado, pág. 2.

Clasificación de las excavaciones.

Para los efectos de determinar el costo de ejecutar una excavación se establece otra clasificación, basada en la mayor o menor dureza del terreno, y que debe ser usada para la cubicación de los movimientos de tierra, pues de esta clasificación dependerán los medios necesarios para realizar la excavación las que varían con la naturaleza del terreno, que desde este punto de vista, se pueden clasificar en:

- *Excavación en terreno blando.* Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de la pala. El material del suelo puede ser de tipo arenoso, arcilloso o limoso, o una mezcla de estos materiales; también puede contener materiales de origen orgánico.
- *Excavación en terreno semiduro.* Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de excavadora sobre oruga. El material puede ser en tal caso una mezcla de grava, arena y arcilla, moderadamente consolidada, o bien una arcilla fuertemente consolidada.
- *Excavación en terreno duro.* Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de excavadora con martillo. El material puede ser una mezcla de grava, arena y arcilla, fuertemente consolidada.
- *Excavación en terreno muy duro.* Puede ser ejecutada valiéndose necesariamente del uso de maquinaria especializada. El tipo de material puede ser una roca semi-descompuesta.
- *Excavación en roca.* La que precisa para su ejecución del uso de explosivos. El material puede estar constituido por un manto de roca, o por piedras de gran tamaño, que no pueden ser removidas mediante el uso de maquinaria.

4.1.1 Excavación De Talud Vertical.

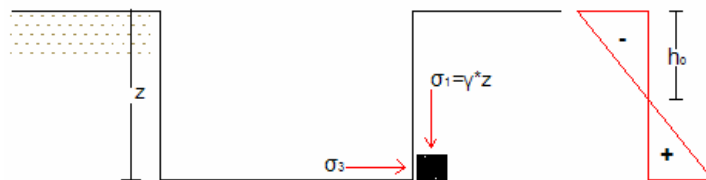
Grafica 80. Talud vertical en suelo cohesivo



Fuente: Autores

4.1.1.1 Profundidad De Excavación Máxima Sin Soporte.

Grafica 81. Profundidad de excavación mínima.



Fuente: Autores

$$pa = \sigma_1 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 2c * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Si $pa=0$ tenemos:

$$\gamma * z * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 2c * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

De donde

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Si el suelo es una arcilla saturada ($\phi=0$)

$$Z_0 = \frac{2c}{\gamma}$$

La altura crítica se producirá cuando el empuje activo (p_a) sea igual a cero

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma * Z^2 * \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2cZ * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

De ahí,

$$Z_{crit} = \frac{4c}{\gamma} * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Para arcilla saturada,

$$Z_{crit} = \frac{4c}{\gamma}$$

Frohlich da una profundidad crítica de excavación definida por:

$$H_{crit} = \frac{\pi * C * \cot \phi}{\gamma * \left[\cot \phi - \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \right]}$$

Cuando $C=0$, $H_{crit}=0$ (Arena limpia)

Terzaghi (1943): para una excavación larga

$$D_c = \frac{5.7s}{\gamma - \left(\frac{s}{B}\right) * \sqrt{2}}$$

Skempton (1951):

$$Dc = Nc * \frac{s}{\gamma}$$

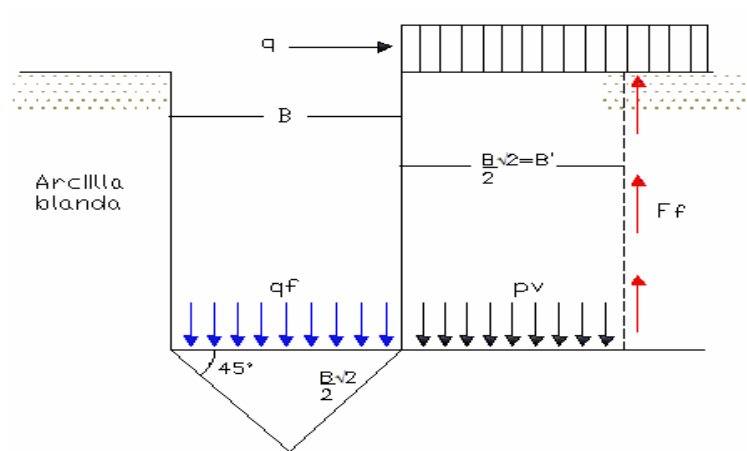
O que

$$F.S. = Nc * \frac{s}{\gamma * D + q}$$

4.1.1.2 Estabilidad Del Fondo De Excavaciones.

Arcillas blandas (Terzaghi 1943)

Grafica 82. Estabilidad en arcillas blandas.



Fuente Terzaghi 1943.

$$q_f = CNc = 5.7c$$

(Nc según Terzaghi)

Se producirá falla si: $p_v > q_f$

$$B' P_v = \gamma D B' - F_f + q B' \quad P_v = \gamma D - \frac{F_f}{B'} + q$$

Si hacemos $P_v = q_f$

$$\gamma - \frac{F_f}{B'} + q = 5.7c$$

ó que la profundidad critica D_c es:

$$D_{crit} = \frac{\frac{F_f}{B'} + 5.7c - q}{\gamma}$$

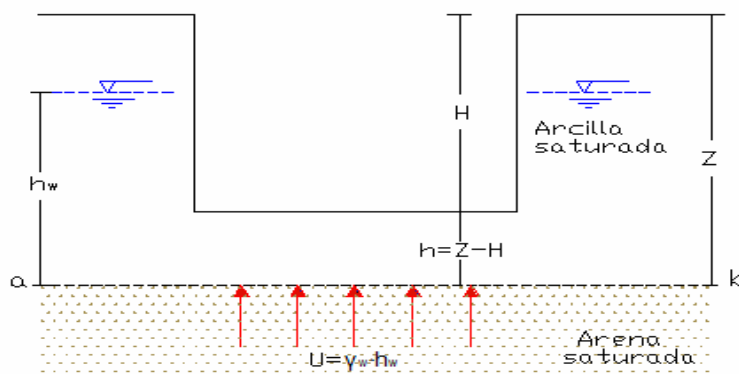
4.1.1.3 Falla De Base Por Subpresión.

Arcilla Saturada ($\emptyset=0$)

Se analizara la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua.

Para reducir el peligro de las fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Grafica 83. Falla por subpresión en arcillas saturadas



Fuente: Autores

Presión neutra en ab

$$P_n = \gamma_w * h_w$$

Presión del suelo sobre “ ab ” debajo de la excavación

$$P = \gamma * h$$

Condición límite:

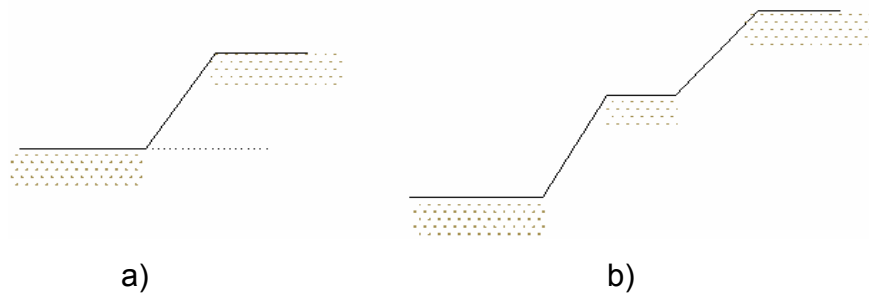
$$\gamma * h = \gamma_w * h_w$$

Hay estabilidad si:

$$\gamma * h > \gamma_w * h_w$$

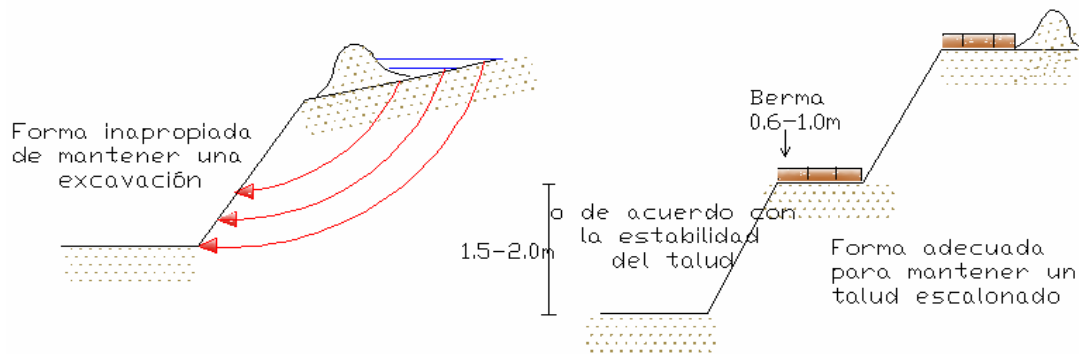
4.1.2 Talud Inclinado.

Grafica 84. Taludes inclinados. a) inclinación única. b) escalonado.



Fuente: Autores

Grafica 85. Sostenimiento de taludes. a) forma inapropiada de sostener una excavación. b) forma adecuada de mantener un talud escalonado.



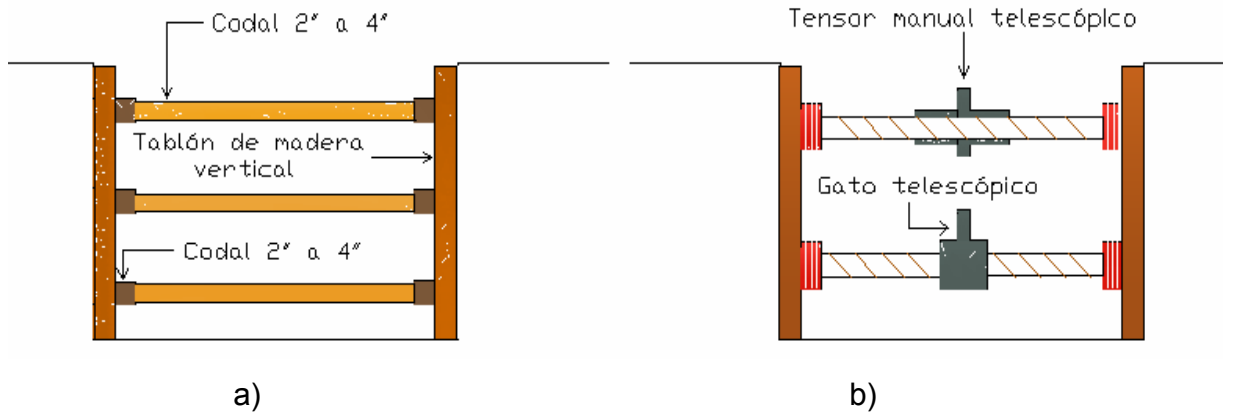
Fuente: Autores

4.1.3 Talud Vertical Con Contención.

4.1.3.1 Entibaciones. Las entibaciones están constituidas por una estructura vertical compuesta de elementos metálicos o tablonés de madera, empotrada en el terreno cierta profundidad por debajo del nivel de excavación, con el fin de obtener un soporte suficientemente robusto como para contrarrestar los empujes del terreno, del agua y de eventuales sobrecargas. Este tipo de estructuras tienen una flexibilidad elevada por lo que se requiere la utilización de elementos de soporte o codales.

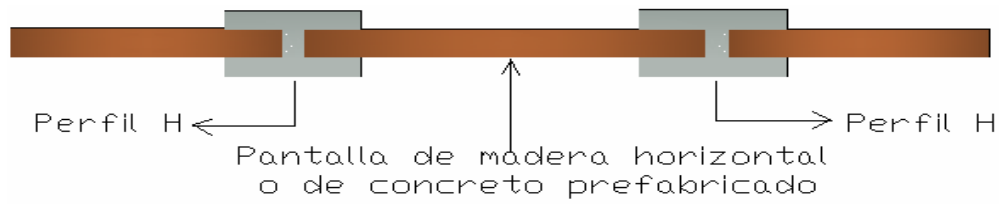
La estabilidad de las excavaciones es una problemática, de allí la necesidad de entibar a esto se suman otros factores como condicionantes económicos y el poco espacio para generar el talud natural del terreno.

Grafica 86. Entibaciones. a) con codales. b) con tensor telescópico.

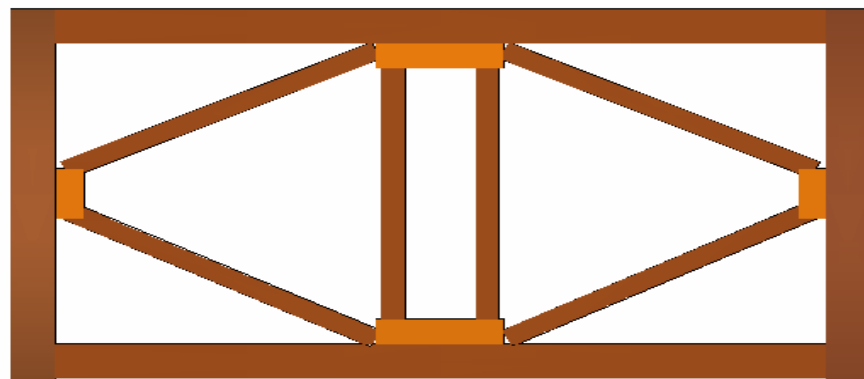


Fuente: Autores

Grafica 87. a) Pantalla flexible de madera con perfiles H. b) entibación entramada para grades excavaciones.



a)



b)

Fuente: Autores

Existen dos tipos de entibaciones *Parciales*, las cuales son utilizadas en excavaciones en suelos cohesivos, donde teóricamente pudiera construirse una excavación vertical, pero existe el problema que se presenten grietas de tracción en la parte superior. Y las *Totales* en las cuales se utilizan métodos más completos como tablestacas verticales y muros construidos “in situ”.

A continuación se dan a conocer algunas ventajas y desventajas de este tipo de estructura de contención.

Ventajas:

- Permite anchos variados de excavación.
- El material que se utiliza se encuentra fácilmente.

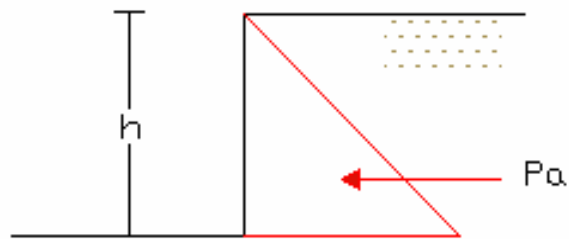
Desventajas:

- Es necesario excavar antes de hacer su instalación, lo cual es de difícil utilización en suelos como arena o similares.
- Al instalarlo después de la excavación, existe un periodo de alto riesgo de derrumbes.
- Tiene limitaciones importantes en cuanto a la altura de excavación, ya que no resiste cargas elevadas de empuje del suelo.
- Es un sistema frágil que puede presentar fallas y además depende de la la calidad de las conexiones.

Las excavaciones con estibación deben ser estables por falla de fondo y por subpresión. Si no se cumplen ambas, no puede utilizarse este sistema.

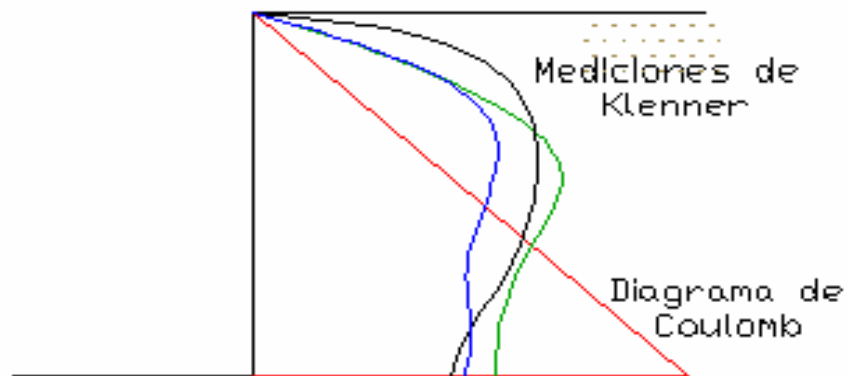
✚ *Presiones laterales sobre paredes de excavación.*

Grafica 88. Presiones laterales para una estructura rígida y suelo granular.



Fuente: Autores

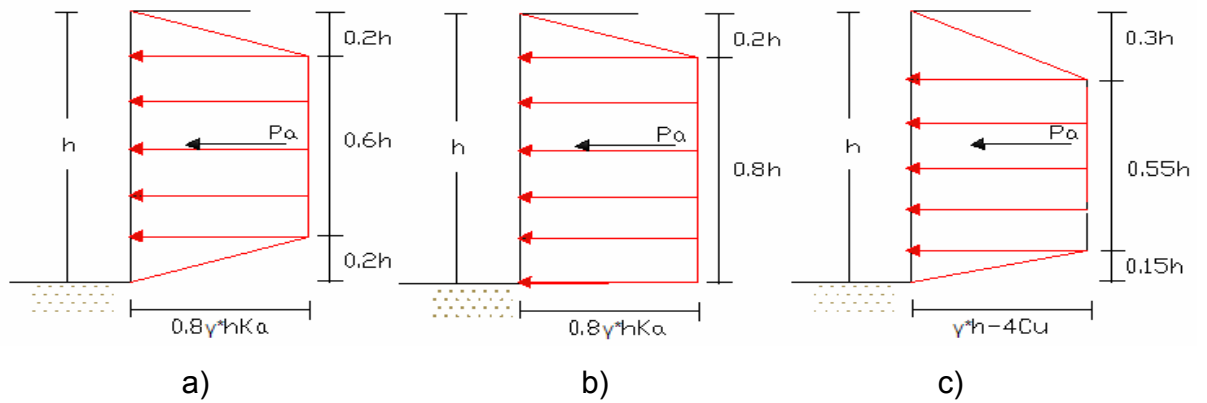
Grafica 89. Observaciones de Klenner (1941) sobre paredes de excavación Flexibles



.Fuente Klenner 1941 .

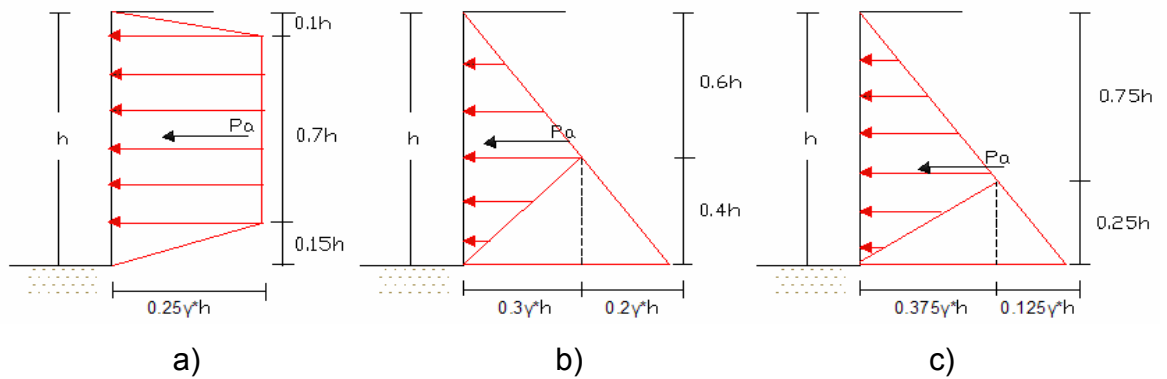
Diagramas de presiones recomendados para ser utilizados en análisis y diseño de paredes flexibles de contención.

Grafica 90. Diagrama de presiones Terzaghi y Peck (1948). a) Arena densa y media. b) Arena suelta. c) Arcilla blanda.



Fuente Terzaghi y Peck (1948).

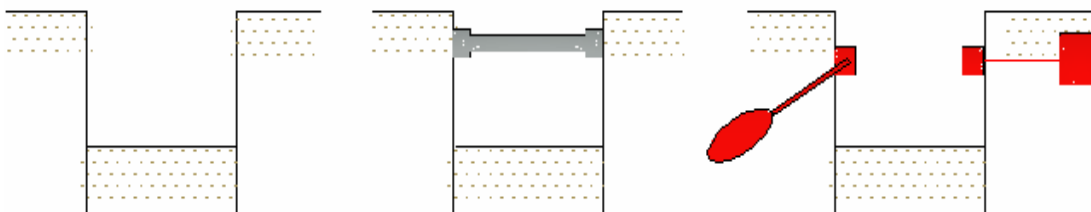
Grafica 91. Diagrama de presiones Tschebotarioff (1973). a) Arena. b) Arcilla rígida, soporte temporal. c) Arcilla media, soporte permanente.



Fuente Tschebotarioff (1973).

4.1.3.2 Tablestacas.

Grafica 92. Tipos de tablestaca por su forma de trabajo



Fuente: Autores

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas, las cuales trabajan generalmente a flexión empotradas o ancladas¹⁰. Existen varios tipos de tablestacas que pueden ser de *madera*, *acero* o *concreto*, con el objeto de resistir los esfuerzos transversales de empuje, para servir como obras de retención de aguas o tierra, y también se suelen usar para estructuras temporales.

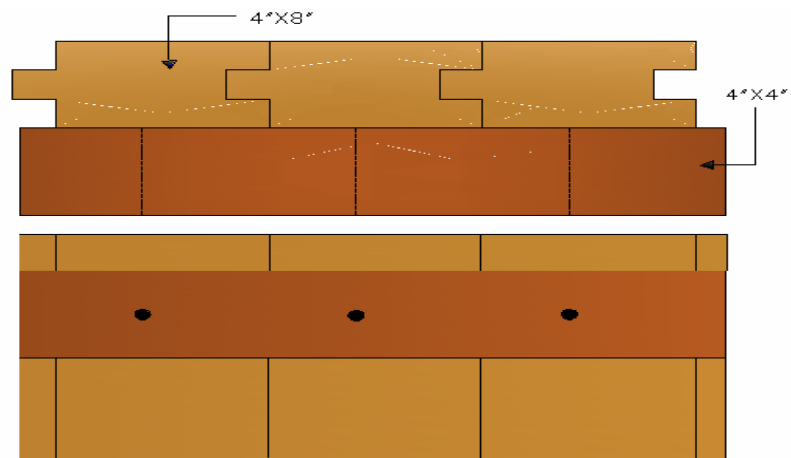
A diferencia de otras estructuras de retención, los muros de tablestacas no requieren que se haga desagüe del sitio.

Tablestacas en madera

Se utilizan hasta profundidades de 5.0 metros, requieren de contrafuertes, acodamiento o anclaje debido a la flexibilidad del material. Se usan para estructuras ligeras temporales por encima del nivel de aguas freáticas.

¹⁰ Jaime Suarez Díaz, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Primera Edición Publicaciones UIS, pág. 240.

Grafica 93. Tablestaca en madera

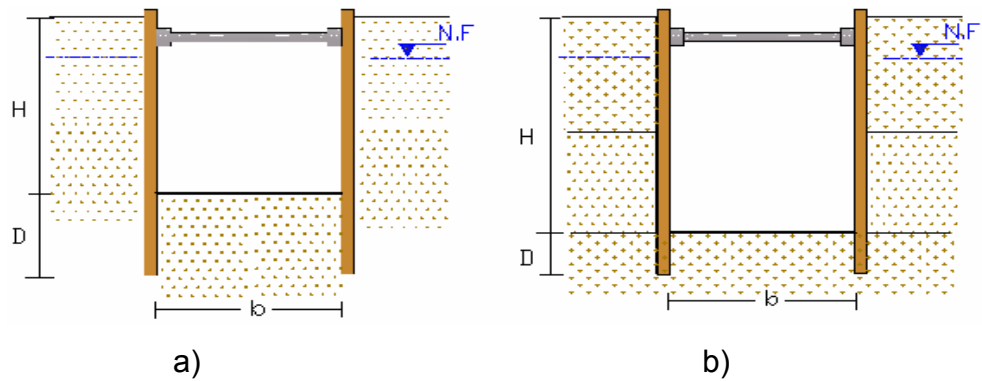


Fuente: Autores



Tablestacas en acero.

Grafica 94. Tablestacas en acero. a) Arena saturada. b) Arcilla saturada.

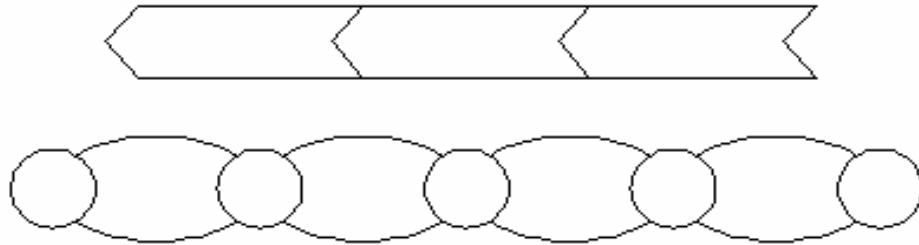


Fuente: Autores

Las tablestacas en acero se utilizan porque son ligeras, reusables y por la resistencia a los grandes esfuerzos desarrollados durante el hincado en los suelos duros.



Tablestacas de concreto.



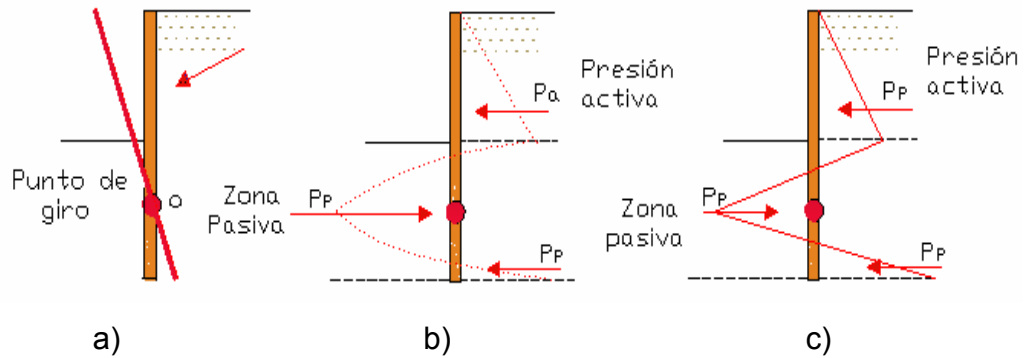
Las tablestacas de concreto están diseñadas con refuerzo para que pueda soportar los esfuerzos a los que serán sometidas las estructuras durante y después de la construcción.

A) Tablestacas en voladizo.

Las tablestacas en voladizo son recomendadas generalmente para muros de una altura aproximada de 6 metros medida desde la línea de dragado, y actúan como vigas en voladizo. Mediante la figura No se explican los principios para estimar la distribución de presiones netas laterales sobre tablestacas.

En la grafica 4.1.3.2.1a a) se muestra el acomodo lateral de un muro en voladizo hincado debajo de la línea de dragado y donde el muro gira alrededor de o. La grafica 4.1.3.2.1a b) muestra la distribución real neta de presión sobre un muro. Y la grafica 4.1.3.2.1a c) muestra una versión simplificada para fines de diseño.

Grafica 95. Tablestaca hincada. a) acomodo lateral de muro en voladizo. b) distribución real neta de presión. c) versión simplificada para el diseño

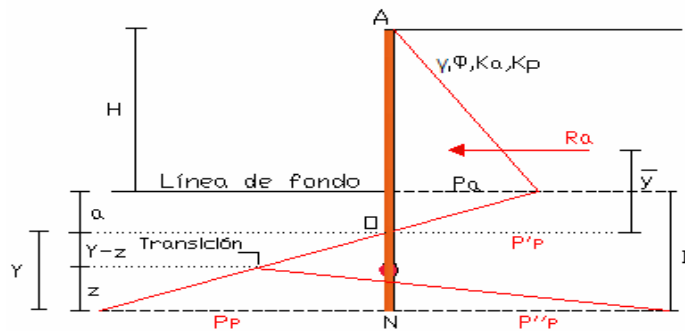


Fuente: Autores

- En suelos granulares ($C=0$).

Se asume que la tablestaca rota como un cuerpo rígido alrededor de un punto en su longitud empotrada¹¹. Esto genera una distribución de presión activa a las cuales estará sujeto el muro desde el punto A hasta el punto de transición; y se considera que la distribución de presión para el diseño varía linealmente como se muestra en la grafica 96

Grafica 96. Tablestaca hincada en suelo granular en ausencia del nivel freático.



Fuente: Autores

¹¹ Jaime Suarez Díaz, Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Primera Edición Publicaciones UIS, pág. 243.

$$a = \frac{\bar{P}_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{\bar{P}_a}{C} \longrightarrow C = \gamma(K_p - K_a)$$

$$\bar{P}_P = \gamma H K_p + \gamma a K_p - \gamma a K_a \quad \begin{matrix} \bar{P}_P = CY \\ \longrightarrow \end{matrix} \quad \bar{P}_P = \gamma H K_p + aC$$

$$\sum F_X = 0 \quad \begin{matrix} \longrightarrow \\ \bar{P}_P'' = \bar{P}_P' + CY \end{matrix} \quad R_a + \left(\bar{P}_P + \bar{P}_P'' \right) \frac{Z}{2} - \bar{P}_P * \frac{Y}{2} = 0$$

$$\longrightarrow Z = \frac{\bar{P}_P * Y - 2R_a}{\bar{P}_P + \bar{P}_P''}$$

$$\sum M_N = 0 \quad 6R_a(Y + \bar{y}) + \left(\bar{P}_P + \bar{P}_P'' \right) \frac{Z}{2} * \frac{Z}{3} - \bar{P}_P * \frac{Y}{2} * \frac{Y}{3} = 0$$

O sea que:

$$6R_a(Y + \bar{y}) + Z^2(\bar{P}_P + \bar{P}_P'') - \bar{P}_P * Y^2 = 0$$

Sustituyendo Z en la última ecuación tenemos:

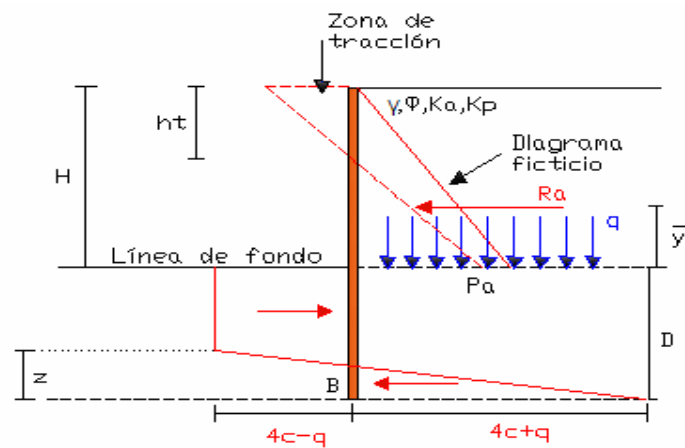
$$Y^4 + Y^3 \left(\frac{\bar{P}_P'}{C} \right) - Y^2 \left(\frac{8R_a}{C} \right) - Y \left[\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{P}_P') \right] - \frac{6R_a \bar{y} \bar{P}_P' + 4R_a^2}{C^2} = 0$$

Se determina Y y entonces $D=Y+a$, y la longitud de la tablestaca seria $L=H+D$.

- En suelos cohesivos ($\Phi=0$).

El diagrama en los suelos cohesivos es diferente al de los suelos granulares y se muestran en la grafica 97

Grafica 97. Tablestaca hincada en suelo cohesivo en ausencia del nivel freático.



Fuente: Autores

$$\sigma_a = q \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_a = qK_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma_p = q \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_p = qK_p + 2c\sqrt{K_p}$$

Como $K_a=K_p=1.0$, entonces

$$\sigma_a = q - 2c$$

$$\sigma_p = q + 2c$$

En el punto A lado izquierdo

$$q = 0,0 \longrightarrow \sigma_p = 2c$$

La presión neta será:

$$P_{neta} = \sigma_p - \sigma_a = 2c - (q - 2c) = 4c - q$$

En el punto B lado derecho

$$\sigma_p = q + \gamma_e D + 2c$$

Lado izquierdo

$$\sigma_a = \gamma_e D - 2c$$

La presión neta es

$$P_{neta} = \sigma_p - \sigma_a = q + \gamma_e D + 2c - (\gamma_e D - 2c) = 4c + q$$

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow R_a + (4c - q + 4c + q) \frac{Z}{2} - (4c - q)D = 0$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow R_a \left(\bar{y} + D \right) - \frac{D^2}{2} (4c - q) + \frac{Z^2}{3} (4c) = 0$$

Sustituyendo:

$$D^2(4c - q) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{y} + R_a)}{2c + q} = 0$$

Los valores de D calculados anteriormente son incrementados en un valor entre el 20% y el 40% del valor calculado, como factor de seguridad.

B) Tablestacas ancladas.

Las tablestacas ancladas son consideradas una estructura de retención del suelo generalmente cuando existen problemas de empuje activo muy altos o para elementos demasiado esbeltos.

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestaca en voladizo excede aproximadamente 6 metros, resulta mas económico conectar la parte superior de la tablestaca a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje denominándose tablestaca anclada¹².

La utilización de las anclas genera ventajas como disminución en el área de sección transversal, minimiza la profundidad de penetración requerida para la tablestaca lo que la hace mas practica que la tablestaca en voladizo, la cual requiere una profundidad de penetración mayor.

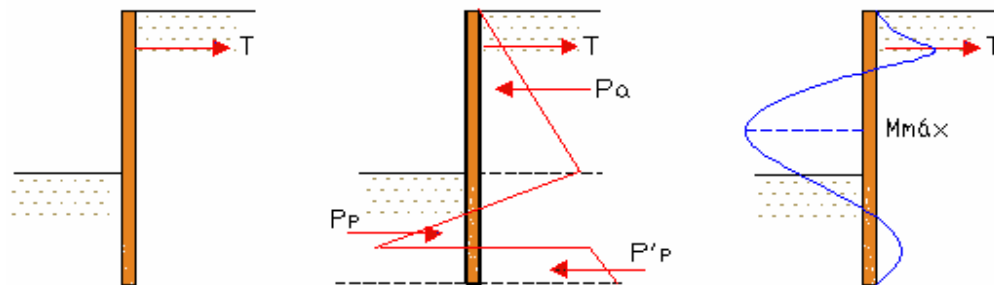
La rigidez a flexión de este tipo de estructuras es limitada, pero debido a los anclajes a diferentes alturas logra estabilidad y restricción a los desplazamientos.

A la hora de utilizar tablestacas ancladas se debe evitar asentamientos desiguales, por lo que debe retirarse todo el material de relleno que este atrás de la tablestaca debido a la acumulación de material blando que puede quedar atrapado contra la parte inferior de la tablestaca.

Dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo dado, se agrupan en *Método de soporte libre* y *Método de soporte fijo*.

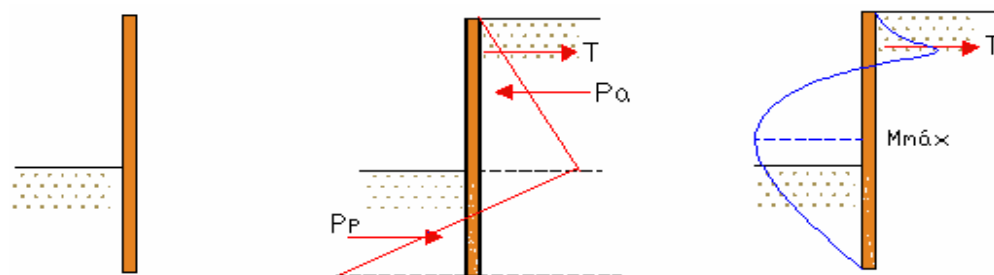
¹² Braja Mc Das, Principio de ingeniería de cimentaciones, Cuarta Edición, International Thomson Editores, pág. 476.

Grafica 98. Diagrama de presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método de soporte fijo



Fuente: Autores

Grafica 99. Diagrama de presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método de soporte libre.



Fuente: Autores

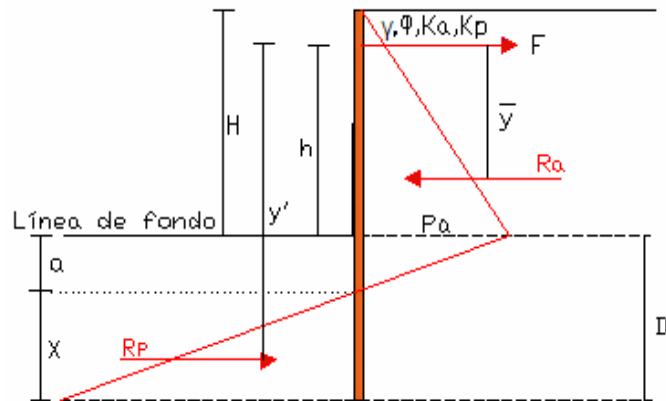
+ *Método de soporte libre.*

En las estructuras de contención de flexibles se aprovecha la resistencia pasiva que desarrolla en su base empotrada y se proyecta para que trabaje a flexión. También se asume que la profundidad de empotramiento es insuficiente para fijar el pie de la pantalla, el cual se desplaza hacia adelante desarrollando la resistencia pasiva¹³.

¹³ Matilde Gonzales, El Terreno, Primera Edición, Ediciones UPC, pág. 268.

Suelos granulares ($C=0$).

Grafica 100. Diagrama de empuje de tablestaca anclada hincada en arena por el método de soporte libre.



Fuente: Autores

$$C = \gamma(K_p - K_a)$$

$$y' = \left(h + a + \frac{2}{3} * X \right) \longrightarrow a = \frac{P_a}{c}$$

$$\sum M_f = 0 \longrightarrow R_a \bar{y} = R_p y'$$

$$R_a \bar{y} = C \frac{X^2}{2} \left(h + a + \frac{2}{3} X \right)$$

$$2X^3 + 3X^2(h + a) - \frac{6R_a \bar{y}}{C} = 0$$

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow R_a - F - R_p = 0$$

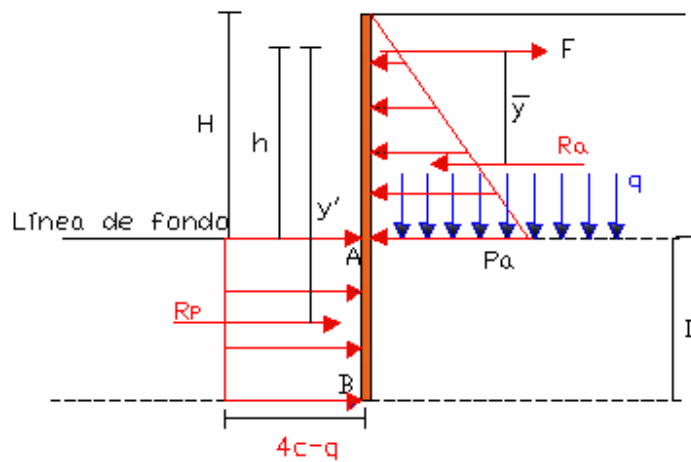
$$F = R_a - R_p$$

La longitud de fijación será:

$$D = X + a$$

Suelos cohesivos ($\Phi=0$).

Grafica 101. Diagrama de empuje de tablestaca anclada hincada en arcilla por el método de soporte libre



Fuente: Autores

$$\sum M_f = 0 \longrightarrow R_p y' = R_a \bar{y}$$

$$R_a \bar{y} = D(4c - q) \left(h + \frac{D}{2} \right)$$

$$D^2 + 2Dh - \frac{2\bar{y}R_a}{(4c - q)} = 0$$

sea que: $\sum F_x = 0 \longrightarrow F = R_a - R_p$

Del diagrama de empuje si $4c-q=P_p \leq 0$ la tablestaca es inestable; o sea, si $c/q \leq 0.25$ la pared es inestable.

Para un determinado material de relleno, existe un valor crítico de H, arriba del cual no se puede construir tablestacado estable en arcilla.

Numero de estabilidad:

$$S_n = \frac{c}{q}$$

Si se tiene en cuenta adhesión:

$$S_n = \frac{c}{q} \sqrt{1 + \frac{C_a}{c}}$$

Si $C_a = 0.56c$ entonces:

$$\sqrt{1 + \frac{C_a}{c}} = 1.25 \longrightarrow S_n = 1.25 \frac{c}{q}$$

Significa que si $c/q = 0.25$ entonces $S_n = 0.31$.

Como regla general, tablestacas en arcilla deben tener un numero de estabilidad $S_n = 0.3 * F.S.$

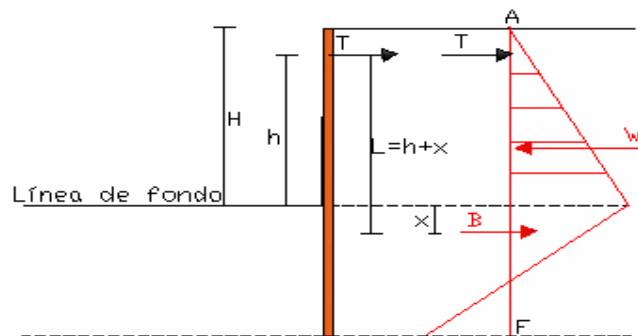
Método de soporte fijo.

La tablestaca se hinca lo suficiente como para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje¹⁴. Pero se descarta que falle por desplazamiento en su extremo enterrado.

¹⁴ Juárez Badillo, Mecanica de Suelos Tomo II, Limusa Noriega Editores, Pág. 165.

Este método se aplica principalmente a suelos arenosos de densidad media o alta (*suelos granulares*).

Grafica 102. Diagrama de empuje de tablestaca anclada por el método de soporte fijo.



Fuente: Autores

i. Se determina la distancia x , la cual depende del valor de ϕ en el cual la tablestaca se hinca.

Se ha mostrado que:

$\phi \leq 30^\circ$	$x = 0,10H$
$\phi = 30^\circ$	$x = 0,08H$
$\phi = 35^\circ$	$x = 0,03H$
$\phi = 40^\circ$	$x = 0,00H$

ii. Se determina la luz de la viga equivalente, o sea $L = h + x$.

iii. Se calcula la carga total sobre la viga, o sea el área del diagrama igual a W .

iv. Calcular el máximo momento flexionante mediante $M = WL/8$. El momento máximo puede determinarse de una manera exacta, en forma analítica.

v. Calcular la reacción R_B , tomando momentos con respecto a T . Dividir el diagrama de presiones en áreas convenientes. La presión al otro lado de T puede ser despreciada.

vi. Calcular la penetración de la tablestaca D , por la expresión:

$$D = x = 1.2 \sqrt{\frac{6R_B}{(K_p - K_a)\gamma}}$$

vii. Calcular $R_T(T)$, la fuerza de anclaje; bien tomando el momento con respecto a B ó entonces por sumatoria de fuerzas.

$$T = W - R_B + (\text{Porción de carga arriba de } T)$$

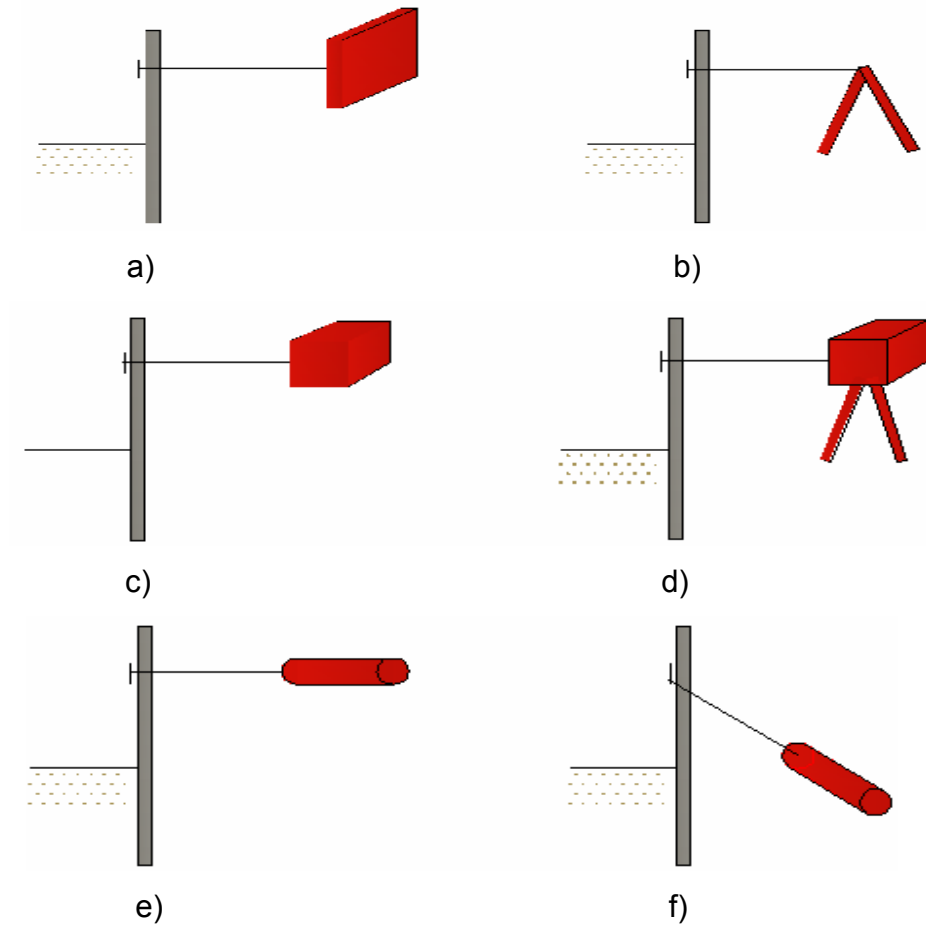
4.1.3.3 Anclajes. Los anclajes son constituidos como un medio esencial para garantizar la estabilidad de ciertas estructuras. Puede usarse de manera ventajosa en situaciones donde se necesite la ayuda del suelo para soportar un estado de esfuerzos o tensiones. Para las masas que se encuentran inestables la estabilización por medio de anclajes es una opción ya que se genera un incremento de las tensiones normales lográndose un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante de dicha superficie.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y donde el tipo de anclaje, el método de instalación, conjunto con los aspectos geológicos son parte importante en el diseño del soporte.

La función principal del anclaje es reforzar y sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de una u otra manera puedan estar sujetas a fallar.

En la grafica 113 se muestran los diferentes tipos de anclaje.

Grafica 103. Tipos de anclaje. a) Pared de anclaje. b) Pilotes. c) Muerto. d) muerto piloteado. e) Bulbo de anclaje horizontal. f) Bulbo de anclaje inclinado.



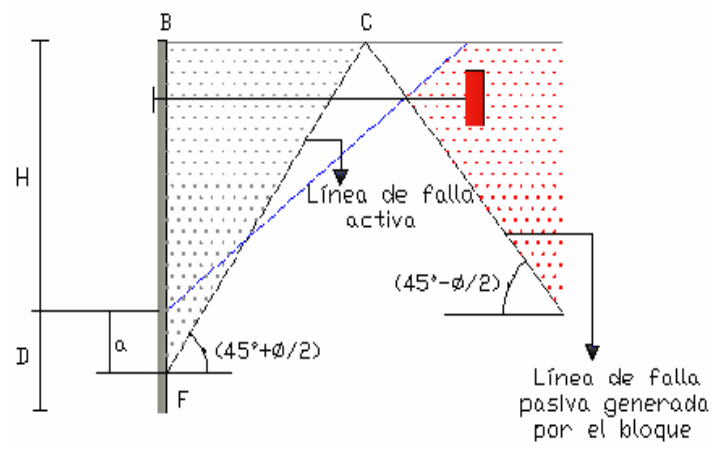
Fuente: Autores

Los anclajes se clasifican según su forma de trabajar en *pasivos*, *activos* y *mixtos*. Los *pasivos* no se pretensa la armadura después de la instalación y el anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa del suelo o roca. Los *activos* Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su

carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza; y por ultimo los *mixtos* donde la estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente la cual se reserva para hacer frente a los posibles movimientos aleatorios del terreno.

- *Colocación.*

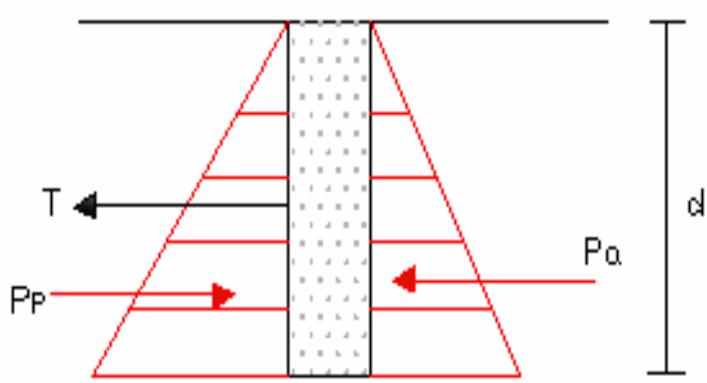
Grafica 104. Colocación del anclaje.



Fuente: Autores

- *Fuerzas en el anclaje.*

Grafica 105. Diagrama de fuerzas en el anclaje



Fuente: Autores

$$T + P_a - P_p = 0$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma d^2 K_a$$

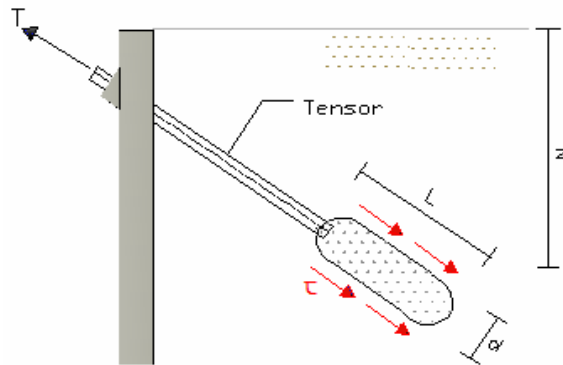
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma d^2 K_p * \frac{1}{F.S} \longrightarrow 2 \leq F.S \leq 3$$

$$T + \frac{1}{2} \gamma d^2 K_a - \frac{1}{2} \gamma d^2 K_p * \frac{1}{F.S} = 0$$

$$d = \sqrt{\frac{2T}{\gamma \left(\frac{K_p}{F.S} - K_a \right)}}$$

✚ Anclaje de bulbo.

Grafica 106. Anclaje de bulbo



Fuente: Autores

$$T = Ff \longrightarrow Ff = f(\tau_a)$$

$$\tau_a = Ca + \sigma \tan \phi \longrightarrow 0.7C \leq Ca \leq 0.9$$

$$FL = PL(Ca + \sigma \tan \phi) \longrightarrow \sigma = \gamma^* z^* K$$

$$FL = PL(Ca + \gamma^* z^* K \tan \phi)$$

Donde P es el perímetro, z la profundidad media del bulbo y L la longitud del bulbo.

$K=K_o$ para bulbos de concreto o inyecciones a presión.

$K=K_a$ para otros casos.

Muros anclados.

A diferencia de los muros, que se sustentan en su longitud va para soportar las presiones de tierra, los muros anclados son soportados por el propio suelo que trata de empujarlos, a través de la incorporación de anclajes apropiados.

Debido a la presencia de un gran número de apoyos (cada apoyo es un anclaje) en este tipo de muros, la dimensión transversal es comparativamente pequeña, pues funciona como una placa con un número importante de apoyos intermedios en dos direcciones.

Los anclajes deben llegar hasta una distancia tal que queden por detrás del posible plano de falla del suelo, y a esa distancia inicial se le añade una longitud adicional necesaria para resistir el empuje del suelo por fricción. Se pueden

construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza en el proceso de excavación¹⁵.

Muros rígidos.

La utilización de muros rígidos es una de las formas mas simples de manejar cortes y terraplenes¹⁶. Este tipo de muros funciona como estabilizador de las masas inestables debido a que actúan como masa concentrada.

4.1.3.4 Pantallas Preexcavadas.

 *Sistemas de contención por pantallas fundidas en sitio.*

Es común que los ingenieros al iniciar una obra, tropiecen con problemas de cómo elegir el método adecuado de excavación sin perturbar o deteriorar instalaciones o edificaciones vecinas a la obra.

Los muros pantalla son elementos rígidos de concreto armado que se utiliza para contención de excavaciones, especialmente en zonas urbanas, conformados por una parte libre y otra empotrada a manera de tablestacas.

Se realizan en los espesores y longitudes que se relacionan:

¹⁵ Jaime Suárez Díaz, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Primera Edición Publicaciones UIS, pág. 478.

¹⁶ Jaime Suárez Díaz, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Primera Edición Publicaciones UIS, pág. 488.

Tabla 10. Espesores y longitudes de pantallas preexcavadas

ESPESOR (m)	LONGITUD MAXIMA(m)
0.30	15.0
0.40	25.0
0.60	40.0

. Fuente: Autores

El proceso consiste en ejecutar una trinchera profunda sin entibación en las paredes, gracias a la utilización de lodos de perforación. Una vez llenada la excavación con lodo, se sumerge la armadura y un ducto de colocación del hormigón que permita un vaciado continuo.

Equipos.

Se utilizan equipos provistos de cucharas de almejas con mandíbulas rectangulares y bordes de ataque rectangulares o semicirculares. Las cucharas de almeja, también llamadas “*Clam Shell*” pueden ser guiadas por una larga barra o “Kelly” o por cables y lastre, todo mediante equipamientos mecánicos o hidráulicos. Existen otro tipo de equipos llamados de circulación inversa, como la hidrofresa, que para conseguir la circulación del lodo recurre a bombas de lodo de gran capacidad que lo succionan semilicuada de sus ruedas dentadas y lo evacua a zarandas o pozos de decantación. Independientemente de la maquina utilizada se realizará para cada modulo las mordidas necesarias y siempre el material evacuado se va reemplazando por lodo bentonitico, tratando de mantenerse siempre por lo menos dentro del nivel de las guías.

Grafica 107. a) Hidrofresa. b) Cuchara de almeja



a)



b)

. Fuente Soilme .

Lodos de perforación.

Es una suspensión en agua de una arcilla especial llamada bentonita. Esta suspensión tiene las siguientes cualidades:

I Estabilidad: Se traduce en ausencia de decantación durante periodos prolongados.

II. Forma una película impermeable a lo largo de las paredes de la excavación llamado "cake", el cual evita el flujo de agua hacia la excavación ayudados por la presión del lodo, lo que a la parte produce los derrumbes o socavaciones.

II. Tixotropía: Facultad de adquirir una cierta rigidez en estado de reposo y comportamiento similar al de un líquido cuando esta en movimiento.

La bentonita es una arcilla del grupo de las montmorillonitas, normalmente se utilizan concentraciones de 5% a 6%, las cuales se realizan en mezcladores de alta turbulencia de donde pasan a tanques donde luego de 24 a 36 horas logran acentuar sus propiedades de densidad y viscosidad.



Proceso constructivo.

A. LOCALIZACION TOPOGRAFICA

- Demarcación de ejes y niveles.
- Referencias a ras de tierra se pierden.
- Planificación del programa de excavación y fundida de la pantalla.

B. MODULACION

- Plan de ejecución de paneles
- Orden de ejecución.
- Espesores y longitudes.
- Cotas de fondo.
- Tipos de armaduras.
- Determinación de las juntas
- Módulos hembra.
- Módulos macho.
- Pases de ductos, vigas, etc.

C. GUIAS

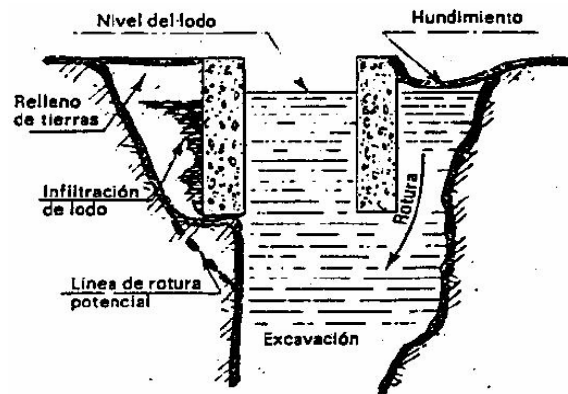
- Funciones de la zanja guía
- Sirve de guía a la maquina de excavación
- Estabiliza la parte superior de la zanja
 - Tipos de guías
- Son de hormigón de baja resistencia armado o simple que sean fácilmente removibles.
 - ✓ Hormigonadas contra el terreno
 - ✓ Forma de L invertida
 - ✓ Forma de L.

D. Excavación.

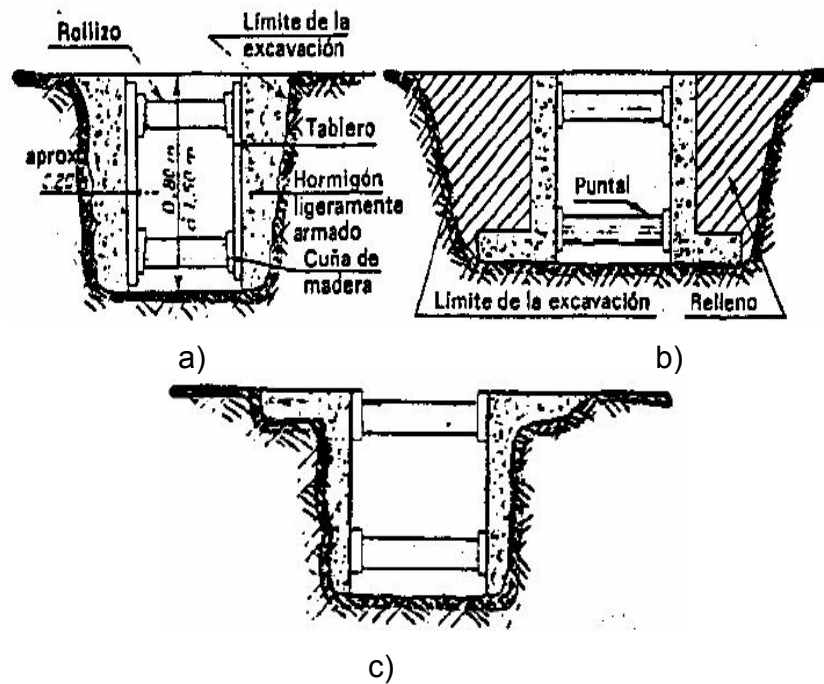
- Equipo: Cuchara de almeja o hidrofresa.

- Cada 1,2 o 3 mordidas se reemplaza el material excavado por lodo de bentonita.
- Nivel de lodo debe mantenerse dentro del nivel de las guías.

Grafica 108. Rotura clásica detrás de un muro guía debido a la mala ejecución del relleno en el trasdós.



Grafica 109. a) Muretes guía hormigonados contra el terreno. b) Muretes en L. c) muretes en L invertidas hormigonados contra el terreno.



E. HORMIGONADO

- Colocación de los tubos de junta (Módulos Hembra) o formaleta lateral.
- Colocación del concreto por medio del sistema “tremite” o vaciado bajo agua o lodo. Este concreto debe ser muy fluido y se consigue por:
 - Aumento del contenido de cemento (costoso)
 - Agregar aditivos plastificantes (reductor de agua) y retardador de fraguado inicial.
- Slump entre 6 y 8 pulgadas
- Resistencias de 3000 psi

F. ARMADURAS

- Dos mallas:
 - Cajones rígidos, separadores, recubrimiento=7.5 cm.
 - Densidad de hierros: separados 10 a 15 cm.
 - Adherencia en elementos verticales es mayor que en los horizontales.
 - No se conocen fallas por adherencia.

G. JUNTAS

- Se utilizan generalmente tubos junta del mismo ancho de excavación.
 - Deben quedar enterrados en el fondo de la excavación (Muro hembra)
 - Se extrae después de 2 a 4 horas de fundido el panel adyacente (Muro macho)

H. CONTROLES DE OBRA

- Control de excavación:
 - Tipo de suelo – tipo de lodo
 - Fondo de excavación limpio
- Control de hormigonado:
 - Debe ser de lo mas rápido posible.
 - Velocidad de vaciado del orden de 15 m³/hora.

- Paneles muy grandes – dos o mas “Tramite”.
- Control de ascenso del hormigón: 2 metros dentro de la masa. Exceso de hormigón no mayor del 20%.



Problemas constructivos.

- GUIAS: Son necesarias para evitar desviaciones de los módulos y caída del suelo detrás de ellas debidas al ascenso y descenso del nivel de lodo. Se pone en peligro el vecindario.
- EXCAVACION: Características de las cucharas pueden determinar desviaciones de los módulos. Cucharas deben ser estancas. Desviaciones mayores del 1% en la vertical inducen juntas abiertas por la cuales puede fluir el agua o suelo después de ejecutada la pantalla.
- LODO BENTONITICO: Densidades altas permiten acumulación de material excavado de difícil evacuación y pueden producir juntas abiertas. Se necesita espacio para los tanques de decantación. El retiro del lodo de la obra es complicado.
- ARMADURA: Densidades altas por mallas, vigas o columnas obstruyen el paso del hormigón. Dar buena rigidez a los cajones y fijar elementos adicionales para evitar su desplazamiento durante la colocación del hormigón.
- HORMIGONADO: Controles deben llevar a detectar derrumbes locales durante el vaciado.
 - Suministro de hormigón debe ser continuo para que no se produzcan juntas frias horizontales.
 - El uso de aditivos debe ser controlado por expertos en la materia.
 - Debe preverse la utilización de 2 tubos “tremie”.
 - Cuando estos van unidos por bridas debe cuidarse que no se pase lodo hacia el concreto.
- TUBOS DE JUNTA
 - Deben entrar verticalmente para que no se produzcan juntas abiertas.
 - Deben tener el mismo diámetro de la excavación.

- Debe construirse una viga cabezal que una todos los módulos de la pantalla con el fin de evitar deformaciones excesivas del mismo y de las juntas entre módulos.
- APUNTALAMIENTOS
 - Debe evitarse los puntales de madera.
 - Puntales tubulares, vigas o placas parciales.
 - Vigas cinturón en L.
 - Vigas en L postensadas – Mayor resistencia.

CONCLUSIONES

- Para tener una cabal comprensión de las excavaciones es necesario conocer diferentes métodos, entender su fundamento, sus posibles ventajas, desventajas estas dependiendo del tipo de terreno y tener criterio al seleccionar el método a utilizar.
- Escoger el método que optimice costos y brinde seguridad a la estructura requiere de un análisis detallado de cada uno de los posibles métodos para diseñar y construir las cimentaciones superficiales
- El diseño y la construcción de cimentaciones piloteadas es un campo de la mecánica de suelos en que requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula, sino que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los suelos.

BIBLIOGRAFÍA

- BECERRA Y GÓMEZ, Estado del Arte en el análisis y procesos constructivos de cimentaciones profundas, Tesis de grado
- DAS, BRAJA Mc, Principio de Ingenieria de Cimentaciones. Cuarta Edicion. Mexico D.F: international Thomson Editores S.A.
- GONZALES Matilde, El Terreno, Primera Edición, Ediciones UPC.
- JUÁREZ BADILLO, Mecanica de Suelos Tomo II, Limusa Noriega Editores
- NSR 98 Normas Colombianaas de Diseno y Construccion Sismo Resistente. Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica, AIS. Bogota: Colombia 1998.
- PECK, HANSON Y THORNBURN. Ingenieria de Cimentaciones Cuarta Edicion. Mexico D.F: Limusa S.A.
- SUÁREZ DÍAZ Jaime, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Primera Edición Publicaciones UIS.
- WINTERKORN Y FANG. Foundation Engineering Handbook 1978.