

Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación

de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015





CRÉDITOS

Secretaría de Gestión de Riesgos, SGR
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI
Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, PNUD
Oficina de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Comisión Europea, ECHO

María de los Ángeles Duarte
Ministra, MIDUVI

Susana Dueñas
Secretaria, Secretaría de Gestión de Riesgos

Diego Zorrilla
Representante Residente PNUD - Ecuador

Verónica Bravo
Subsecretaria de Hábitat y Asentamientos Humanos, MIDUVI

Ricardo Peñaherrera
Subsecretario de Gestión de la Información y Análisis del Riesgo, SGR

Nury Bermúdez Arboleda
Oficial de Respuesta a Emergencia, Gestión de Riesgos y Medios de Vida

Colaboración al Desarrollo de la Guía

Ing. Xavier Vera Grunauer, Ph.D.
Ing. Fabricio Yépez Moya, Ph.D.
Proyectos y Construcciones Hidroenergéticas PCH Cía. Ltda.

Lectura y contribuciones

Jenny Arias, MIDUVI
Karina Castillo, MIDUVI
Ricardo Peñaherrera, SGR

ISBN.9942-951-50

Primera edición,
Quito, septiembre 2016

Diseño, diagramación e impresión
Imprenta Activa, Quito - Ecuador

Este documento forma parte de un conjunto de siete guías prácticas de implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), orientado a los profesionales y no profesionales del país para la correcta aplicación normativa. Las guías de la serie son: 1) Diseño de pórticos de hormigón armado para viviendas de 1 y 2 pisos; 2) Diseño de estructuras de hormigón armado; 3) Diseño de estructuras de acero; 4) Diseño de estructuras de madera; 5) Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras; 6) Estudios geotécnicos y trabajos de cimentación; 7) Procedimientos mínimos para trabajadores de la construcción.

Esta publicación es realizada en el marco del proyecto "Fortalecimiento de capacidades institucionales y comunitarias a nivel nacional y local, para la reducción de la vulnerabilidad frente a eventos sísmicos en el Ecuador"

Plan de Acción DIPECHO-NEC 2015-2016, ECHO/-SM/BUD/2015/91020

Se permite reproducir el contenido citando siempre la fuente.

Índice

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TRABAJOS DE CIMENTACIÓN

1. Estudio geotécnico definitivo	11
1.1 Aspectos generales	11
1.1.1 Clasificación de suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelo	11
1.1.2 Análisis fundamental del Sistema Unificado	12
1.2 Exploración directa	14
1.2.1 Estudio Geotécnico preliminar	14
1.2.2 El número mínimo de sondeos	15
1.2.3 Localización y profundidad de los Sondeos	15
1.2.4 Sondeo de exploración manual, Calicata	17
1.2.5 Perforaciones con Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	17
1.2.6 Ensayos de Penetración con Piezocono (CPTu)	20
1.3 Métodos Indirectos	24
1.3.1 Ensayos REMI, MASW y REMI+MASW	24
1.3.2 Estimación del periodo Elástico del subsuelo, Técnica Nakamura	25
1.4 Criterios para el diseño geotécnico	26
1.4.1 Factores de Seguridad	26
1.4.2 Resistencia Drenada, No drenada y la diferencia entre análisis de esfuerzos efectivos y totales.	27
1.4.3 Selección de Tipo de ensayo en base a los datos que se necesitan	29
1.4.4 Ejemplo de Campaña exploratoria	29
2. Excavaciones y Estabilidad de Taludes	37
2.1 Estado límite de falla: factor de seguridad y capacidad de carga	37
2.1.1 Métodos para el cálculo de estabilidad de taludes	37
2.1.1.1 Tipos de Falla en Estabilidad de Taludes	38
2.1.1.2 Cálculos de Estabilidad de Taludes	40
2.1.1.3 Ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes	43
2.1.2 Presiones laterales en Muros de Retención y Excavaciones Abiertas	48
2.1.2.1 Ejemplo de cálculo de presión horizontal del suelo	52

2.1.3	Muros de retención	53
2.1.3.1	Ejemplo de revisiones por volteo y deslizamiento	55
2.1.4	Excavaciones abiertas	58
2.1.5	Factores de Seguridad	60
3.	Cimentaciones superficiales	62
3.1	Estado límite de falla: Capacidad de Carga y Factores de Seguridad	63
3.1.1	Tipos de Falla en Suelos Homogéneos	63
3.1.2	Tipos de Falla en Suelos Estratificados	65
3.1.3	Cimentaciones Cargadas Excéntricamente	66
3.1.4	Cimentaciones Compensadas	66
3.1.5	Métodos para Cálculo de la Capacidad de Carga Última	67
3.1.6	Factores de Seguridad Indirectos	70
3.1.7	Capacidad de Carga Admisible	70
3.1.7.1	Ejemplos de cálculo de capacidad de carga y carga admisible	71
3.2	Estado límite de servicio: Asentamientos	72
3.2.1	Asentamientos inmediatos o elásticos	72
3.2.1.1	Asentamientos inmediatos en Arcillas Saturadas	73
3.2.1.1.1	Ejemplo de cálculo de asentamientos inmediatos en arcillas	74
3.2.1.2	Asentamientos inmediatos en Arena	76
3.2.1.2.1	Ejemplo de cálculo de asentamientos inmediatos en arenas	77
3.2.2	Asentamientos por consolidación primaria	78
3.2.2.1	Ejemplo de cálculo de asentamientos por consolidación primaria	84
3.2.3	Asentamientos por consolidación secundaria	86
3.2.3.1	Ejemplo de cálculo asentamientos por consolidación secundaria	87
3.2.4	Asentamientos totales	88
3.2.5	Asentamientos por sismo post licuación	88
4.	Cimentaciones profundas	91
4.1	Pilotes Cargados Axialmente	91
4.1.1	Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte	91
4.1.1.1	Capacidad de carga última de un pilote	91
4.1.1.1.1	Ejemplo de cálculo de capacidad de cargas últimas de punta y fuste	100
4.1.1.2	Capacidad de Carga Axial en Pilotes Barrenados	101
4.1.1.3	Capacidad de carga por punta	103
4.1.1.4	Capacidad de carga admisible	104
4.1.1.4.1	Ejemplo de cálculo de capacidad de carga admisible	104
4.1.2	Estado límite de servicio: capacidad de carga bajo criterio de asentamiento y análisis lateral	104
4.1.2.1	Asentamientos en pilotes individuales	104

4.1.2.1.1	Ejemplo de cálculo de asentamientos en pilotes	107
4.1.2.2	Pilotes sujetos a fricción negativa	108
4.1.2.3	Pilotes cargados lateralmente	110
4.2	Grupo de Pilotes	117
4.2.1	Eficiencia del Grupo	117
4.2.1.1	Ecuaciones para la eficiencia de grupos de pilotes de fricción	118
4.2.2	Falla de Bloque en Grupo de Pilotes en suelos arcillosos	120
4.2.2.1	Ejemplo de cálculo de capacidad de carga última de grupo de pilotes	122
4.2.3	Asentamiento en grupo de pilotes	124
4.2.3.1	Asentamiento elástico (inmediato) de un grupo de pilotes	124
4.2.3.2	Asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes	125
4.2.3.2.1	Ejemplo de cálculo de asentamientos en pilotes	127
5.	Cimentaciones en roca	129
5.1	Estado límite de falla: Capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte	129
5.1.1	Capacidad de carga por punta de pilotes sobre roca	129
5.1.2	Capacidad de carga por fuste en pilotes	129
5.1.3	Capacidad de carga admisible para Rocas	131
	Referencias	132

Índice de figuras

Figura 1: El comportamiento geo-mecánico es afectado por la interacción entre las diferentes fases en el suelo	11
Figura 2: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. El tamaño de las partículas determina la naturaleza de las fuerzas que gobiernan el comportamiento de los suelos. Fuerzas de naturaleza eléctrica (fuerzas atractivas y repulsivas de van der Waals) predominan en partículas menores a $75 \mu\text{m}$ (Tamiz #200),	13
Figura 3: Sondeos recomendados para el diseño de estabilidad de taludes	16
Figura 4: Método de campo para la toma de muestras inalteradas en calicatas	17
Figura 5: Tipos de martillos para ensayo de SPT	19
Figura 6: Esquema de tipos de cuchara partida	21
Figura 7: Muestreo inalterado en suelos granulares utilizando nitrógeno líquido (Yoshimi et al, 1985)	21
Figura 8: Tamaños de tubo tipo Shelby	22
Figura 9: Muestreador tipo Denison	22
Figura 10: Veleta de Campo y barras de extensión utilizadas	24
Figura 11: Arreglo geométrico contemplado para la adquisición de datos	25
Figura 12: Ejemplo método de las 3 sigma	27
Figura 13: Resultado Prueba Triaxial (UU) en muestra parcialmente saturada	28
Figura 14: Relación del módulo cortante con la deformación cortante que experimenta el suelo en los distintos casos	29

Figura 15: Edificación a Construirse	30
Figura 16: Esquema caso hipotético sin excavación	32
Figura 17: Asentamientos caso hipotético sin excavación	32
Figura 18: Deformación por cortante caso hipotético sin excavación	33
Figura 19: Esquema análisis de interacción suelo-estructura considerando la excavación	34
Figura 20: Asentamientos considerando la excavación	34
Figura 21: Deformación por cortante considerando la excavación	35
Figura 22: Incremento de la deformación volumétrica considerando la excavación	35
Figura 23: Variación del N_{60} con la profundidad, la variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad, y la profundidad alcanzada en cada sondeo con su respectivo número de golpes	36
Figura 24: Fuerzas que actúan en un Talud	38
Figura 25: Falla de talud infinita	39
Figura 26: Falla Circular	39
Figura 27: Falla No Circular ϕ	39
Figura 28: Fuerzas en dovela para el método simplificado de Bishop	40
Figura 29: Dimensiones para una dovela individual	41
Figura 30: Ejemplo 2.1: Cálculo de estabilidad de taludes	43
Figura 31: Ejemplo estabilidad de taludes	45
Figura 32: Correlación entre la aceleración máxima en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático (modificado de Noda, et al, 1975)	46
Figura 33: Periodos elásticos del talud o terraplén, según Bray y Travararou (2007)	47
Figura 34: Variación del coeficiente horizontal pseudoestático, para diferentes niveles de deformación horizontal admisibles, y periodos elásticos de taludes o sistemas	48
Figura 35: Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención	49
Figura 36: Factores de [ecuación (2.21)]	51
Figura 37: Factores de [ecuación (2.22)]	51
Figura 38: Diagrama de esfuerzos en el muro	52
Figura 39: Esquema de Muro	54
Figura 40: Fuerzas horizontales en el Muro	55
Figura 41: Esquema del muro de gravedad de concreto	56
Figura 42: Sistema de apuntalamiento	58
Figura 43: Envoltente de presión aparente para cortes en arena	59
Figura 44: Envoltente de presión aparente para cortes en arcillas blandas y medias	60
Figura 45: Envoltente de presión aparente para cortes en arcillas firmes	60
Figura 46: Mecanismo de Falla General	63
Figura 47: Curva Carga - Asentamiento para Plano de Falla General	64
Figura 48: Curva Carga - Asentamiento para Plano de Falla Local	64
Figura 49: Falla por Punzonamiento	65

Figura 50: Curva Carga - Asentamiento para Falla por Punzonamiento	65
Figura 51: Mecanismo de Falla en Suelo Blando sobre Suelo Firme	66
Figura 52: Modelo considerado en el cálculo de asentamientos inmediatos	73
Figura 53: Gráfica para estimar asentamientos inmediatos de cimentaciones en arcillas	74
Figura 54: Ejemplo 3.3: cálculo de asentamientos inmediatos en arcillas	75
Figura 55: Variación de I_z versus z/B	76
Figura 56: Ejemplo 3.4: Cálculo de asentamientos inmediatos en arenas	77
Figura 57: Ejemplo de Curva de Asentamiento	79
Figura 58: Esquema de altura de drenaje	80
Figura 59: Curva para estimar el factor por tiempo, T_v	80
Figura 60: Cálculo de asentamiento por consolidación primaria	81
Figura 61: Cálculo para el asentamiento por consolidación	82
Figura 62: Distribución de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq	83
Figura 63: Ejemplo 3.5: cálculo de asentamientos por consolidación primaria	85
Figura 64: Curva tiempo – Relación de vacíos	87
Figura 65: Criterio de Susceptibilidad	89
Figura 66: Gráfico comparativo de capacidades entre distintas metodologías	92
Figura 67: Factor α recomendado por el USACE	99
Figura 68: Valores de N_q sugeridos por distintos autores	99
Figura 69: Aplicación del método λ en suelo estratificado	101
Figura 70: Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste del pilote	105
Figura 71: Fricción negativa en un pilote flotante en arcillas	108
Figura 72: Ejemplo de estimación del eje neutro	110
Figura 73: Esquema referente a la distribución del momento flector en el pilote debido a la interacción sísmica suelo-pilote	111
Figura 74: Esquemmatización del Modelo Matemático de Curvas p - y , progresivamente más rígidas con la profundidad	112
Figura 75: Definición del concepto de curvas p - y : a) Pilote sin carga lateral, b) Pilote con carga lateral movilizandando la resistencia del suelo	113
Figura 76: Curva p - y para pilote modelado	114
Figura 77: Cálculo del ε_{50} en ensayo triaxial	115
Figura 78: Grupo de pilotes	117
Figura 79: Factores de eficiencia de grupo en suelos no cohesivos (O'Neill, 1983)	119
Figura 80: Factores de eficiencia de grupo en suelos cohesivos (O'Neill, 1983)	120
Figura 81: Capacidad última de grupos de pilotes en arcillas	121
Figura 82: Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g	122
Figura 83: Ejemplo 4.5: cálculo de capacidad de carga última de grupo de pilotes	123

Figura 84: Asentamiento de grupo de pilotes en arena (Meyerhof, 1961)	124
Figura 85: Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes	126
Figura 86: Ejemplo 4.6: cálculo de asentamientos en pilotes	127
Figura 87: Relación entre factor de reducción α y esfuerzo cortante normalizado en roca	130

Índice de Tablas

Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías	14
Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	15
Tabla 3: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación	16
Tabla 4: Factores de corrección por energía, propuesto por Seed et al. 1984, Vera X, 2014.	18
Tabla 5: Cálculos para el método simplificado de Bishop	44
Tabla 6: Movimiento del muro requerido para alcanzar la condición activa	49
Tabla 7: Movimiento del muro requerido para alcanzar la condición pasiva	50
Tabla 8: Cálculo de Momento Resistente con respecto a C	57
Tabla 9: Factores de Seguridad Mínimos para Estabilidad Global de excavaciones y taludes	62
Tabla 10: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos para excavaciones y taludes	62
Tabla 11: Factores de Seguridad Mínimos F.S.I.M.	70
Tabla 12: Cálculos para Asentamiento Elástico	78
Tabla 13: Variación de $\sigma_{-z/q}$ para área rectangular flexible cargada uniformemente	84
Tabla 14: Guía para la fricción lateral en suelos no cohesivos	95
Tabla 15: Guía para la resistencia por punta en suelos no cohesivos	95
Tabla 16: Valores de q_{br} para el cálculo de capacidad por punta en arenas	103
Tabla 17: Valores típicos de C_i [Ec (4.42)]	106
Tabla 18: Valores representativos de ε_{50} para arcillas sobre-consolidadas	116
Tabla 19: Valores representativos de k_{py} para arena sumergida	116
Tabla 20: Valores representativos de k_{py} para arena sobre nivel freático (Carga cíclica y estática)	117

EJECUCIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS Y TRABAJOS DE CIMENTACIÓN

1 Estudio geotécnico definitivo

1.1 Aspectos generales

Uno de los aspectos fundamentales en la caracterización geotécnica de un subsuelo, es el uso de terminologías comunes y de uso internacional, como es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS propuesto por Casagrande, A. 1948 y presentado por la Norma Americana Estándar de Pruebas de Materiales, designación ASTM-D-2487, el mismo que será empleado para definir y analizar las series estratigráficas que conforman el subsuelo. El sistema SUCS ha sido considerado como válido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15.

1.1.1 Clasificación de suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelo

El comportamiento de los suelos es complejo debido a la naturaleza granular y a la coexistencia de partículas sólidas con fluido intersticial que generalmente está compuesto por más de un fluido (agua, contaminantes orgánicos e inorgánicos, gases como ser, aire o metano, etc.). El entendimiento actual del comportamiento de los suelos ha evolucionado a través del siglo XX, incluyendo esfuerzos efectivos (Terzaghi en los años '20), coloides y arcillas (Goy, Chapman en los '10, Lambe y Mitchell en los '50), dilatación en corte (Taylor 1948 y Estado Crítico con Roscoe, Schofield y Wroth en los '60), fase fluida mixta y suelos no saturados (Bishop, Aitchinson, Fredlund y Morgenstern en los '60). Una nueva etapa se anticipa actualmente con el estudio de la geo-química mediada por microorganismos, Figura 1, (Santamarina C., 2004).

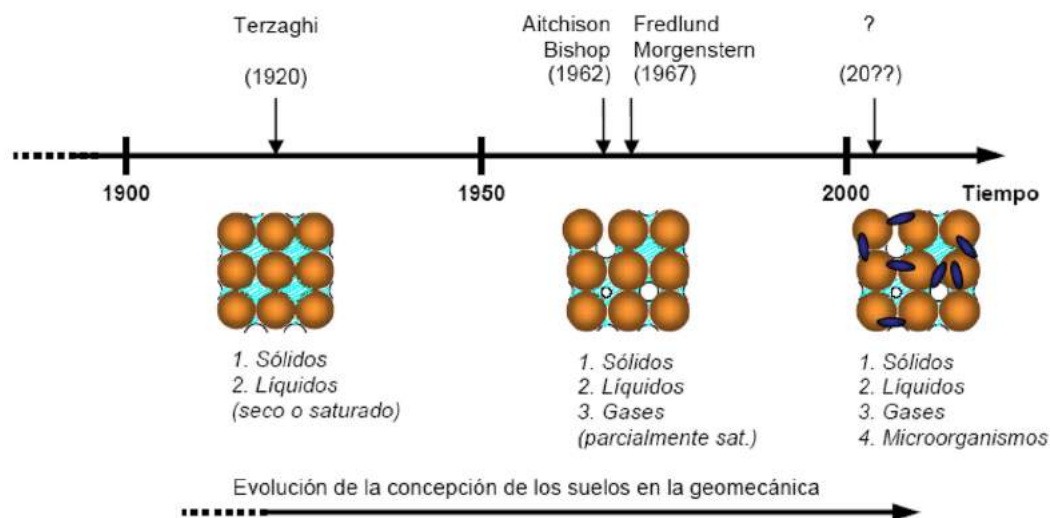


Figura 1: El comportamiento geo-mecánico es afectado por la interacción entre las diferentes fases en el suelo

Fuente: (Santamarina C., 2004)

Las distintas clasificaciones de suelos intentan capturar y describir este complejo material en vista a aplicaciones específicas, con sus correspondientes necesidades: construcción de caminos y pavimentos, agricultura, minería o geomecánica. Las diferentes clasificaciones incluyen: 1) El sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS, 2) El sistema de la American Association of State Highway & Transportation Officials, AASHTO, 3) El método propuesto por la Federal Aviation Administration, FAA, 4) el sistema de US Department of Agriculture USDA, y 5) La taxonomía del Eurocódigo, entre otros.

El sistema de la AASHTO (AASHTO M 145-82) fue originalmente desarrollado en los años '20. Está basado en características de estabilidad de los suelos empleados en la construcción de caminos. Se fundamenta en distribución granulométrica, límite líquido y límite plástico. Los tamices estándar #10, #40 y #200 (aberturas de 2 mm; 0,42 mm y 0,075mm respectivamente) son de vital importancia. El procedimiento del Departamento de Agricultura de EEUU (USDA por sus siglas en inglés) clasifica los suelos por la granulometría en un triángulo de textura considerando el contenido de arena, limo y arcilla. Al igual que la USDA, la clasificación propuesta por la Federal Aviation Administration (FAA) no contempla a las gravas en forma directa. El Eurocódigo 7, orientado al diseño geotécnico, propone una clasificación basada en los siguientes ensayos: contenido de humedad y densidad, densidad de partículas, análisis granulométrico, límites de Atterberg, ensayo de índice de densidad para materiales granulares, dispersabilidad del suelo y susceptibilidad a congelamiento, (Santamarina.C 2004).

El análisis detallado del SUCS en base al comportamiento fundamental de los suelos, se presenta en la próxima sección (1.1.2), seguida por la identificación de parámetros importantes que requieren caracterización apropiada.

1.1.2 Análisis fundamental del Sistema Unificado

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS (IRAM 10509 y ASTM D 2487 y 2488) es el de uso más extendido en la práctica geotécnica. Fue inicialmente propuesto por Arthur Casagrande en 1932, tentativamente adoptado por el Departamento de ingeniería de los EEUU en 1942 y definitivamente presentado a la ASCE en 1948 (Casagrande 1932, 1948). La U.S. Army Corps of Engineers comenzó a emplearla en 1953 en tanto que la U.S. Bureau of Reclamation lo hizo en 1974. Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos, Santamarina C., 2004.

La primera y más importante decisión está dada por el contenido de finos, definido como el correspondiente a partículas de diámetro equivalente menor a 0,075 mm, pasante del tamiz #200. Si menos del 50% en peso del suelo pasa el tamiz #200, entonces el suelo es "grueso" y se subclasifica en arena o grava usando el tamiz #4. De otro modo, el suelo es "fino" y se subclasifica en limo o arcilla, usando los límites de plasticidad. La Figura 2 presenta un esquema simplificado del SUCS.

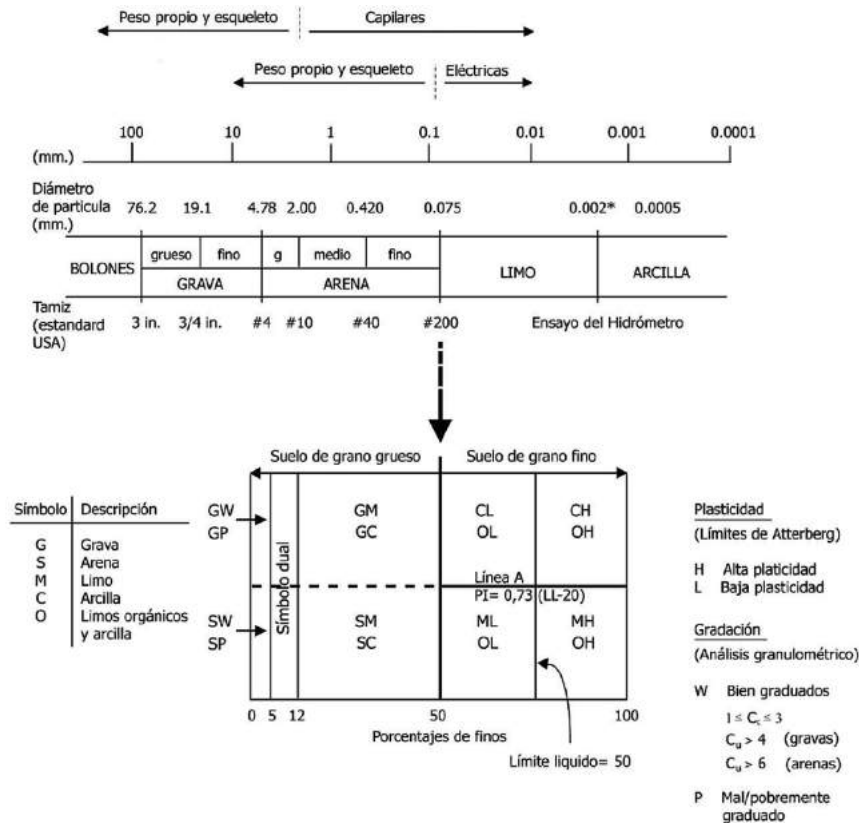


Figura 2: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. El tamaño de las partículas determina la naturaleza de las fuerzas que gobiernan el comportamiento de los suelos. Fuerzas de naturaleza eléctrica (fuerzas atractivas y repulsivas de van der Waals) predominan en partículas menores a 75 μm (Tamiz #200),

Fuente: (Santamarina C., 2004)

La importancia del tamiz #200 se hace evidente cuando se analizan las fuerzas dominantes sobre las partículas, incluyendo las de peso propio, las fuerzas debidas a los esfuerzos efectivos, fuerzas eléctricas, y fuerzas capilares.

Desde el punto de vista del diseño, la velocidad de disipación del exceso de presión de poros discrimina entre análisis en condiciones "drenadas" o en condiciones "no drenadas". Típicamente, las condiciones de carga "drenadas" están asociadas a suelos de grano grueso, en tanto que las de carga "no drenadas", a suelos de grano fino. Sin embargo, un suelo de grano grueso, pero con la presencia de sólo alrededor de 10% de finos, ve afectada grandemente su permeabilidad, haciendo que su valor cambie en órdenes de magnitud. Consecuentemente, el SUCS tiene un rango del 5% al 12% de contenido de finos que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con relación de vacíos $e \sim 0.6$ colmata su espacio intersticial con alrededor de 5% a 15% de finos. En la ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$; este determina las máximas y mínimas relaciones de vacío que un determinado suelo granular puede alcanzar. El coeficiente de curvatura $C_c = D_{30}^2 / (D_{10}D_{60})$ agrega información acerca de la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos, Santamarina C., 2004.

Por otro lado, los límites de Atterberg son escogidos para clasificar los suelos finos. Estos ensayos cuantifican la superficie específica y la formación de tejidos. Los ensayos de límites de consistencia deben ser realizados con el mismo fluido que estará involucrado durante la vida útil del proyecto, ya que diferentes iones y concentraciones afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión.

De lo expuesto y de acuerdo con los resultados de varias investigaciones desarrolladas en los últimos 15 años, sobre la influencia en las propiedades mecánicas del contenido de finos en la matriz de suelos granulares (arenas o gravas), en el capítulo 4.1.1 del documento de la Norma NEC-SE-CM, se hace énfasis que las arenas o gravas que tengan mayor del 30% del peso que pase por tamiz No. 200 (suelos finos mayores al 30%) y que tengan límite líquido $wL \geq 30\%$ e índice plástico $IP \geq 15\%$, se comportaría como suelo fino, es decir el comportamiento mecánico de estos suelos granulares estaría controlada por la matriz de suelo fino.

1.2 Exploración directa

Los resultados de las investigaciones *in situ* representan un punto crítico para la estimación del costo de construcción de un proyecto. Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de costo en obras públicas se debe a la insuficiencia de investigaciones en los estudios geológicos-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa (Tyrell et al, 1983), destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la incorrecta interpretación de las mismas. Por otro lado, existe una predisposición a considerar «no rentable» de la inversión en investigaciones *in situ* y *de laboratorio*, dedicándose en general presupuestos insuficientes. De aquí la incertidumbre que se llega a la construcción y los sobrecostos y demoras en las mismas.

1.2.1 Estudio Geotécnico preliminar

Tiene como objetivo definir las condiciones generales del sitio. Sirve como base para diseñar la campaña exploratoria necesaria para el estudio geotécnico definitivo. Esta etapa puede incluir revisión literaria de estudios geológicos o geotécnicos de la zona, así como ciertos ensayos de campo y laboratorio para determinar propiedades del sitio.

A continuación se presenta el número mínimo de sondeos recomendados por la NEC-15.

Tabla 1: **Clasificación de las unidades de construcción por categorías**

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CM 2015)

1.2.2 El número mínimo de sondeos

El número mínimo de sondeos de exploración se deberán efectuar en el terreno donde se desarrollará el proyecto; se definen en la Tabla 2.

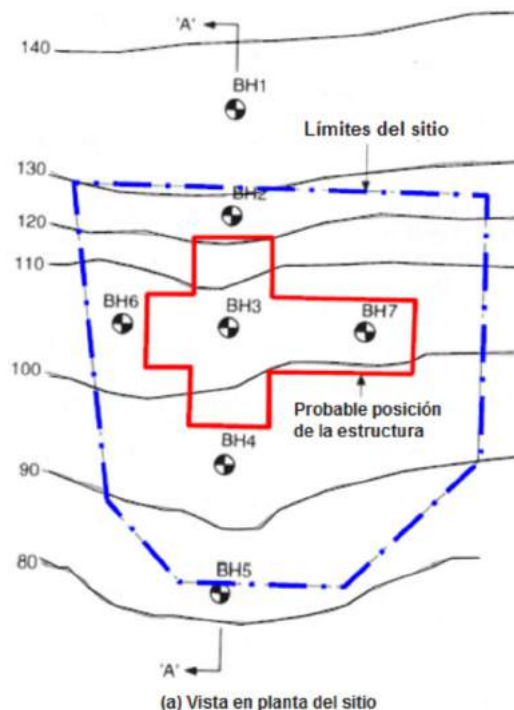
Tabla 2: **Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción**

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CM 2015)*

1.2.3 Localización y profundidad de los Sondeos

La norma NEC-15 estipula lo siguiente respecto a los estudios geotécnicos: “profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de tres (3) años en diseño geotécnico de cimentaciones, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de postgrado en geotecnia”. Este deberá estar encargado de elegir las posiciones de los sondeos para el análisis geotécnico. La norma NEC-15 posee recomendaciones respecto a la longitud de los sondeos, a continuación se mostrará un ejemplo de posicionamiento para la estabilidad de taludes. La Figura 3 muestra los sondeos recomendados para el diseño de la estabilidad de un talud.



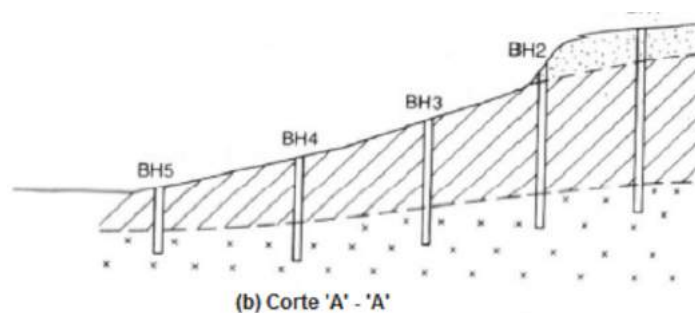


Figura 3: **Sondeos recomendados para el diseño de estabilidad de taludes**

Como se puede observar, los sondeos buscan caracterizar correctamente la sección transversal del talud. Esto se debe a que las fuerzas actuantes ejercen en esa dirección; estos sondeos se deberán complementar con una adecuada topografía para así estimar correctamente la estabilidad. Adicionalmente, los sondeos restantes se han colocado en el sitio donde se planea tener una estructura. La profundidad de los sondeos se observa en la siguiente tabla recomendada por la NEC-15.

Tabla 3: **Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación**

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupo de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo
Caso particular: roca firme	<p>En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales; Categoría Media: penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados; Categoría Alta y Especial: penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CM 2015)

1.2.4 Sondeo de exploración manual, Calicata

Es el mejor método para observar a gran detalle las estratificaciones de suelo. Además de excavaciones manuales a cielo abierto, se pueden tomar muestras inalteradas de bloque de gran calidad, realizando su extracción de acuerdo al procedimiento indicado en la Figura 4. La muestra debe ser sellada con parafina para conservar su humedad natural. Se debe ser cuidadoso para evitar el colapso de la excavación, no se debe realizar una excavación sin soporte (o abatimiento de los taludes) de más de 1.2 metros. Adicionalmente se deberán realizar ensayos de clasificación de suelos para determinar las propiedades índices del geomaterial, es decir, realizar ensayos de laboratorio en muestras alteradas en cada cambio de geomaterial.

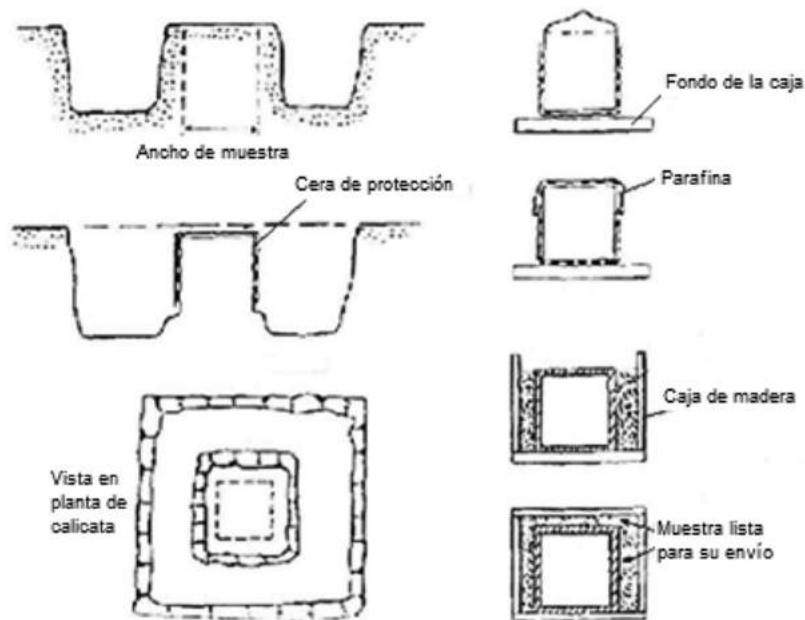


Figura 4: Método de campo para la toma de muestras inalteradas en calicatas

1.2.5 Perforaciones con Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Consisten en la ejecución de perforaciones mecánicas de suelo en el sitio de implantación del proyecto o en las zonas donde se requiere investigación. En la perforación se ejecuta el ensayo SPT (Standard Penetration Test) que consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir un toma-muestras (cuchara partida) dentro un estrato de suelo (ASTM 1586). El ensayo de penetración estándar (SPT) es quizá el ensayo de campo más utilizado en la caracterización geotécnica. Por lo general, este ensayo se utiliza para caracterizar depósitos de suelos granulares y arcillas de consistencia rígida, en las cuales la penetración del tubo Shelby se vuelve complicada. La prueba consiste en dejar caer de forma repetida un peso de 63.5 kg (140 lbs) de una altura de 76 cm (30"). Las fuerzas aplicadas en el peso son transferidas al muestreador tipo cuchara partida, usando una serie de barras metálicas en el medio. En cada caída del martillo se transfiere una cantidad de energía potencial (E^*) para el peso, teóricamente equivalente a 475J (350 lbf/pie). El número de golpes que se necesita dar con el martillo para penetrar los últimos 30 cm de un total de 45 cm de profundidad, se conoce como N_{SPT} .

El valor obtenido de N en un ensayo de penetración es inversamente proporcional a la energía transferida al muestreador (Schmertmann y Palacio, 1979). Como parte de la energía se pierde en diferentes componentes mecánicos en el conjunto de barras, la medida de la energía aplicada sobre las barras y el muestreador es muy importante. A fin de que la cantidad de golpes medidos en fuente sea utilizada en aplicaciones de la ingeniería geotécnica, éstos deben ser ajustados por los efectos de la energía del martillo, esfuerzo de sobrecarga y, en algunos casos, otros factores que influyen en los resultados (McGregor y Duncan, 1998).

La medida del número de golpes puede ser normalizada a N_{60} ó $N_{1,60}$; donde N_{60} es la medida del número de golpes corregido al 60% de la energía teórica de la caída libre del el martillo y $N_{1,60}$ necesita una corrección adicional de 1 tsf (100kPa) de esfuerzo de sobrecarga efectivo, que se utiliza para los suelos arenosos.

$$N_{60} = N_{campo} C_E (C_R C_B C_S)$$

$$N_{1,60} = N_{campo} C_E C_N (C_R C_B C_S)$$

Dónde:

N_{campo} = medida del número de golpes obtenidos en campo,

C_N = factor de corrección de sobrecarga,

C_E = factor de corrección de energía,

C_R = factor de corrección de la longitud de la barra,

C_B = factor de corrección del diámetro de la perforación y

C_S = factor de corrección de línea.

En el documento de McGregor y Duncan, 1998 se muestran los rangos de valores para los factores de corrección.

Uno de los factores de corrección más importantes es el factor de corrección de energía C_E que tiene una variabilidad de acuerdo al tipo de martillo utilizado para el ensayo, en la Tabla 4 se muestran los valores de corrección CE recomendados y estudiados.

Tabla 4: **Factores de corrección por energía, propuesto por Seed et al. 1984, Vera X, 2014.**

Martillo	Factor de corrección, C_E
Automatic	1.3
Safety	1.0
Donut	0.75

Además del número de golpes, durante la ejecución de los sondeos y operaciones de muestreo, el personal de campo deberá tomar un registro de las actividades realizadas *in situ*; anotando la descripción visual del suelo para las muestras.

Vera et al. (2014) midió las diferencias en la energía transmitida por el martillo tipo Safety y el martillo tipo Donut, utilizando acelerómetros piezoresistentes y medidores de deformación (Strain Gages). La eficiencia de martillo Donut muestra una gran dispersión, en la misma profundidad del suelo, mientras que el martillo de Seguridad no lo hace. El martillo Donut tiene un amplio espacio entre la barra y la cabeza del martillo y de este modo, durante la caída, la cabeza del martillo puede golpear los costados de la barra lateral, perdiendo energía en el proceso. Por otra parte, esto es aleatorio y difícil de explicar, incluso con el factor de corrección. El diseño martillo Safety no permite que estas pérdidas de energía, Figura 5.



Figura 5: Tipos de martillos para ensayo de SPT

Comparando los dos martillos a una profundidad específica del estudio, el valor N_{campo} para el martillo SPT Donut es 40-60% más alto que para el martillo Safety. Debido a esta gran variación aleatoria del nivel de energía aplicada por el martillo Donut, no se recomienda su uso para las pruebas de SPT. Sin embargo, como los sistemas de martillo y las condiciones del lugar varían, se recomienda medir la energía del martillo SPT utilizando un sistema similar al descrito anteriormente, incluso cuando se utiliza un martillo Safety en proyectos importantes.

Con el siguiente ejemplo se busca mostrar la importancia de las correcciones de energía:

Se tiene un talud conformado por un suelo arcilloso rígido saturado:

$$N_{campo} = 14 \text{ golpes/30 cm (se usó martillo donut)}$$

$$S_u \text{ diseño} = 50 \text{ kPa (conservador según gráficas de correlación que existe en la literatura técnica, 50 a 200 kPa)}$$

$$\text{Esfuerzo cortante inducido en la masa deslizante crítico, } t_{m\acute{a}x} = 31 \text{ kPa}$$

$$\text{Donde el Factor de Seguridad ante falla rotacional es } FS = 50/31 = 1.6$$

Si se usa un valor corregido por la energía, según Tabla 4:

$$N_{60} = 0.75 N_{campo} = 10, S_u \text{ diseño} = 30 \text{ kPa, entonces el Factor de Seguridad ante falla rotacional es:}$$

$$FS = 30/31 = 0.97$$

1.2.6 Ensayos de Penetración con Piezocono (CPTu)

Los resultados de los ensayos de cono estático CPTu con medición de presión de poro (ASTM D5778), permite una excelente precisión en la variación estratigráfica. Como desventaja, se debe citar que mediante estos ensayos no se obtienen muestras de suelo, y deberán ser correlacionados y agrupados con la información de los sondeos directos.

El ensayo CPTu se basa en un cono que avanza a una velocidad de 2.0 cm/s registrando de manera digital y continuamente cada 10 mm tres lecturas independientes como la resistencia de la punta de cono (q_c), la fricción lateral (f_s) y la presión intersticial dinámica (u_2). Durante el CPTu, se estima el nivel freático al detener el avance de la punta de cono en un estrato arenoso permitiendo que el cono haga de piezómetro y así calcular la presión hidrostática. Posteriormente, se pueden interpretar los datos recolectados para estimar propiedades, realizar análisis de licuación, obtener perfil de capacidad de pilote (Q) vs profundidad (z), estimar capacidad portante de cimentaciones superficiales (q_{ult}), calcular permeabilidad de suelos (k_h), o realizar control de calidad en un tratamiento de mejora de terreno.

Utilizando estos equipos es posible realizar pruebas de disipación de presiones de poro que consisten en parar la penetración del cono y registrar la disipación de presión de poro y el tiempo. Estas presiones de poro se representan en función de la raíz cuadrada del tiempo y a través de la técnica gráfica sugerida por (Robertson y Campanella, 1989) se obtiene el tiempo que corresponde al 50% de la consolidación.

El valor del coeficiente de consolidación en dirección radial u horizontal se calcula por la teoría de (Houlsby y Teh, 1988) usando la siguiente ecuación.

$$C_h = \frac{T \cdot r^2 \cdot I_r^{0.5}}{t_{50}} \quad (1.1)$$

Dónde:

T = factor tiempo dado por Houlsby y Teh (1988) que corresponde a la posición de la presión de poro

r = radio del piezocono

I_r = índice de rigidez, igual al módulo de corte G secante (para el 50% del esfuerzo de la falla, G_{50}) dividido para la resistencia al corte no drenada de la arcilla (S_u);

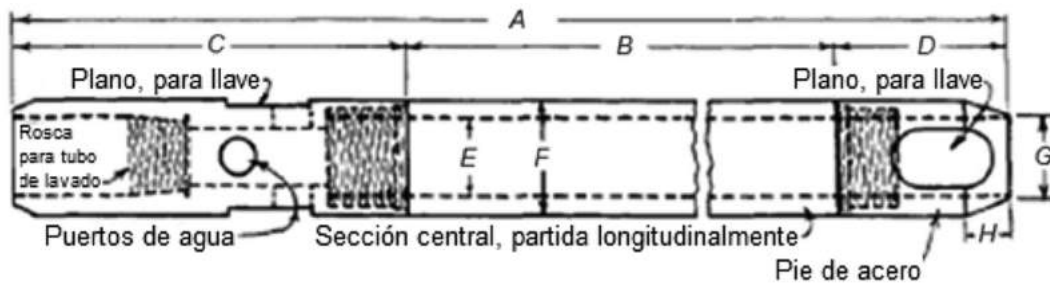
t_{50} = tiempo correspondiente al 50% de la consolidación.

Muestreo de Campo

Para caracterizar correctamente los estratos de suelo, se deben tomar muestras del material del subsuelo.

Muestras Alteradas

Las muestras alteradas, generalmente son obtenidas utilizando un muestreador tipo cuchara partida en el ensayo SPT. Las dimensiones de distintos muestreadores tipo cuchara partida se muestra en la Figura 6. Se catalogan como alteradas por que se pierde la estructura, pero son utilizadas para ensayos de clasificación y otros ensayos de suelo.



Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)	Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)
A	864	34	E	34.9	1 3/8
B	610	24	F	50.8	2
C	178	7	G	38.1	1 1/2
D	76	3	H	19.0	3/4

Figura 6: Esquema de tipos de cuchara partida

En las series de suelo granulares, se dificulta la toma de muestras inalteradas, ciertos autores como (Marcusen, 1979) detallan métodos para tomar muestras inalteradas en suelos granulares. Uno de los métodos se presenta en la Figura 7 y describe el muestreo utilizando nitrógeno líquido para congelar el suelo y facilitar su extracción.

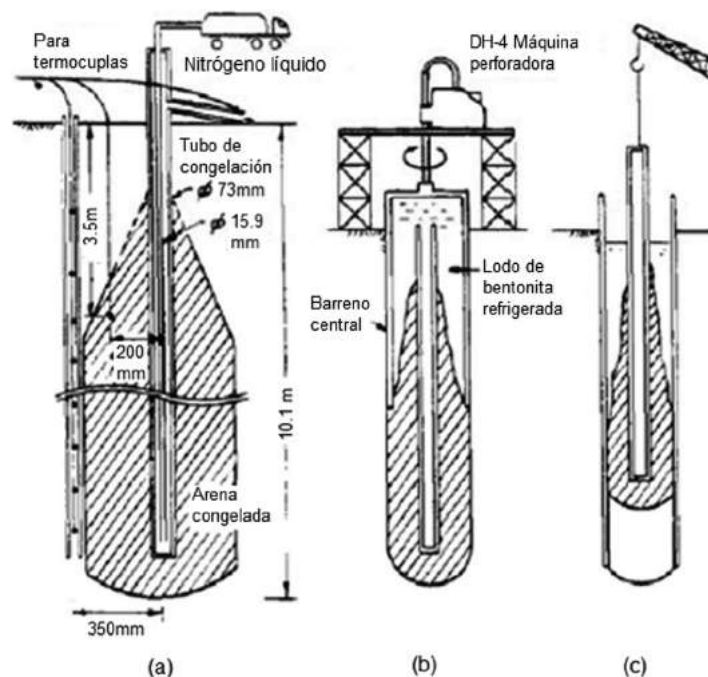


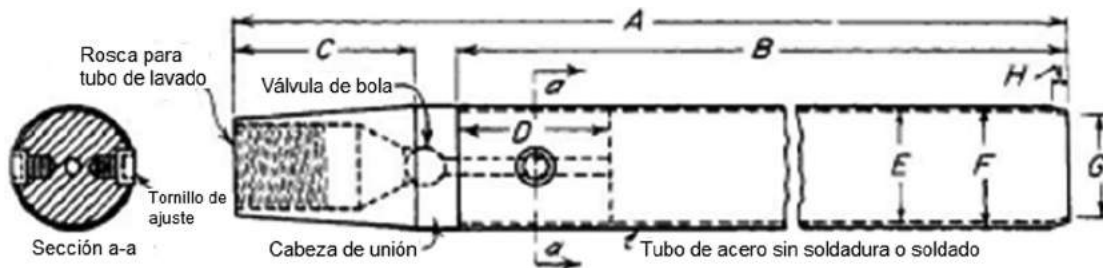
Figura 7: Muestreo inalterado en suelos granulares utilizando nitrógeno líquido (Yoshimi et al, 1985)

Muestras Inalteradas

Para la obtención de las muestras "inalteradas" en las series arcillosas existen varios métodos. Entre ellos el ya mencionado método del bloque, la forma más común de tomar muestras en suelos cohe-

sivos se realiza mediante tubos tipo Shelby en el caso de las arcillas blandas y con muestreador tipo Denison para las arcillas rígidas.

El tubo tipo Shelby es un muestreador de acero liso con pared delgada y es el más comúnmente utilizado para el muestreo de suelos cohesivos. Existen distintos diámetros de tubo, diámetros de mayor tamaño producen especímenes de mejor calidad, pero requieren perforaciones más costosas. La Figura 8 presenta los tamaños de tubo tipo Shelby.



Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)	Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)
A	705 - 1791	27 3/4 - 51 3/4	E	47.6	1 7/8
B	610 - 1219	24 - 48	F	50.8	2
C	762	3	G	0.99 F	0.99 F
D	635	2 1/2	H	12.7	1/2

Figura 8: **Tamaños de tubo tipo Shelby**

El tubo muestreador tipo Denison incluye un tubo exterior rotador con una cuña cortadora en la parte inferior del tubo. Un muestreador tipo Denison se muestra en la Figura 9.

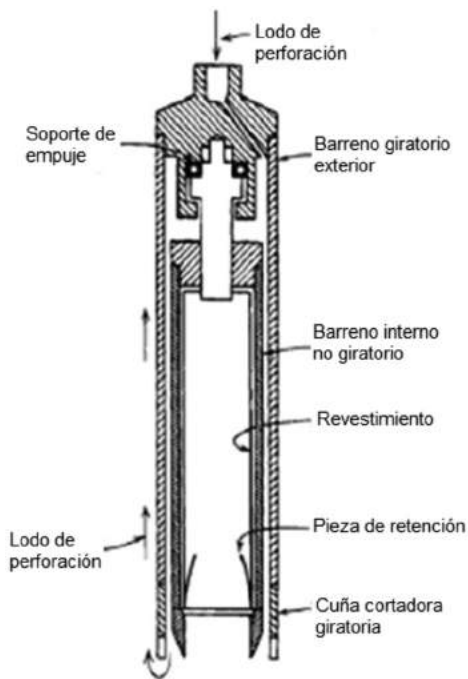


Figura 9: **Muestreador tipo Denison**

Si el suelo muestreado es muy blando, se procederá entonces a emplear la toma de Shelby con el pistón, hincando de forma lenta, cuando se termine la hinca, se debe dejar 15 minutos estático y posteriormente elevar el muestreador de forma lenta, hasta llegar a la superficie. De esta manera se trata de evitar disturbar la muestra.

En los intervalos de suelos con N_{SPT} 0 - 5 golpes, se recomienda emplear el método de hinca de muestreador Shelby a presión hidráulica, debiéndose anotar en el registro de campo con la presión final que se empleó para la toma del mismo.

En los intervalos de suelos con N_{SPT} 5 - 15 golpes, se empleará el método muestro con barril DENISON, con broca corta, hincando el barril 10 cm y posteriormente continuar con el método de rotación hasta completar los 70 cm de maniobra.

En los intervalos de suelos con N_{SPT} 15 - 30 golpes, se empleará el método muestro con barril DENISON, con broca larga, empleando el método de rotación desde el inicio hasta completar los 70 cm de maniobra.

Las muestras tomadas serán enviadas al laboratorio, evitando que las mismas alteren sus condiciones iniciales, las muestras inalteradas (Shelby y Denison, deberán estar debidamente parafinadas desde el mismo instante que son extraídas del sondeo).

Durante el tiempo que las muestras no estén en el laboratorio, deberán estar debidamente protegidas de la humedad, sol y otras circunstancias que puedan provocar alteración de las mismas.

Ensayo de In-situ

Veleta de Campo

El ensayo de veleta de campo debe realizarse de acuerdo con la norma *ASTM D 2573*. Antes de llegar a la profundidad deseada a la cual se requiere realizar el ensayo, estrato identificado previamente, se detiene la perforación dejando la tubería a una profundidad de por lo menos 5 veces el diámetro del revestimiento. Posteriormente se introduce la veleta desde el fondo de la perforación en un solo empujón hasta la profundidad deseada teniendo precaución de no aplicar ningún torque a las barras durante el empujón.

Con la veleta en posición se aplica el torque a la veleta a una velocidad tal que no exceda $0.1^\circ/\text{seg}$ ($1^\circ/10\text{seg}$, $6^\circ/\text{min}$), (permitiéndose variaciones de 0.05 a $0.2^\circ/\text{seg}$). Esto generalmente requiere un tiempo de falla de 2 a 5 minutos, excepto en arcillas muy duras donde el tiempo de falla puede ser como mucho de 10 a 20 minutos. En materiales más duros, que alcanzan fallas a pequeñas deformaciones, se puede considerar reducir a velocidad del desplazamiento angular. Durante la rotación de la veleta, se ubica a una elevación fija y se registra el máximo torque. Con instrumentos con pasos engranados es aconsejable leer valores intermedios de torque a intervalos de 15 segundos o a menor frecuencia si las condiciones lo requieren.

Seguido a la determinación del máximo torque, se gira la veleta rápidamente a través del suelo de 5 a 10 revoluciones como mínimo; la determinación de la resistencia remoldeada puede hacerse inmediatamente después de completar la rotación rápida y nunca más de 1 minuto después del proceso de remoldeo. En la Figura 10 se muestra un esquema de la veleta de campo.

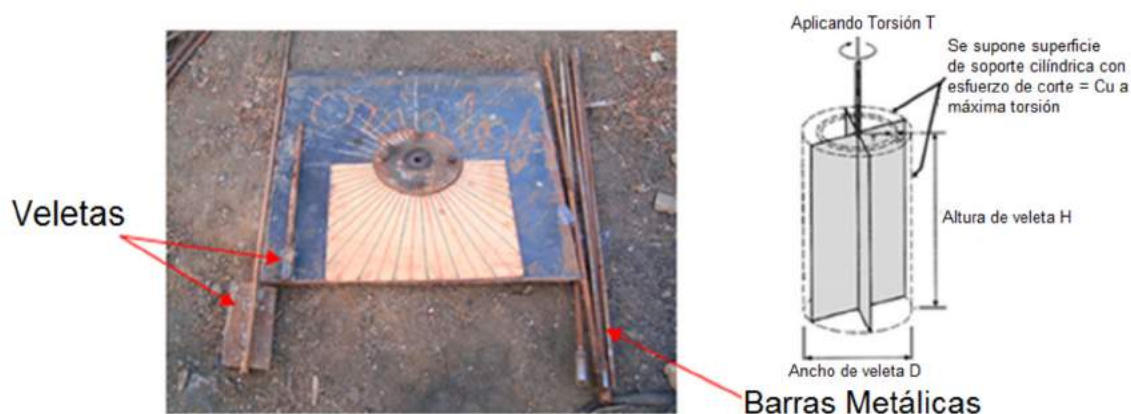


Figura 10: **Veleta de Campo y barras de extensión utilizadas**

1.3 Métodos Indirectos

Para caracterizar propiedades dinámicas del perfil de suelo, como la velocidad de onda cortante (V_s) se podrían utilizar ensayos de análisis espectrales de ondas superficiales activos (MASW o SASW) y pasivos (REMI), entre otros ensayos. La estimación de la velocidad de onda cortante se emplea para calcular el módulo de rigidez al corte (G), que luego se utiliza para los análisis de respuesta de sitio o para cualquier análisis geotécnico que se tenga que evaluar deformaciones, la estimación de las V_s es cada vez mas utilizado porque este representa una propiedad muy importante del suelo.

1.3.1 Ensayos REMI, MASW y REMI + MASW

Dentro de los métodos geofísicos indirectos, se encuentran aquellos basados en el análisis de ondas superficiales. Dentro de los más conocidos de esta categoría se encuentran los métodos de Análisis Espectral de Ondas Superficiales y/o de Análisis Multi-canal de Ondas Superficiales, que se basan en la propiedad de dispersión de las ondas superficiales para calcular la velocidad de fase de estas ondas a distintas frecuencias. Luego, a través de un proceso de inversión no lineal, se busca un perfil teórico que se ajuste a la curva de dispersión experimental. Una de las ventajas de estos métodos frente a otras técnicas geofísicas tradicionales, es que estos métodos permiten detectar estratos de suelos más blandos, bajo otros más rígidos.

El ensayo REMI y MASW evalúa las ondas Rayleigh que se transmiten por la superficie del terreno, cuyo rango de profundidad es proporcional a su longitud de onda (λ). Su velocidad de propagación, se define como velocidad de fase CR , y la relación entre estas con la Velocidad de las ondas de cortes S , se expresa como $CR = 0,94 V_s$.

El Ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglos Multicanales es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Este método consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh u Ondas R) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil

de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

La combinación de las técnicas pasiva (REMI) y activa (MASW) para el análisis de ondas superficiales, ayuda en el análisis de una amplia gama de frecuencia y profundidad. La técnica pasiva (REMI) alcanza mayor profundidad al emplear las ondas de baja frecuencia generadas, y por lo tanto, una dispersión procesada, pero carece de información a menores profundidades. Esta deficiencia puede ser eliminada por el uso de MASW activa que emplea una onda de alta frecuencia de menor profundidad de penetración y proporciona información acerca de los estratos de menor profundidad. Existen varios tipos de arreglos para los análisis espectrales, uno muy utilizado es en arreglo de L para realizar la técnica pasiva y activa, como se muestra en la Figura 11.

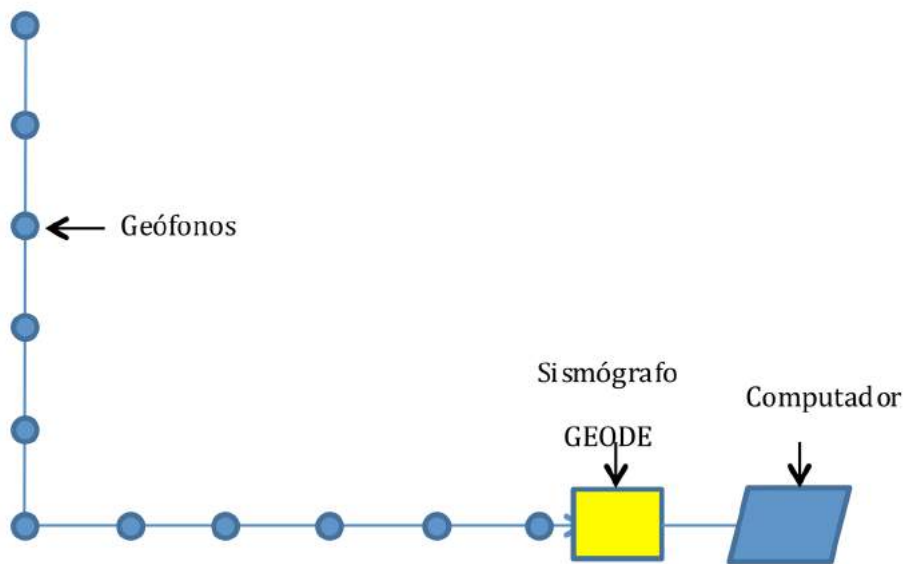


Figura 11: Arreglo geométrico contemplado para la adquisición de datos

1.3.2 Estimación del periodo Elástico del subsuelo, Técnica Nakamura

En general, la no linealidad del suelo afecta no sólo a la amplificación del registro de entrada en roca, sino también al período predominante del movimiento en la superficie del suelo. El período de sitio predominante (elástico o inelástico) es fuertemente dependiente de las características de intensidad y de las características de vibración del registro de entrada. A bajos niveles de intensidad y vibración, el suelo se comporta elásticamente. Pero a medida que el nivel de esfuerzo de corte, que es transferido a los suelos blandos, aumenta y se desarrollan altos esfuerzos cíclicos, la rigidez de la estructura del suelo se degrada, cambiando su respuesta hacia un comportamiento no lineal que afecta a su período de sitio predominante. Por otro lado, la capacidad de absorción de energía de un sistema flexible, como el suelo blando, aumenta cuanto más alto son los períodos de vibración y más larga es la duración del sismo, que a su vez, reduciría la amplificación del registro en el nivel de la superficie. Ahí radica la importancia de considerar tanto los comportamientos elásticos como los inelásticos.

Para los análisis espectrales se recomienda la técnica propuesta por (Nakamura, 1989), esta supone que solamente la componente horizontal de los microtemores está influenciada por el subsuelo y

que las características espectrales de la fuente de movimiento se mantienen en la componente vertical. La amplificación del movimiento del suelo, debido a los efectos de sitio se expresa aquí como la relación espectral (*SR*) entre las componentes horizontales del movimiento sísmico superficial (*HS*) y la componente horizontal del movimiento sísmico en la base. Como resultado del análisis espectral se obtiene el valor de mayor amplificación y la frecuencia predominante de vibración. El inverso de la frecuencia corresponde al periodo elástico predominante de vibración del subsuelo.

1.4 Criterios para el diseño geotécnico

1.4.1 Factores de Seguridad

El factor de seguridad es el cociente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema (resistencia) y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido (demanda).

En un análisis determinístico, se calcula un factor de seguridad único. En un análisis probabilístico, se calcula un factor promedio de seguridad en base a los valores medios de los parámetros de suelo, las posibles variaciones en la geometría del sistema, las condiciones de máximas y mínimas del estado del agua y demás variables. Existirán también valores máximos y mínimos de factor de seguridad, es decir el factor de seguridad para las condiciones más favorables y más desfavorables, de esta manera se puede obtener la probabilidad de falla. Este tipo de modelo, ofrece una mejor herramienta para establecer la incertidumbre del modelo y la calidad de los datos. Duncan (2000) recomienda el uso de la llamada regla de las 3 sigmas, en la cual se analiza las propiedades obtenidas mediante ensayos, estimando su promedio (1), promedio más 1 desviación estándar (2) y menos 1 desviación estándar (3). La Figura 12 muestra el esquema para un depósito de suelo fino donde se han obtenido varias muestras de resistencia al corte no drenado. Como se puede observar, existe gran variación entre el valor mínimo y máximo de resistencia no drenada, por lo cual, sería recomendable realizar 3 análisis, en base a la regla de los 3 sigma para estimar la confiabilidad del factor de seguridad. Existen otras metodologías para el análisis probabilístico, las cuales también pueden ser utilizadas para determinar la confiabilidad de los resultados.

La regla de los 3 Sigmas (3σ): Este criterio propuesto por Dai & Wang (1992), proporciona una herramienta para estimar la variabilidad de los parámetros de diseño mediante el criterio de las 3σ (tres desviaciones estándar). Este criterio considera el hecho de que el 99.73% de todos los valores de un parámetro que tiene una distribución normal, cae en un rango de tres desviaciones estándar del promedio o media. Por lo tanto, si HCV = valor más “alto” concebible del parámetro, y LCV = valor más “bajo” concebible del parámetro, estos valores estarían aproximadamente a tres desviaciones estándar por arriba y abajo del valor promedio.

La regla de las 3σ se la puede utilizar para estimar el valor de la desviación estándar, pero antes se deberá determinar o estimar los valores de HCV y LCV, donde:

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (1.2)$$

La regla 3σ usa una distribución normal simple como base para estimar que el rango de 3σ (desvia-

ciones estándar) cubre virtualmente la población entera. Sin embargo, lo mismo es cierto para otras distribuciones (Harr, 1987), por lo expuesto la regla 3σ no está restringida a una sola distribución de la variable. En la Figura 12 se muestra el uso de la regla de 3σ para estimar los límites de la desviación estándar para parámetros que varían con la profundidad.

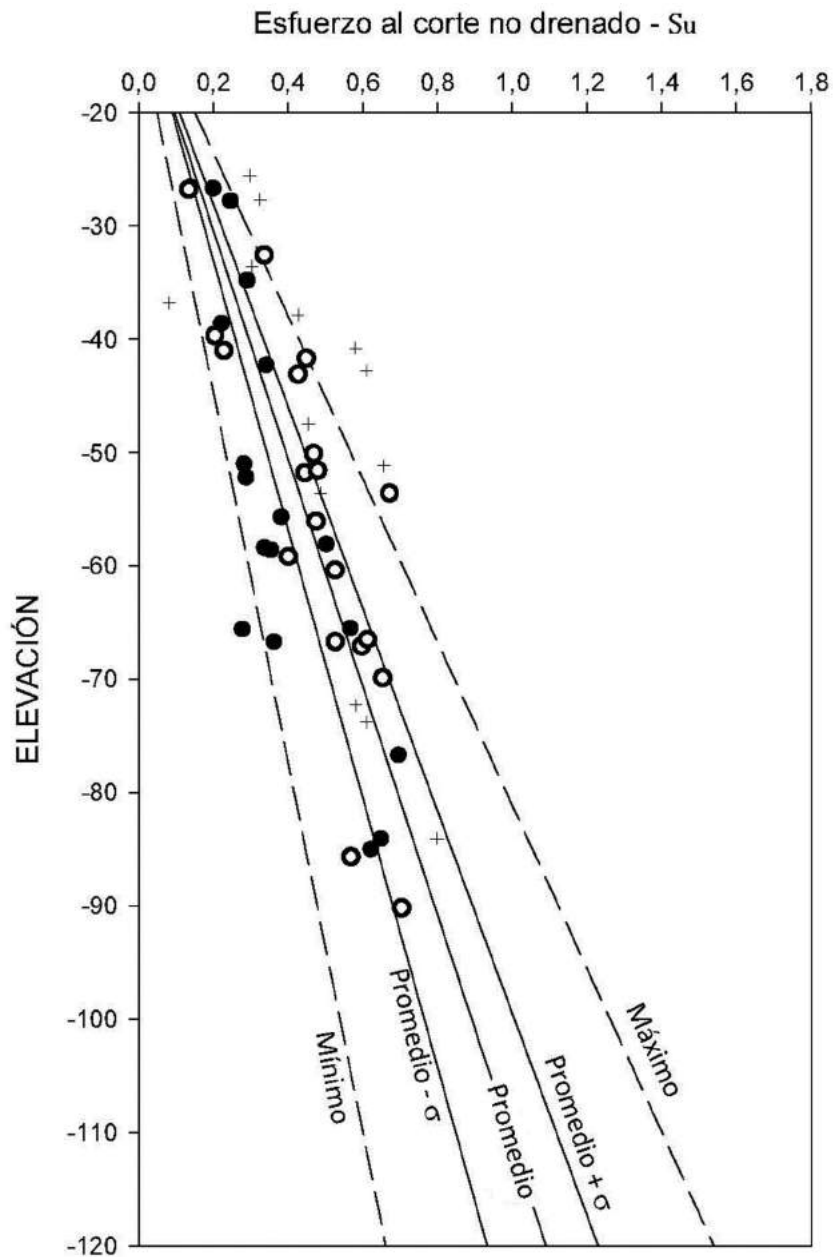


Figura 12: Ejemplo método de las 3 sigma

1.4.2 Resistencia Drenada, No drenada y la diferencia entre análisis de esfuerzos efectivos y totales.

La condición drenada se genera cuando el cambio o aplicación de la carga es muy lenta, o cuando la carga ha sido colocada por mucho tiempo, de tal modo que todo el suelo ha alcanzado la condición

de equilibrio sin causar un exceso de presión de poro inducido por la carga. En la condición drenada la presión de poro está controlada por las condiciones hidráulicas de borde. Al contrario, en los casos en que la carga es aplicada de manera rápida, el suelo no alcanza a drenar, y se produce un exceso de presión de poros afectando sus esfuerzos efectivos.

Un análisis de esfuerzos efectivos es el mejor enfoque en los problemas de ingeniería geotécnica, pero no siempre es el más simple, a veces, la complejidad agregada puede no ser necesaria. En el análisis de esfuerzos efectivos, el suelo se considera de tres fases (agua, aire, sólidos) y las tensiones en las tres fases se realizan por separado. A menudo es difícil, ya que requiere conocimientos sobre el agua e incluso del aire. Por ejemplo, es perfectamente apropiado hacer un análisis de esfuerzo efectivo para resolver un problema de una arcilla saturada, pero debe conocerse el esfuerzo del agua en el suelo. En un análisis drenado, el estrés de agua es igual a la hidrostática; lo cual es una asunción común para la carga lenta de arenas o la carga muy lenta de arcillas. El análisis de esfuerzos totales consiste en un análisis teniendo en cuenta que el suelo es monofásico. Este es el enfoque adoptado cuando se trata de hormigón o acero. Para los suelos, tal análisis es apropiado cuando se trata con el comportamiento, sin escurrir de arcillas saturadas porque en este caso las dos fases involucradas (sólidos y agua) se mantienen juntas debido a que no existe movimiento del agua (drenaje). Un análisis de esfuerzo total es simplemente el análisis de un suelo que no drena; es un análisis común de arcillas que se cargan rápidamente. En casos extremos, la licuefacción de arenas durante sismos también se puede considerar un comportamiento sin drenaje. Un análisis a largo plazo es similar a un análisis drenado porque en el largo plazo todos los suelos van a ser drenados. Un análisis a corto plazo puede ser un análisis de esfuerzos totales para algunos suelos (arcillas de baja permeabilidad) y un análisis drenado para otros (arenas limpias de alta permeabilidad).

Es importante mencionar, que los parámetros de resistencia drenados y no drenados, no deberán ser mezclados en un mismo análisis. La resistencia drenada de un material, no deberá ser combinada con la resistencia no drenada de dicho material. El mismo concepto aplica a los ensayos realizados en laboratorio, por ejemplo, en el caso de realizarse un ensayo triaxial No consolidado No drenado (UU) en una arcilla saturada, el resultado deberá ser una resistencia no drenada, es decir, un ángulo de fricción aparente de cero (ya que en términos de esfuerzos efectivos, si se mide la presión de poro durante el ensayo, se obtendría un ángulo de fricción interna que no cambia con el incremento de esfuerzo de confinamiento en la cámara triaxial). En ciertas ocasiones, por error se reportan ángulos de fricción aparentes o en términos de esfuerzos totales en ensayos UU, esto representaría una muestra que se encuentra no saturada. Como se puede observar en la Figura 13, los resultados de dicho ensayo muestran un ángulo de fricción aparente que responde a la compresión del aire mas no a un aumento de la resistencia a causa del incremento en el esfuerzo de confinamiento.

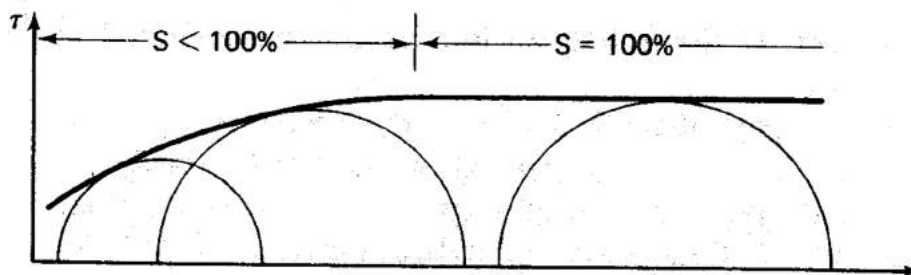


Figura 13: **Resultado Prueba Triaxial (UU) en muestra parcialmente saturada**

1.4.3 Selección de Tipo de ensayo en base a los datos que se necesitan

Existen dos tipos generales de ensayo, los indirectos o no invasivos y los ensayos directos. Los ensayos no invasivos, como los geofísicos, tienen como ventaja su gran aplicabilidad tanto a suelos y rocas, su bajo costo y velocidad además de que las mediciones se realizan sin disturbar la muestra. Por otro lado, sus mayores desventajas son que obtienen todos los datos de manera indirecta, sin contacto con el material y por ende también no se obtiene muestras. La Figura 14 muestra la deformación cortante que se experimenta en el suelo en los distintos casos. Como se puede observar, en el caso de capacidad de carga, la deformación cortante es mayor que cuando se analiza la deformación.

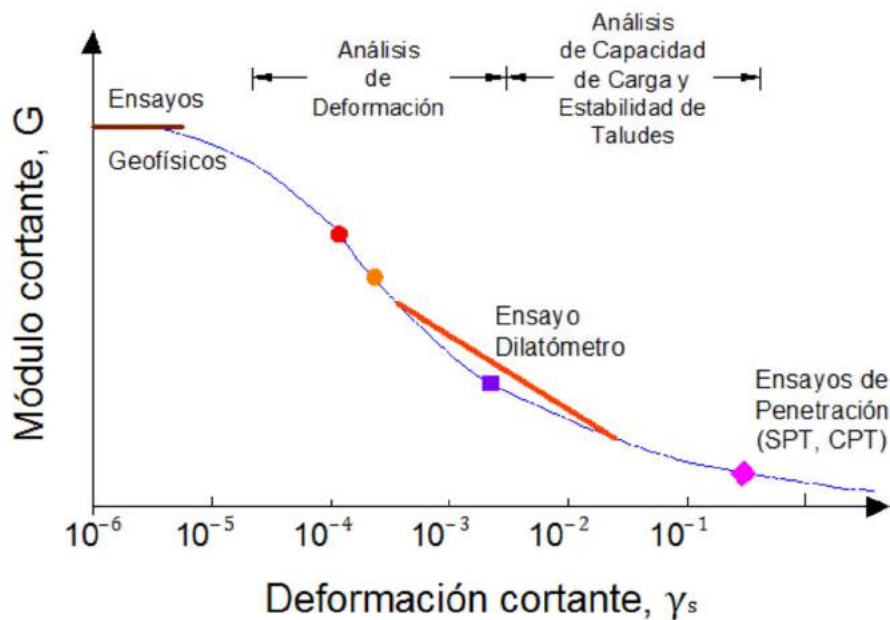


Figura 14: **Relación del módulo cortante con la deformación cortante que experimenta el suelo en los distintos casos**

En el caso de que el análisis del proyecto requiera un análisis de respuesta dinámica de sitio o análisis tenso-deformacionales (mediante elementos finitos), es de carácter imperativo conseguir una buena caracterización del módulo cortante a bajas deformaciones. En estos casos, la medición de la velocidad de corte (V), sería recomendable. Por otro lado, si el proyecto contempla la necesidad de diseñar una cimentación superficial en un terreno con un nivel freático profundo y de compacidad relativa alta, será importante tener buenos datos de ensayos de penetración, ya que el nivel de deformación en el suelo a causa del proyecto será alto.

1.4.4 Ejemplo de Campaña exploratoria

Se plantea la ejecución de sondeos para un proyecto que excede la longitud de 40 m, el área del sitio es de 138.80 m x 59.30 m. El proyecto a construirse se muestra en la Figura 15. Establecer la profundidad mínima de los sondeos.



Figura 15: **Edificación a Construirse**

En el capítulo de la norma NEC-SE-CM, el cual se refiere a estudios geotécnicos definitivos, se menciona lo siguiente: “En este capítulo se definirán unidades de construcción y su importancia **en función de la altura y cargas a transmitir** de tal forma que determine **el número mínimo de sondeos, distribución y profundidad de los sondeos y perforaciones** que proporcione información de la extensión, espesor, y profundidad de los estratos potencialmente portantes”.

Por lo tanto, del párrafo anterior, para la investigación del subsuelo anticipada a la conformación del sistema estructural se entiende, que la definición de la unidad de construcción no tiene nada que ver con el diseño estructural del proyecto (no se refiere a juntas de construcción o de dilatación), este concepto de unidad de construcción se utiliza solo para definir la campaña de exploración geotécnica para estudios geotécnicos definitivos.

De acuerdo al capítulo 2.6 de la norma NEC-SE-CM, se define como unidad de construcción a: una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Las unidades de construcción se clasificarán según la Tabla 1, en la definición del número de niveles, se incluirán todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas). A continuación se presenta nuevamente la Tabla 1, mostrada anteriormente.

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Según la definición anteriormente mencionada, **el presente proyecto se divide en dos unidades de construcción** que se muestran en la Figura 15, la primera encerrada en el recuadro rojo confor-

mada por **2 niveles de sótano y 10 pisos altos**; la segunda encerrada en el recuadro azul conformada por **2 niveles de sótano**.

Por lo tanto, el proyecto de acuerdo a la Tabla 1 se clasificará como de categoría **alta** en la primera zona y **baja** en la segunda. De acuerdo al capítulo 3.5.2 de la norma NEC-SE-CM, el número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto y la profundidad, se definen en la Tabla 2. A continuación se presenta nuevamente la Tabla 2, mostrada anteriormente.

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Según la Tabla 2, se deberá realizar un mínimo **4 sondeos** en la primera unidad de construcción y **3 sondeos** en la segunda, es decir se deberán realizar un mínimo de **7 sondeos** en el presente proyecto.

En el capítulo 3.5.3 de la norma NEC-SE-CM, el cual se refiere a la profundidad de los sondeos, se menciona lo siguiente: "Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar a la mayor profundidad entre las dadas en la Tabla 2, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotécnico. La profundidad indicativa se considerara a partir del nivel inferior de excavación para subsuelos o cortes de explanación."

También se menciona una serie de criterios para determinar la profundidad de los sondeos, de los que en el presente proyecto solo podrían ser aplicables los siguientes criterios:

- Losa corrida.- 1.5 veces el ancho. Es decir, el ancho del proyecto es igual a 59.3 m, por lo tanto la profundidad de los sondeos será igual a **88.95 m** más la profundidad de excavación, un total de **96.75 m**.

Se evaluó un caso hipotético considerando que no existirá excavación tal como se muestra en la Figura 16, comprobando el efecto que tiene la trayectoria de esfuerzos iniciales (antes de la aplicación de las cargas por la cimentación) en la masa de suelo, ya que el incremento de esfuerzos verticales genera una influencia en los suelos hasta 33 metros de profundidad para asentamientos inmediatos (12 centímetros) y 40 metros de profundidad para deformaciones por cortante (0.4%), tal como se muestra en la Figura 17 y Figura 18.

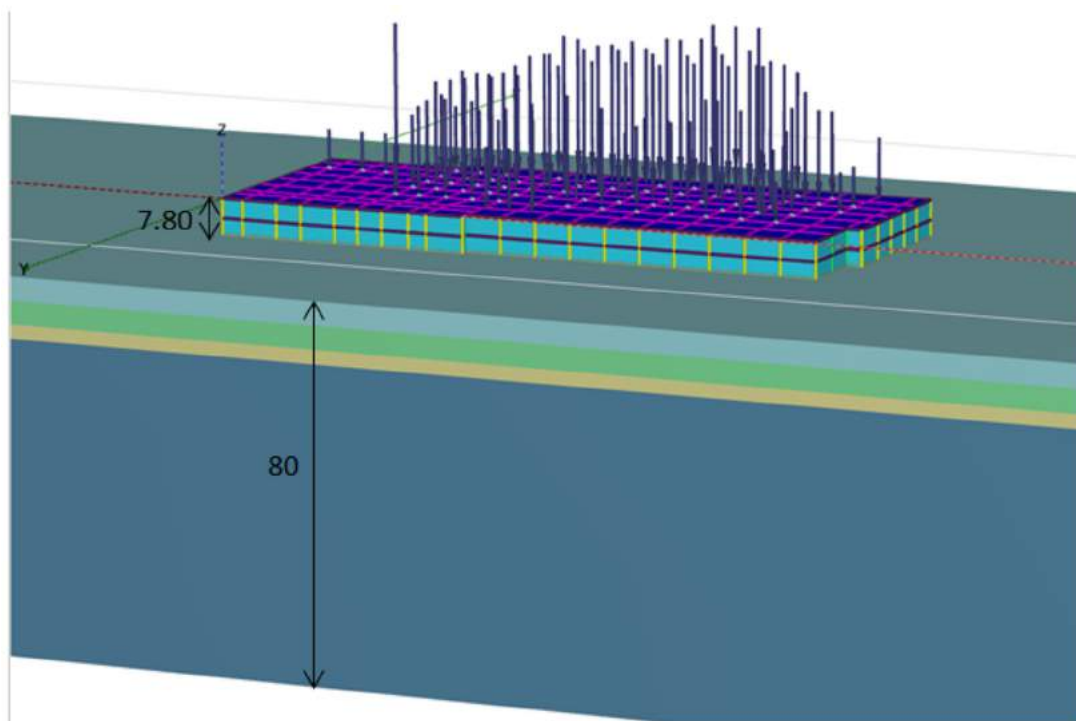


Figura 16: Esquema caso hipotético sin excavación

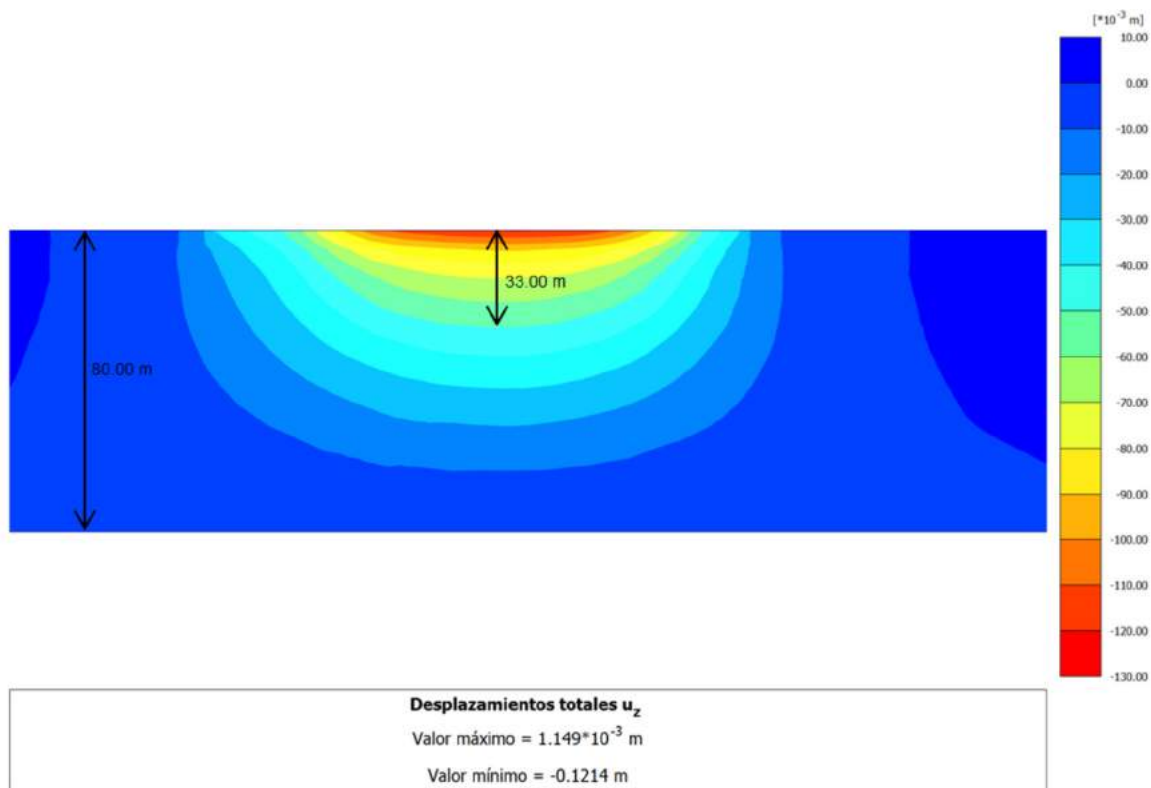


Figura 17: Asentamientos caso hipotético sin excavación

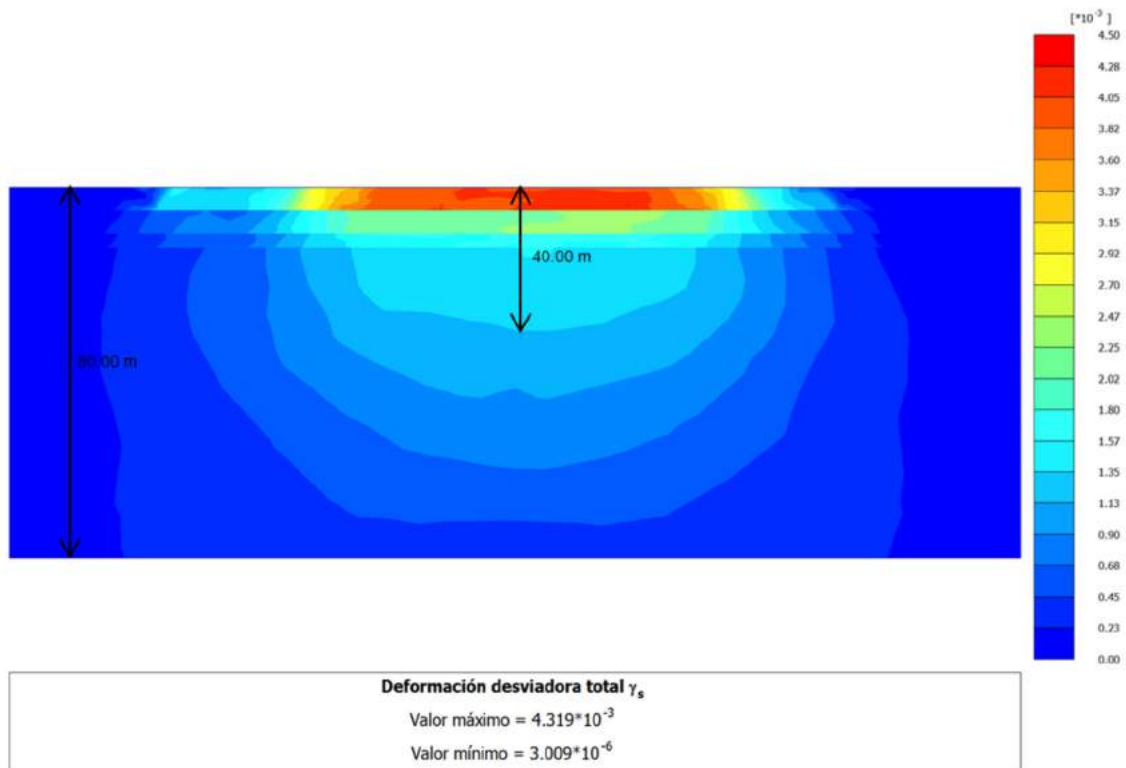


Figura 18: **Deformación por cortante caso hipotético sin excavación**

- Excavaciones.- Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo. Es decir, la profundidad de excavación es igual a 7.8 m, por lo tanto la profundidad de los sondeos será igual a 11.70 m más la profundidad de excavación, un total de 19.50 m.

Se realizó un análisis de interacción suelo-estructura considerando la excavación, tal como se muestra en la Figura 19, para comprobar la influencia de la trayectoria de esfuerzos iniciales (relajación del suelo), y de los esfuerzos transmitidos a la masa de suelo por la cimentación, se ha calculado el incremento de esfuerzos verticales, el cual genera una influencia en los suelos hasta 21.50 metros de profundidad para asentamientos inmediatos (asentamiento máximo 2 centímetros, a una profundidad de 21.50 metros, se tienen asentamientos de 0.5 centímetros es decir el 28% del asentamiento máximo) y 21 metros de profundidad para deformaciones por cortante (0.1% es decir, la cuarta parte de lo presentado en el caso hipotético sin excavación), tal como se muestra en la Figura 20 y Figura 21. Además, en la Figura 22 se puede apreciar que el incremento de deformaciones volumétricas se dará en los primeros 5 metros.

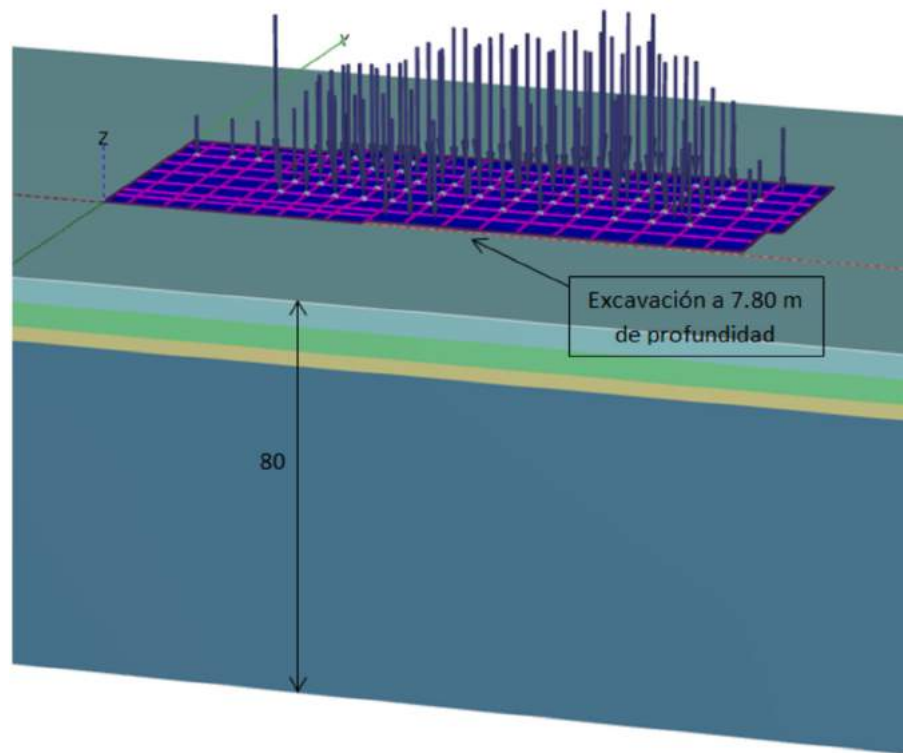


Figura 19: Esquema análisis de interacción suelo-estructura considerando la excavación

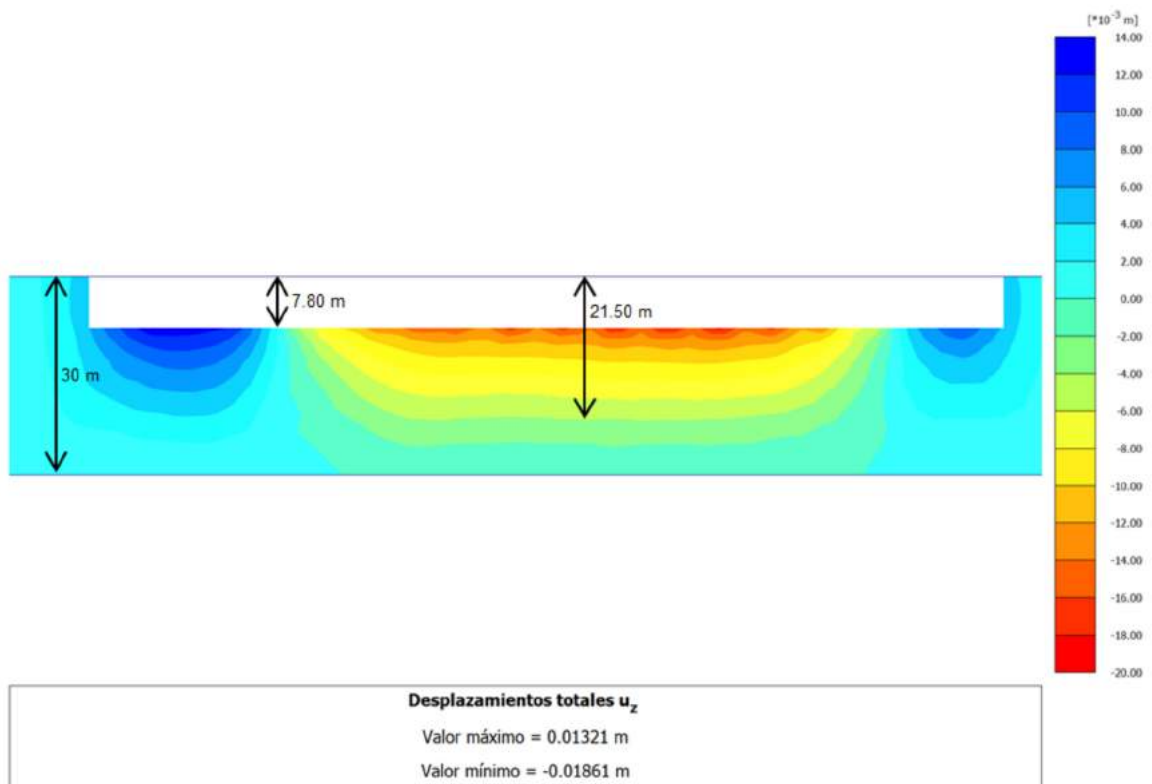


Figura 20: Asentamientos considerando la excavación

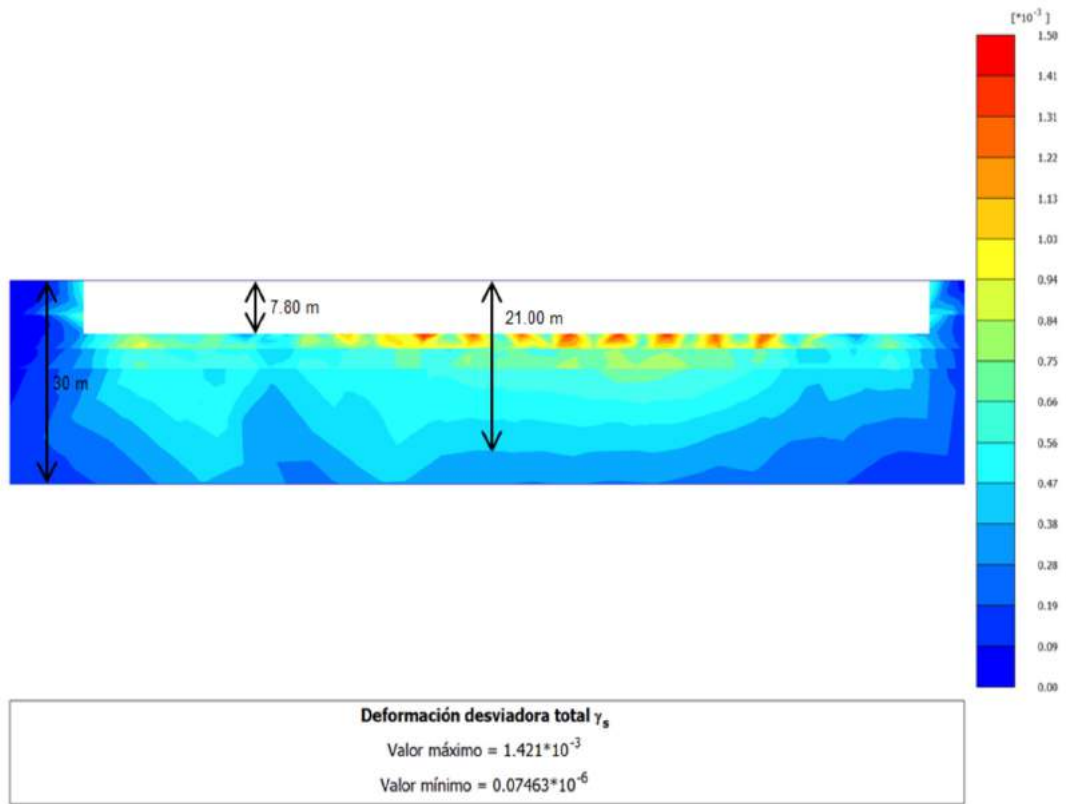


Figura 21: Deformación por cortante considerando la excavación

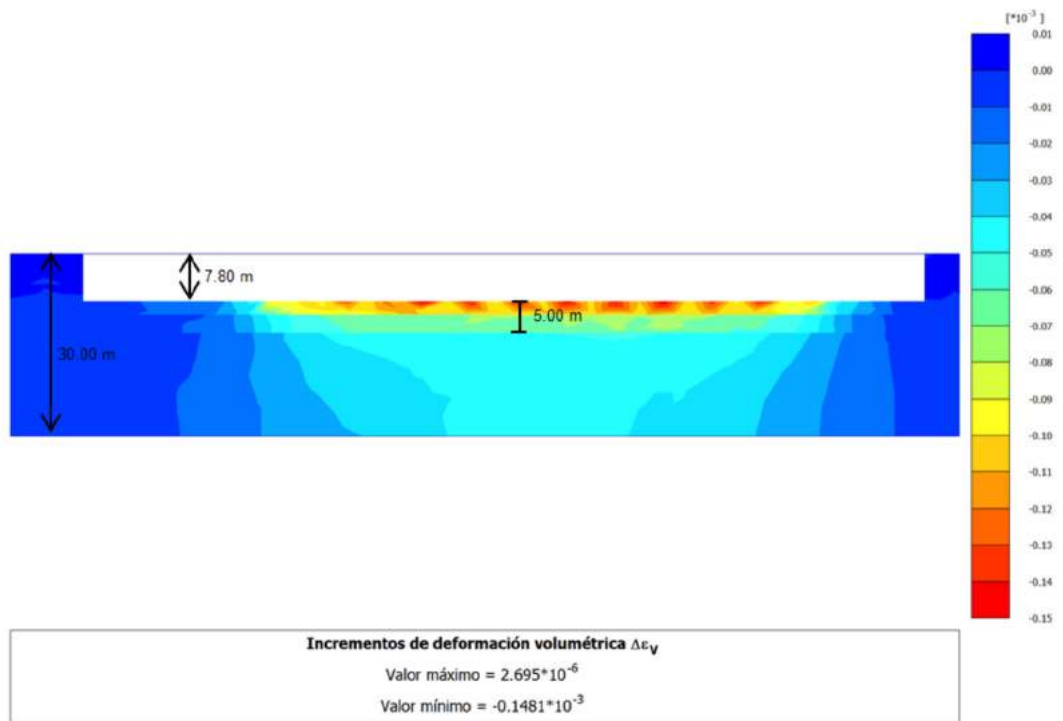


Figura 22: Incremento de la deformación volumétrica considerando la excavación

En la Figura 23, se presenta: la variación del N_{60} con la profundidad, la variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad, y la profundidad alcanzada en cada sondeo con su respectivo número de golpes (R es igual a rechazo según la norma ASTM-D1586). Como se puede observar, la profundidad alcanzada en todos los sondeos **es congruente con las profundidades de influencia considerando el caso real** (excavación) mencionadas anteriormente. El perfil de velocidades de onda cortante además de confirmar el rechazo (aproximadamente 500 m/s a los 21 metros de profundidad aproximadamente), muestra que se alcanzó el estrato resistente ya que las velocidades de onda cortante desde los 21 metros hasta los 55 metros varían entre 500 y 800 m/s.

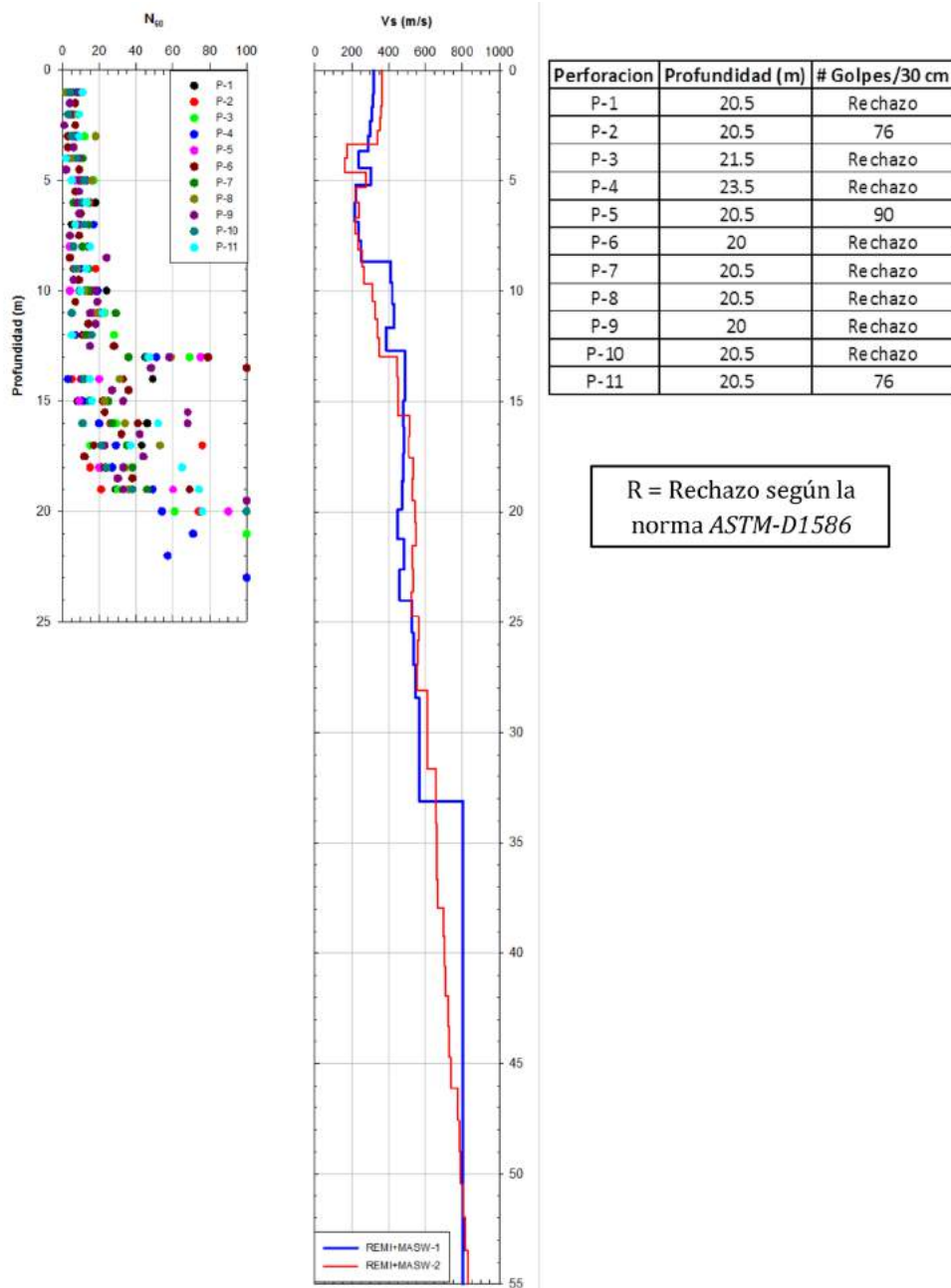


Figura 23: Variación del N_{60} con la profundidad, la variación de la velocidad de onda cortante con la profundidad, y la profundidad alcanzada en cada sondeo con su respectivo número de golpes

Finalmente, el capítulo 3.5.3 de la norma NEC-SE-CM, menciona lo siguiente: “En todo caso prima el concepto del ingeniero geotécnico, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación”.

En el presente estudio todas las perforaciones alcanzaron profundidades por debajo de dicho nivel, tal como se muestra en la Figura 23, y adicionalmente como se menciona en la NEC-2015, se dio por finalizada la perforación con metodología a percusión cuando se presentaba uno de los siguientes tres casos:

- a) Cuando se alcanzaba la profundidad proyectada para el sondeo
- b) En el caso de obtener 50 golpes en los primeros 15 cm de penetración de la cuchara, entendiéndose esto como rechazo
- c) Cuando se presentaban 100 golpes en los últimos 30 cm de penetración de la cuchara, entendiéndose esto como rechazo.

Por lo expuesto, la profundidad mínima de 20.5 metros de exploración si cumple con lo recomendado en la norma NEC-15, porque se comprobó que el modelo de la cimentación parcialmente compensada (debido a que la excavación cambia el estado de esfuerzos del suelo) representa correctamente el tipo de cimentación recomendada para el proyecto.

2. Excavaciones y Estabilidad de Taludes

2.1 Estado límite de falla: factor de seguridad y capacidad de carga

2.1.1 Métodos para el cálculo de estabilidad de taludes

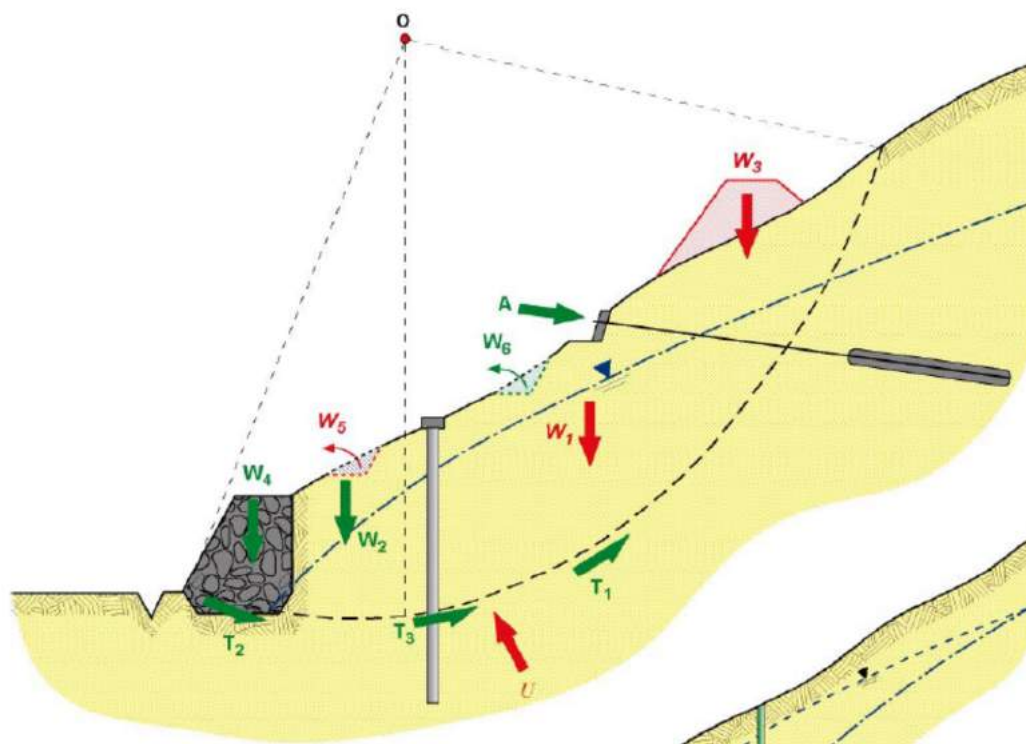
El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El principio básico que incluye este tipo de análisis es el cálculo de los momentos o fuerzas actuantes y los momentos o fuerzas resistentes. El talud es considerado estable si el factor de seguridad es mayor que uno. La no determinación del factor de seguridad puede ser causa de probables desplazamientos en taludes estables o inestables (fallados).

Se conoce con el nombre genérico de talud a cualquier superficie inclinada, respecto a la horizontal, que adopte permanentemente a las masas de tierras.

El proyecto de obras lineales requiere el diseño de taludes, tanto en desmonte como en terraplén, bajo unas condiciones de seguridad adecuadas. Aún si las carreteras y líneas férreas sufren ocasionalmente problemas de conservación y explotación, asociados a fenómenos de inestabilidad de sus taludes y laderas. Con cierta periodicidad, normalmente en coincidencia con periodos recurrentes de lluvias generalizadas, se producen desprendimientos, arrastres y deslizamientos.

El movimiento dentro de los taludes, ocurre cuando las fuerzas estabilizadoras son menores a las fuerzas desestabilizadoras, como lo muestra la Figura 24.



ESTABILIZADORES

- T_1 : resistencia al corte del terreno
- W_2 : pesos que originan "momento estabilizador"
- W_4 : pesos que aumentan el "momento estabilizador"
- W_6 : excavaciones que reducen el "momento volcador"
- T_2 : aumento local de resistencia al corte (mejor material)
- T_3 : fuerzas estabilizadoras externas

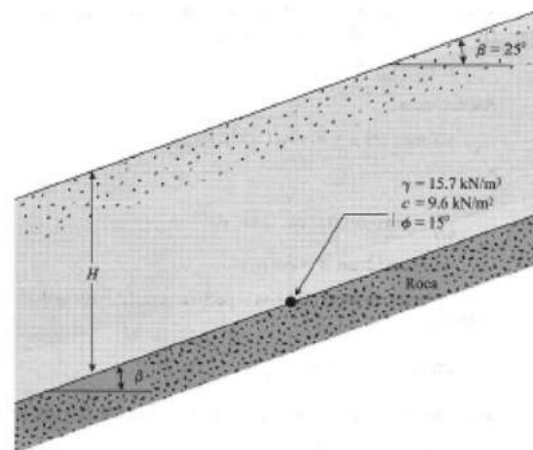
DESESTABILIZADORES

- W_1, W_3 : pesos que originan "momento volcador"
- U : presión de agua
- W_5 : excavación que reduce el "momento estabilizador"

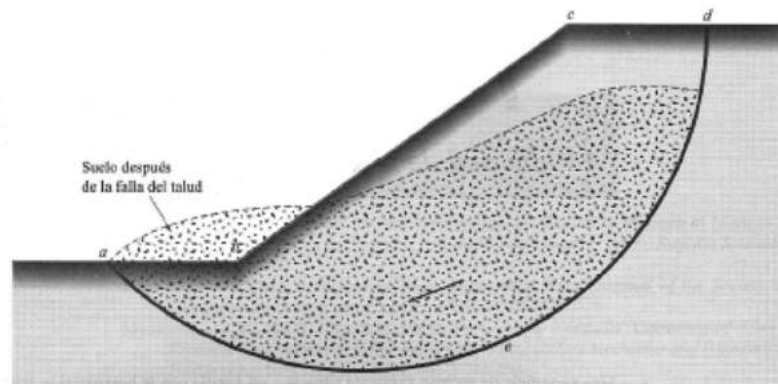
Figura 24: **Fuerzas que actúan en un Talud**

2.1.1.1 Tipos de Falla en Estabilidad de Taludes

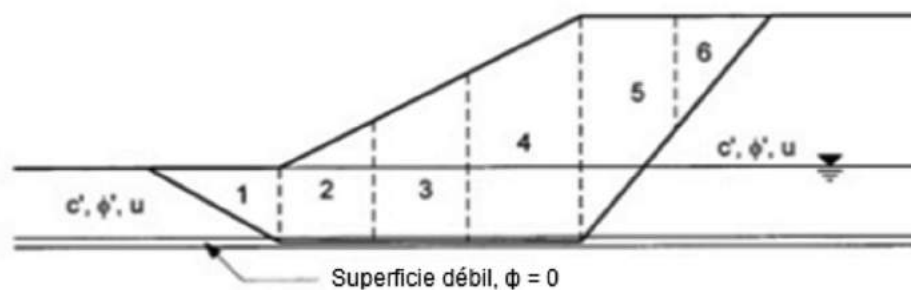
Falla de talud "infinita", esta situación se presenta cuando el talud tiene una extensión muy prolongada. En estos casos la falla se asume paralela a la superficie como lo muestra la Figura 25.

Figura 25: **Falla de talud infinita**

Falla circular, es la falla más común en los depósitos de suelos arcillosos saturados. Adicionalmente se debe tomar en cuenta, que cuando se encuentra suelos cohesivos en la parte superior del talud, se puede formar una zona de tensión, para eliminar esto, Duncan & Wright (2005) recomiendan el uso de una abertura de tensión en la parte superior (desestimar la resistencia por tensión), misma que tendrá una profundidad que puede ser estimada utilizando la teoría de Rankine para presión de tierra.

Figura 26: **Falla Circular**

Falla de bloque o falla no circular, esta se da cuando la masa de suelo se desliza sobre una superficie de suelo débil, como muestra la Figura 27.

Figura 27: **Falla No Circular ϕ**

2.1.1.2 Cálculos de Estabilidad de Taludes

Existen muchos métodos planteados para la estabilidad de taludes, entre los que se puede mencionar: Bishop Simplificado y Modificado (1955), Janbu (1957), Lowe & Karafiath (1960), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1979), etc. Se recomienda utilizar métodos de cálculo que satisfagan tanto fuerzas como momentos, tales como Spencer (1967) y Morgenstern & Price (1965), estos métodos son complejos en la ejecución a mano, pero hoy en día son accesibles, utilizando programas computacionales. De igual manera, una revisión manual utilizando los métodos que satisfacen solo una de estas variables como Bishop (1955) o Janbu (1957), son útiles para corroborar los análisis complejos realizados a través de programas computacionales. La revisión de cada uno de los métodos va más allá del alcance de este documento y será responsabilidad del lector elegir el método que se ajuste de mejor manera a su proyecto. Para ejemplificar la manera en que se realiza el cálculo de estabilidad de taludes, se presentara uno de los métodos a continuación.

MÉTODO SIMPLIFICADO DE BISHOP, 1955

El método de Bishop Modificado se basa en dividir el problema en dovelas para así estimar las fuerzas que actúan en cada una de ellas. El método ha sido desarrollado para fallas circulares y satisface el equilibrio de momentos.

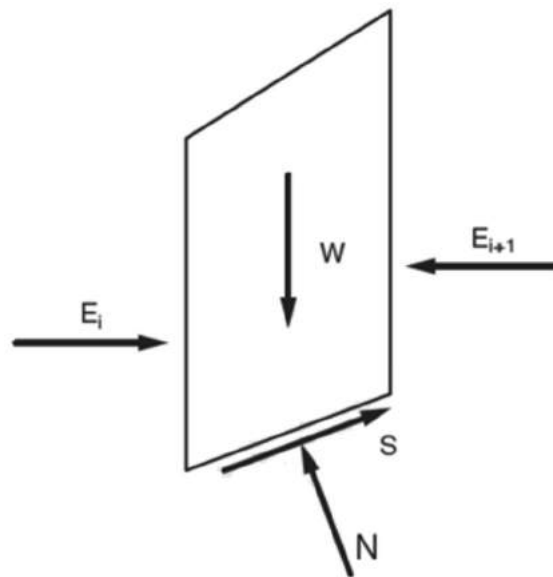


Figura 28: **Fuerzas en dovela para el método simplificado de Bishop**

Fuente: J. Michael Duncan and Stephen G. Wright, *Soil Strength and Slope Stability*.

En el método simplificado de Bishop, las fuerzas sobre los lados de cada dovela se consideran como horizontales (*no hay esfuerzos de corte entre dovelas*). Las fuerzas verticales se suman para satisfacer equilibrio y para obtener un esfuerzo normal en la base de cada dovela. De acuerdo a la Figura 28 y analizando las fuerzas en la dirección vertical, se tiene la siguiente ecuación de equilibrio:

$$N \cos \alpha + S \sen \alpha - W = 0 \quad (2.1)$$

Dónde:

N = fuerza normal

S = fuerza cortante en la base de la dovela

α = ángulo de inclinación en la base de la dovela con respecto a la horizontal

W = peso de la masa del suelo en la dovela

$$W = \gamma hb \quad (2.2)$$

γ = peso específico del suelo

h = altura en el centro de una dovela (véase en Figura 29)

b = ancho en una dovela (véase en Figura 29)

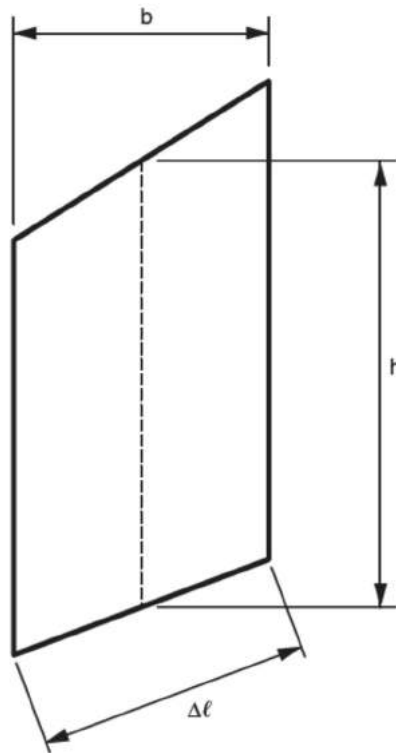


Figura 29: Dimensiones para una dovela individual

Fuente: *J. Michael Duncan and Stephen G. Wright, Soil Strength and Slope Stability.*

El ancho de la dovela es expresado como

$$b = \Delta l \cos \alpha \quad (2.3)$$

Por lo que, la ecuación 2.2 puede ser escrita como,

$$W = \gamma h \Delta l \cos \alpha \quad (2.4)$$

Las fuerzas se consideran positivas cuando actúan hacia arriba. La fuerza cortante en la ecuación (2.1) es relacionada al esfuerzo cortante como,

$$S = \tau_A \Delta l \quad (2.5)$$

Dónde:

τ = esfuerzo cortante

Δl = longitud de la base de una dovela

o en términos de fuerza cortante y factor de seguridad se puede expresar como,

$$S = \frac{\tau_A \Delta l}{FS} \quad (2.6)$$

La fuerza cortante expresada en términos de esfuerzos efectivos con la ley de Mohr-Coulomb,

$$S = \frac{[c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'] \Delta l}{FS} \quad (2.7)$$

Combinando las ecuaciones (2.1) y (2.7) y expresando para la fuerza normal, N , se tiene:

$$N = \frac{W - (1/F)(c' \Delta l - \mu \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/FS} \quad (2.8)$$

El esfuerzo normal efectivo en la base de la dovela está dado por,

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - \mu \quad (2.9)$$

Entonces combinando las ecuaciones (2.8) y (2.9), y aplicando la ecuación de momento con respecto al centro de un círculo para esfuerzos efectivos, y reordenando términos se puede expresar que

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - \mu \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/FS} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.10)$$

Una ecuación para el factor de seguridad basado en esfuerzos totales puede ser obtenida de la ecuación para esfuerzos efectivos, reemplazando los parámetros de fuerzas cortantes y esfuerzos efectivos (c' y ϕ') por los esfuerzos totales equivalentes (c y ϕ) y considerando el término de presión de agua (μ) igual a 0. Entonces, la ecuación para el factor de seguridad efectivo en términos de esfuerzos totales para el método simplificado de Bishop es

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c b + W \tan \phi}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi)/FS} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.11)$$

Para arcillas saturadas ($\phi = 0$),

El Método de Bishop es un método iterativo. Es necesario iniciar el cálculo mediante la consideración de un valor inicial del FS (generalmente se asume un $FS = 1$).

2.1.1.3 Ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes

EJEMPLO 2.1

Para el talud mostrado en la Figura 30, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento en la superficie de deslizamiento de prueba AC. Use el método simplificado de Bishop.

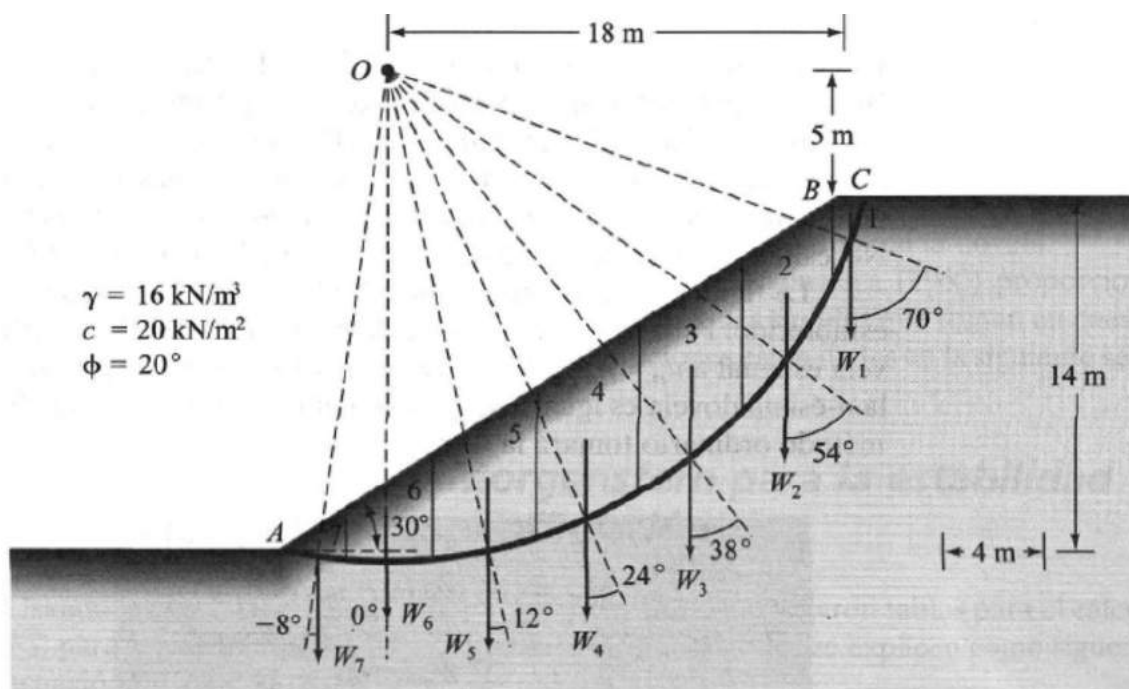


Figura 30: Ejemplo 2.1: Cálculo de estabilidad de taludes

Solución:

La cuña de deslizamiento es dividida en siete dovelas. El resto de los cálculos se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 5: Cálculos para el método simplificado de Bishop

Dovela No.	W	α (grados)	$\text{sen } \alpha$	$\text{cos } \alpha$	b (m)	$W \text{ sen } \alpha$ (kN/m)	$cb + W \tan \phi$ (kN/m)
1	22.4	70	0.94	0.342	1	21.1	28.15
2	294.4	54	0.81	0.588	4	238.5	187.15
3	435.2	38	0.616	0.788	4	268.1	238.39
4	435.2	24	0.407	0.914	4	177.1	238.39
5	390.4	12	0.208	0.978	4	81.2	222.09
6	268.8	0	0	1	4	0	177.84
7	66.58	-8	-0.139	0.990	3.20	-9.25	88.23
						$\Sigma = 776.75$	$\Sigma = 1180.24$

Asumir $FS = 1.45$

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c b + W \tan \phi}{\cos \alpha + (\text{sen } \alpha \tan \phi) / FS} \right]}{\sum W \text{ sen } \alpha} = \frac{1180.24}{776.75}$$

$$FS = 1.52$$

Este método debe repetirse para varios puntos para así determinar cuál es la superficie crítica. Utilizando programas computacionales se pueden realizar estos cálculos utilizando metodologías que satisfagan tanto fuerzas como momentos de manera rápida y eficaz, un ejemplo de los resultados obtenidos se muestra en la Figura 31, como se puede observar, se puede analizar muchas líneas de falla en un solo análisis y determinar el mínimo factor de seguridad. Los puntos representan distintas líneas de falla analizadas.

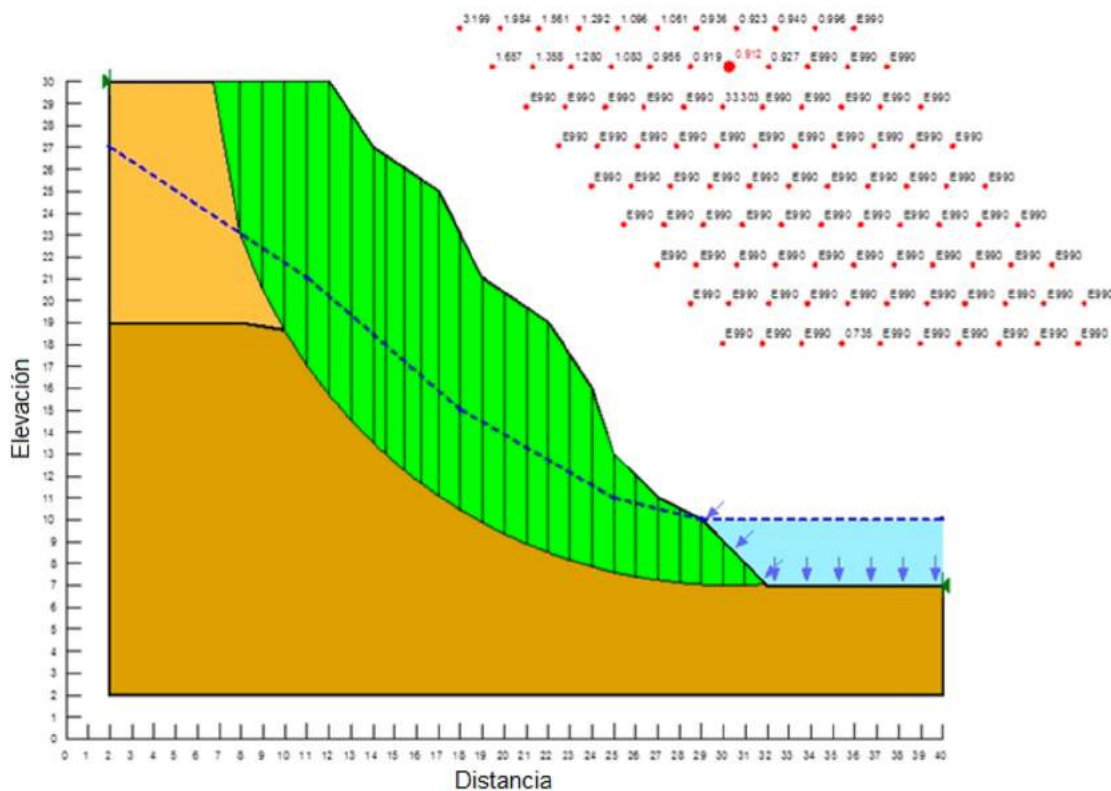


Figura 31: **Ejemplo estabilidad de taludes**

Estabilidad Dinámica de Taludes

De acuerdo con lo establecido en la NEC-15, documento NEC-SE-CM, se evalúa la estabilidad sísmica de taludes considerando un factor de seguridad por corte mínimo de 1.05, en condición de diseño (tabla 4), mediante un análisis pseudo estático, con la aplicación de una fuerza horizontal en cada elemento o dovela, que equivale al $k_h = 0.60 (ZF_a) W$. Donde Z es la aceleración en roca para el sismo de diseño, F_a es el factor de amplificación sísmica de sitio, y W es peso del elemento o talud. Se considera el valor de 0.60 debido a que la fuerza horizontal equivalente se la aplica en un tiempo infinito, siendo una carga temporal, donde probablemente una vez o dos veces durante el evento sísmico ocurra el valor máximo de aceleración. Adicionalmente, se conoce que la respuesta dinámica de un talud es altamente no lineal, y este generaría una incoherencia en el movimiento sísmico en la masa deformable dentro del plano de falla. En la Figura 32 se muestra la correlación entre las aceleraciones máximas medidas en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático obtenidos en estructuras geotécnicas (taludes, muros, etc.) que han fallado en eventos sísmicos.

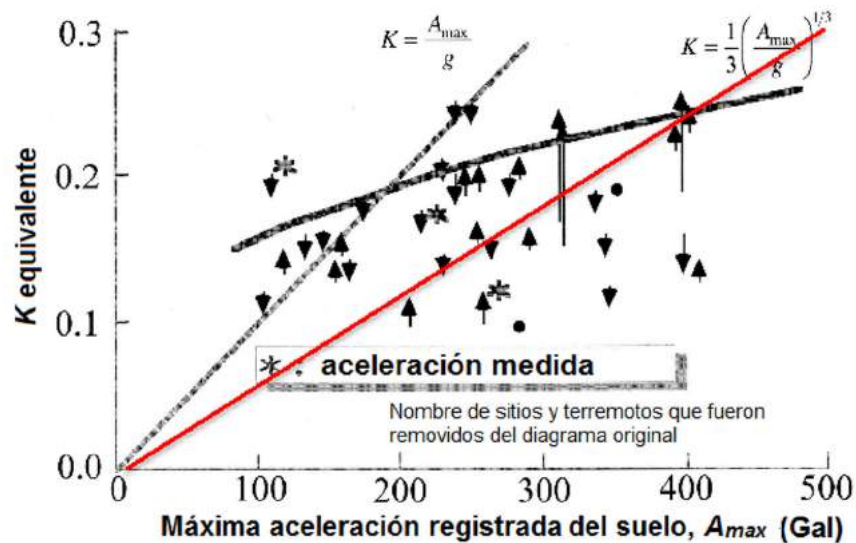


Figura 32: **Correlación entre la aceleración máxima en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático (modificado de Noda, et al, 1975)**

Estas fuerzas actúan en las direcciones horizontal y vertical del centroide de cada dovela.

Las fuerzas son definidas así:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2.13)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2.14)$$

Dónde:

a_h y a_v = horizontal y vertical aceleración pseudoestática

g = gravedad

W = peso de cada dovela

La relación a/g , es el coeficiente adimensional k y son especificados como los coeficientes k_h y k_v . El coeficiente k_h se lo ha definido previamente. El valor de k_h podría ser una proporción de k_v .

Aunque los análisis de estabilidad sísmica de taludes pseudoestáticos siguen siendo una de las metodologías más utilizadas, esta metodología no proporciona información sobre las deformaciones permanentes en el talud inducidos por los eventos sísmicos. Es decir, se puede tener un talud que cumpla con un FS de 1.05 para condición de diseño sísmico, pero este podría tener un nivel de deformaciones inducidas muy alto para ser aceptado en un análisis por desempeño. De ahí la importancia de no solo evaluar el FS, sino también las deformaciones inducidas en el talud ante las cargas sísmicas.

Actualmente, se utilizan métodos simplificados para estimar el nivel de deformación lateral o desplazamientos ante cargas sísmicas en taludes, con materiales que no sean susceptibles a licuación,

como los propuestos por Bray & Travasarou (2007). Este método simplificado semi-empírico, estima las deformaciones permanentes debido a las deformaciones desviadoras inducidas por el sismo. El método utiliza modelos no lineales, totalmente acoplados de bloques deslizantes para capturar el comportamiento dinámico de taludes. Bray y Travasarou (2007) presentaron dos tipos de ecuaciones, la primera para estimar la probabilidad de no ocurrencia de deformación ($D \leq 1\text{ cm.}$), y la segunda es la estimación de una deformación que no es mayor a 1 cm., como se muestra en la ecuación 2.15.

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 \ln(ky) - 0.333[\ln(ky)]^2 + 0.566 \ln(ky) \ln(Sa) + 3.04 \ln(Sa) - 0.244[\ln(Sa)]^2 + 1.5Ts + 0.278(M - 7) \pm \varepsilon \quad (2.15)$$

D es la deformación horizontal esperada en centímetros, ky es el coeficiente pseudoestático horizontal para el plano de falla, postulado cuando el FS es igual a la unidad, Sa es la aceleración espectral en fracción de la gravedad (5% de amortiguamiento estructural) para el periodo degradado del talud o sistema $1.5Ts$. El valor de Sa se lo puede obtener mediante espectros de respuesta de sitio en campo libre, en la base del talud o utilizando ecuaciones de predicción de movimiento (leyes de atenuación) que consideren el tipo de suelo, distancia a la fuente, mecanismo de falla, y magnitud de momento sísmico.

Considerando los mecanismos de falla obtenidos en la estabilidad estática, se estima el periodo del sistema como: $Ts = 4H/Vs$ o $Ts = 2.6H/Vs$ (Bray & Travasarou, 2007), tal como se muestra en la Figura 32.

H = altura del talud

Vs = velocidad de la onda cortante en el suelo

Se deben considerar las mediciones de velocidades de ondas de corte, medidas mediante ensayos de geofísicos en el sitio.

Para representar la duración del sismo se considera la magnitud del momento sísmico $Mw = M$. En la ecuación 2.15, ε representa la distribución normal de la variable aleatoria con media cero y una desviación estándar σ de 0.66, es decir, si se requiere obtener la mediana del desplazamiento horizontal D (50% de los valores de desplazamiento podrían ser mayores a el estimado) se considera un ε de 0, y si se requiere obtener el valor de desplazamiento del 16% de probabilidad de excedencia al estimado, el ε sería de 0.66 (un épsilon).

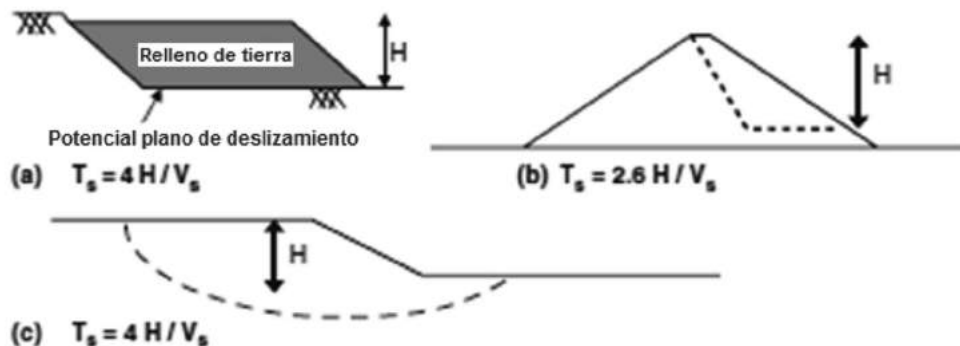


Figura 33: Periodos elásticos del talud o terraplén, según Bray y Travasarou (2007)

Bray y Travararou (2009), mostraron un procedimiento de aplicación sencillo para estimar el coeficiente horizontal pseudoestático, k_{hDa} , que genere un nivel de deformación definido (menor o igual al $D_{admisible}$ o D_a , definido por el ingeniero diseñador). En los análisis pseudoestáticos convencionales, utilizando el coeficiente k_{hDa} , mediante modelos de equilibrio límite, el FS deberá ser mayor o igual a 1; si el FS es mayor que 1 el desplazamiento será menor que la deformación horizontal admisible definida, D_a .

$$k_{hDa} = ex \left[\frac{-a + \sqrt{b}}{0.665} \right] \tag{2.16}$$

$$a = 2.83 - 0.566 \ln(Sa) \tag{2.17}$$

$$b = a^2 - 1.33\{\ln(Da) + 1.10 - 3.04 \ln(Sa) + 0.244[\ln(Sa)]^2 - 1.5Ts - 0.278(M - 7) - \epsilon\} \tag{2.18}$$

Mediante las ecuaciones presentadas, se puede estimar el coeficiente horizontal pseudoestático que corresponde a un nivel de deformación horizontal admisible, según lo defina el ingeniero diseñador. En la Figura 34, a manera de ejemplo se muestra, para un sitio con una magnitud de momento sísmico de 7.2, con una distancia de la fuente de 12km, en un sitio cuyo talud estaría ubicado en roca blanda. Dependiendo del periodo elástico del sistema o talud, T_s , se deberá analizar con diferentes coeficientes horizontales. A menor valor de deformación horizontal admisible, el coeficiente horizontal se incrementará para un mismo valor de T_s .

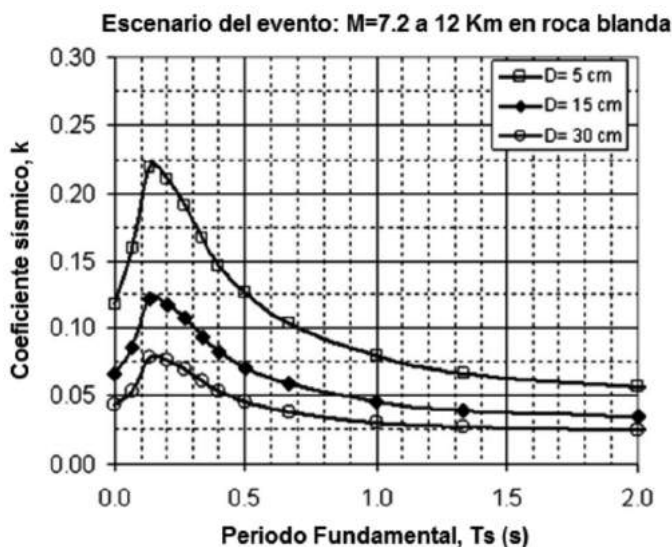


Figura 34: Variación del coeficiente horizontal pseudoestático, para diferentes niveles de deformación horizontal admisibles, y periodos elásticos de taludes o sistemas

Fuente: Bray & Travararou (2009)

2.1.2 Presiones laterales en Muros de Retención y Excavaciones Abiertas

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, tablaestacas en voladizo vertical, ataguías de tablaestacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. El

adecuado diseño de esas estructuras requiere la estimación de la presión lateral de la tierra, que es una función de varios factores, tales como: (a) el tipo y magnitud del movimiento de los muros, (b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, (c) el peso específico del suelo y (d) las condiciones de drenaje en el relleno. La Figura 35 muestra un muro de retención de altura H . Para tipos similares de relleno:

- El muro está restringido contra movimiento (Figura 35a). La presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama *presión de la tierra en reposo*.
- El muro se inclina respecto al suelo retenido (Figura 35b). Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral para esta condición se llama *presión activa de la tierra*.
- El muro es empujado hacia el suelo retenido (Figura 35c). Con suficiente movimiento del muro, fallará una cuña de suelo. La presión lateral para esta condición se llama *presión pasiva de la tierra*.

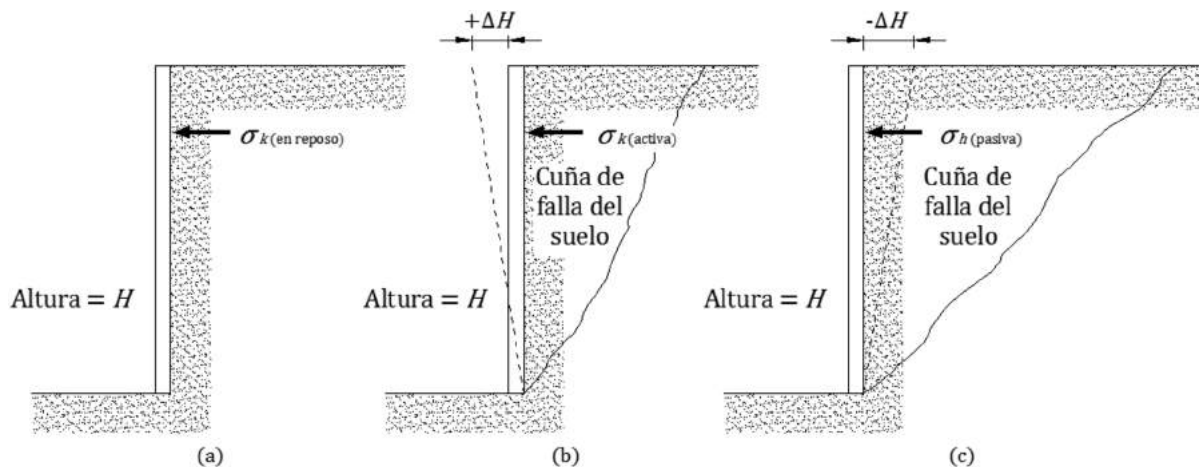


Figura 35: **Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención**

El movimiento requerido para que se alcance las condiciones activa y pasiva que recomienda la Sociedad Canadiense de Geotecnia son las siguientes:

Tabla 6: Movimiento del muro requerido para alcanzar la condición activa	
Tipo de Suelo	Movimiento Horizontal Requerido para alcanzar la Condición Activa
Arena Densa	0.001 H
Arena Suelta	0.004 H
Arcilla Rígida	0.010 H
Arcilla Blanda	0.020 H

Fuente: CGS, *Sociedad Canadiense de Geotecnia*, 1992.

Tabla 7: Movimiento del muro requerido para alcanzar la condición pasiva

Tipo de Suelo	Movimiento Horizontal Requerido para alcanzar la Condición Pasiva
Arena Densa	0.020 H
Arena Suelta	0.060 H
Arcilla Rígida	0.020 H
Arcilla Blanda	0.040 H

Fuente: CGS, *Sociedad Canadiense de Geotecnia*, 1992.

H = Altura de muro

La presión lateral que produce el suelo se la puede representar con la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = K_o \sigma'_v \quad (2.19)$$

Dónde:

σ_h = esfuerzo horizontal

K = relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical

σ'_v = es el esfuerzo vertical efectivo

Existen muchas teorías para la determinación de la relación K, para la estimación del valor de K en reposo, K_o , Mayne & Kulhawy (1982) recomiendan la siguiente relación:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi'} \quad (2.20)$$

Dónde:

K_o = coeficiente de presión lateral de la tierra en reposo

ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo

OCR = relación de sobreconsolidación del suelo

La presión Activa y Pasiva del suelo recomendada por Coulomb (1776) son las siguiente:

El coeficiente de presión activa, (K_a) viene dada por:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.21)$$

La Figura 36, muestra los factores de la fórmula,

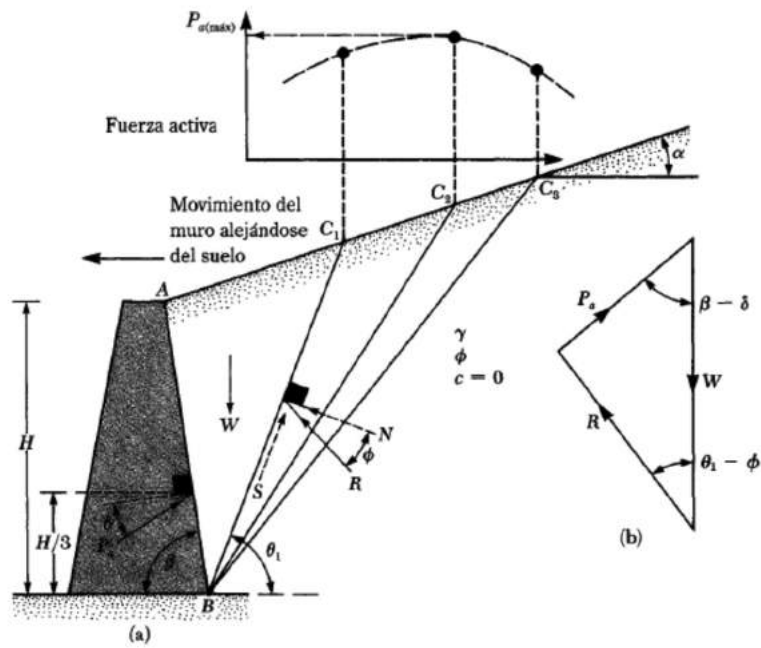


Figura 36: Factores de [ecuación (2.21)]

El coeficiente de presión pasiva, (K_p) viene dada por:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{sen}(\beta + \alpha)} \right]^2} \quad (2.22)$$

En la Figura 37, se muestran los elementos de la fórmula,

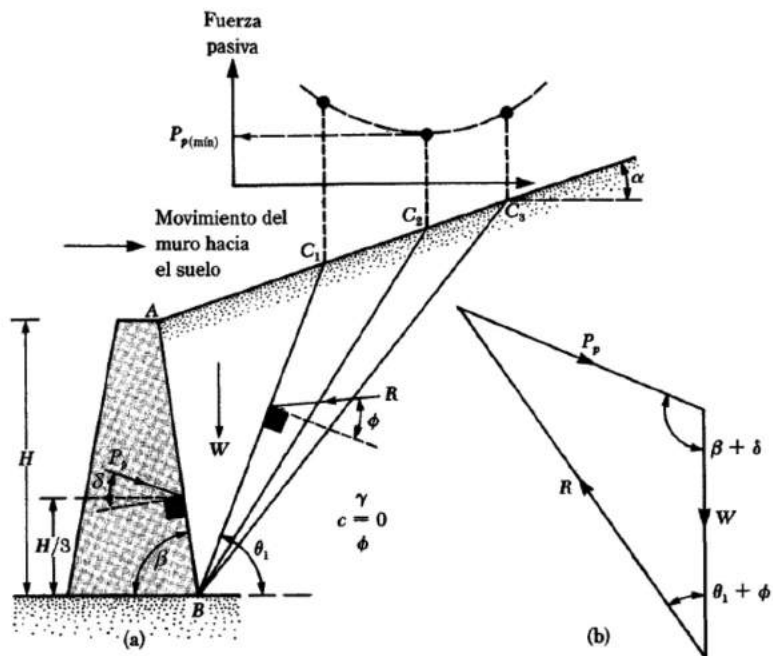


Figura 37: Factores de [ecuación (2.22)]

2.1.2.1 Ejemplo de cálculo de presión horizontal del suelo

Ejemplo 2.2

Para el muro de retención mostrado en la Figura 38(a), determine la fuerza lateral de la tierra en reposo por unidad de longitud del muro. Determine también la posición de la fuerza resultante.

Solución:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 30^\circ = 0.5$$

$$\text{En } z = 0, \sigma'_v = 0; \sigma'_h = 0$$

$$\text{En } z = 2.5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) = 41.25 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = (0.5)(41.25) = 20.63 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{En } z = 5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) + (19.3 - 10)2.5 = 64.50 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = (0.5)(64.50) = 32.25 \text{ kN/m}^2;$$

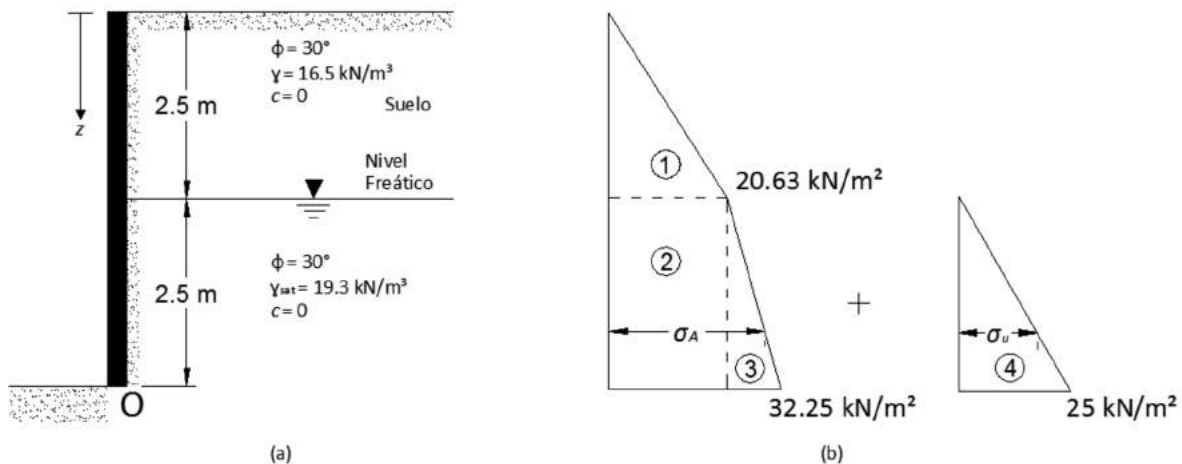


Figura 38: Diagrama de esfuerzos en el muro

La distribución de la presión hidrostática es como sigue:

$$\text{De } z = 0 \text{ a } z = 2.5 \text{ m, } u = 0. \text{ En } z = 5 \text{ m, } u = \gamma_a(2.5) = (10)(2.5) = 25 \text{ kN/m}^2$$

La distribución de la presión sobre el muro se muestra en la Figura 38(b).

La fuerza total por la longitud unitaria del muro se determina del área del diagrama de presión, o:

$$P_o = \text{Área 1} + \text{Área 2} + \text{Área 3} + \text{Área 4}$$

$$P_o = \frac{1}{2} (2.5)(20.63) + (2.5)(20.63) + \frac{1}{2} (2.5)(32.25 - 20.63) + \frac{1}{2} (2.5)(25)$$

$$P_o = 123.14 \text{ kN/m}$$

La localización del centro de presión medido desde el fondo del muro (punto O) =

$$\bar{z} = \frac{(\text{Área 1}) \left(2.5 + \frac{2.5}{3}\right) + (\text{Área 2}) \left(\frac{2.5}{2}\right) + (\text{Área 3} + \text{Área 4}) \left(\frac{2.5}{3}\right)}{P_o}$$

$$\bar{z} = \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.525 + 29.05)(0.833)}{123.14}$$

$$\bar{z} = \frac{85.87 + 64.47 + 36.30}{123.14} = \mathbf{1.52 \text{ m}}$$

2.1.3 Muros de retención

En general, estos se dividen en dos categorías principales: (a) convencionales y (b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican como:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por *estabilidad*, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga.

Y en segundo lugar existe la falla general del sistema, es decir fallas de carácter estructural en el muro o por inestabilidad global del lugar (falla del talud).

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

1. Revisión por *volteo* respecto a la punta
2. Revisión por *falla de deslizamiento* a lo largo de la base
3. Revisión por *falla de capacidad de carga* de la base
4. Revisión por *asentamiento*
5. Revisión por *estabilidad de conjunto*

En base a la Figura 39 se describirán los tipos de falla que pueden ocurrir en un muro

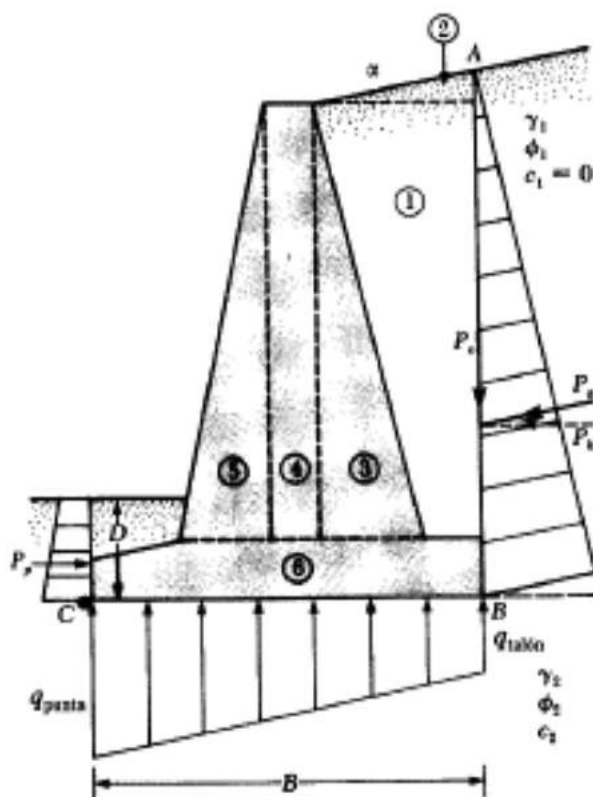


Figura 39: Esquema de Muro

Revisión por Volteo

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C en la Figura 39, se expresa como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (2.23)$$

Dónde:

$\sum M_O$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C

$\sum M_R$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

Revisión por Deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (2.24)$$

Dónde:

$\sum F_R$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La Figura 40 muestra las fuerzas horizontales que actúan sobre el muro,

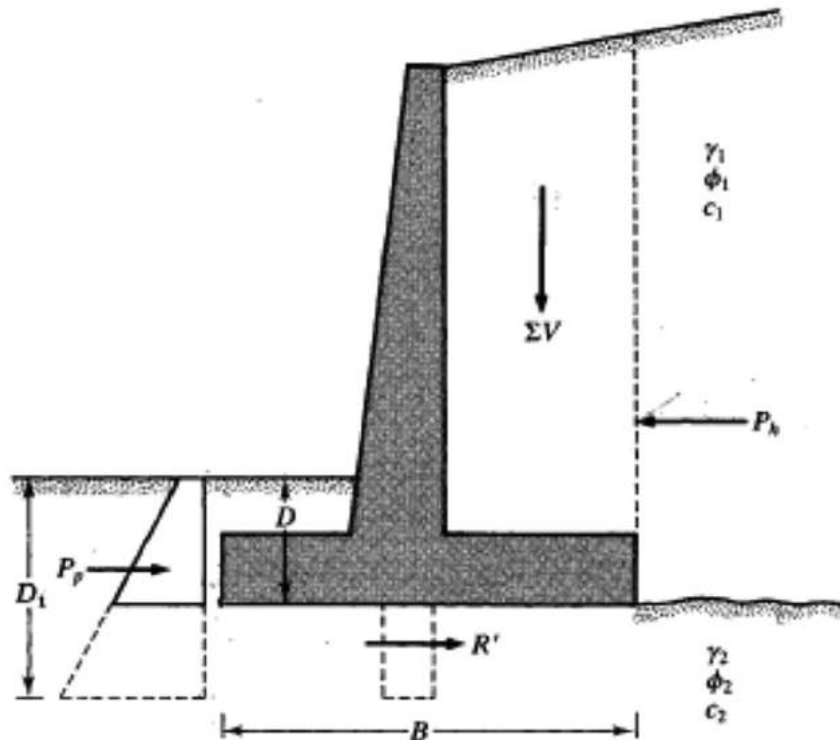


Figura 40: **Fuerzas horizontales en el Muro**

Capacidad de Carga y Asentamientos

La capacidad de carga y asentamientos del suelo deberá ser calculada como se ha explicado en el Capítulo 6: Cimentaciones (NEC-SE-CM). Debido a la acción de las cargas laterales, existirá una carga de momento en la cimentación, utilizando la siguiente expresión se podrá calcular el valor máximo y mínimo de carga en la cimentación:

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.25)$$

Dónde:

V = fuerzas verticales sobre el muro

B = ancho del muro

e = excentricidad

2.1.3.1 Ejemplo de revisiones por volteo y deslizamiento

En la Figura 41 se muestra un muro de retención de gravedad de concreto. Determine:

- El factor de seguridad contra volteo
- El factor de seguridad contra deslizamiento
- La presión sobre el suelo en la punta y talón

(Nota: Peso unitario del concreto = $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3 = 24 \text{ kN/m}_3$ y el ángulo de rozamiento entre hormi-
gón y suelo = $\delta = 2/3 \phi$)

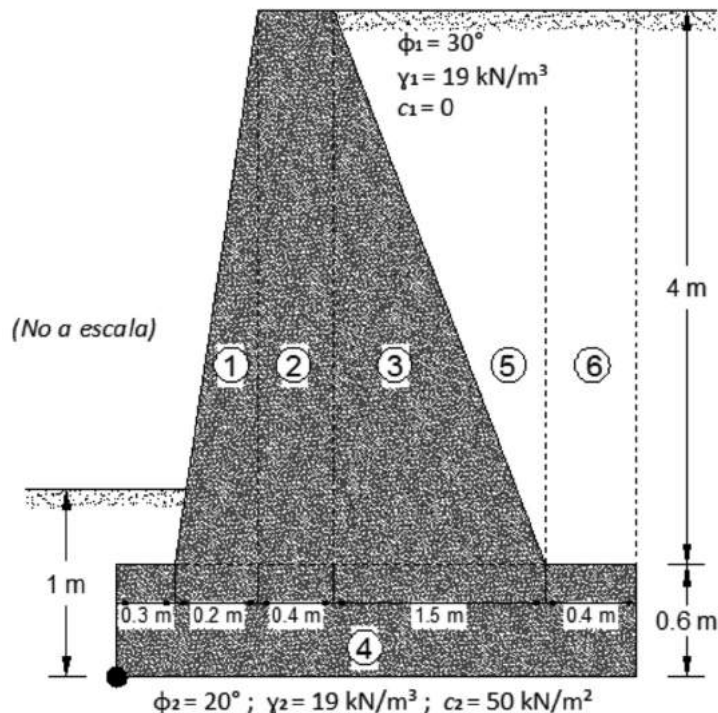


Figura 41: Esquema del muro de gravedad de concreto

Solución:

$$H' = 4 + 0.6 = 4.6 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H')^2 K_a = \frac{1}{2} (19) (4.6)^2 \left(\frac{1}{3} \right) = 67 \text{ kN/m}$$

Como $\alpha = 0$

$$P_a = P_e = 67 \text{ kN/m}$$

$$P_e = 0$$

$$P_e = 0$$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo

La siguiente tabla ahora se prepara para obtener $\sum M_R$

Tabla 8: Cálculo de Momento Resistente con respecto a C

Área (de la Figura 41)	Peso (kN)	Brazo de momento desde C (metros)	Momento respecto a C (kN-m)
1	$\frac{1}{2}(0.20)(4)(\gamma_c) = 9.6$	$0.30 + \frac{2}{3}(0.20) = 0.433$	4.16
2	$(0.4)(4)(\gamma_c) = 38.4$	$0.30 + 0.20 + 0.20 = 0.70$	26.88
3	$\frac{1}{2}(1.5)(4)(\gamma_c) = 72.0$	$0.30 + 0.20 + 0.40 + \frac{1.5}{3} = 1.4$	100.80
4	$(2.8)(0.6)(\gamma_c) = 40.32$	$\frac{2.8}{2} = 1.4$	56.45
5	$\frac{1}{2}(1.5)(4)(\gamma_1) = 57.0$	$0.30 + 0.20 + 0.40 + \frac{2}{3}(1.5) = 1.9$	108.30
6	$(0.4)(4)(\gamma_1) = 30.4$	$0.30 + 0.20 + 0.40 + 1.5 + 0.20 = 2.6$	79.04
	$\Sigma 247.72$		$\Sigma 375.63 = M_R$

El momento de volteo

$$M_o = \frac{H'}{3} P_e = \left(\frac{4.6}{3}\right) (67) = 102.73 \text{ kN/m}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{375.63}{102.73} = 3.66$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\Sigma V \tan\left(\frac{2}{3}\right) \phi_2 + B \left(\frac{2}{3}\right) c_2}{P_a}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{247.72 \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + 2.8 \left(\frac{2}{3}\right) 50}{67}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = 2.26$$

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y en el talón

La excentricidad se la puede definir como:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{2.8}{2} - \frac{375.63 - 102.73}{247.72} = 0.29 \text{ m}$$

Entonces aplicando ecuación (2.25)

$$q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{247.72}{2.8} \left[1 + \frac{6(0.29)}{2.8}\right] = 143.45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{247.72}{2.8} \left[1 - \frac{6(0.29)}{2.8}\right] = 33.49 \text{ kN/m}^2$$

2.1.4 Excavaciones abiertas

Muros Apuntalados

Para excavaciones como método de soporte, en ciertas ocasiones se utilizan sistemas protegidos por sistemas temporales de apuntalamiento como muestra la Figura 42.

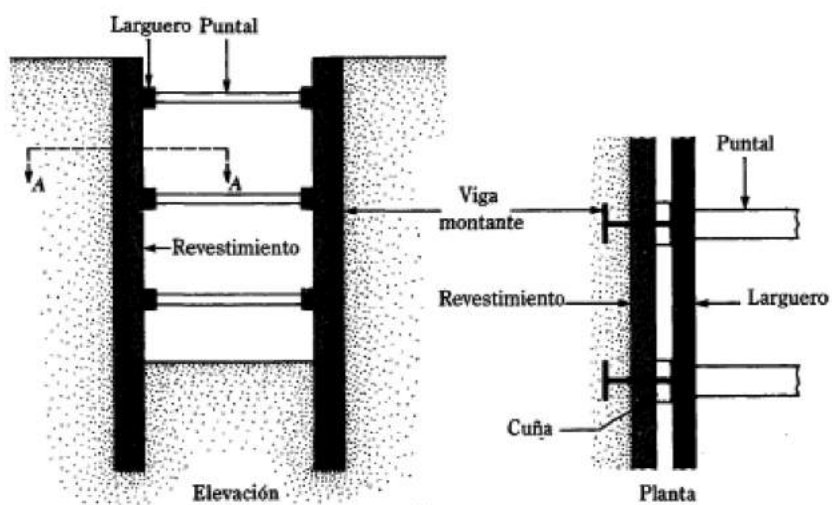


Figura 42: Sistema de apuntalamiento

A causa de los apuntalamientos, el muro tendrá zonas que no se pueden deformar, por esta razón Peck (1969) recomendó las siguientes directrices para determinar las presiones en el muro.

Cortes en Arena

$$p_a = 0.65\gamma HK_a \quad (2.26)$$

Dónde:

γ = peso específico

H = altura del corte

K_a = presión activa de Rankine = $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

Cortes en Arcilla

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

Dónde:

c = cohesión no drenada ($\phi = 0$)

La presión, p_a , es la mayor de

$$p_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad (2.27)$$

ó

$$p_a = 0.3\gamma H \quad (2.28)$$

Dónde:

γ = peso específico de la arcilla

Para:

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4$$

$$p_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \text{ (con un promedio de } 0.3\gamma H)$$

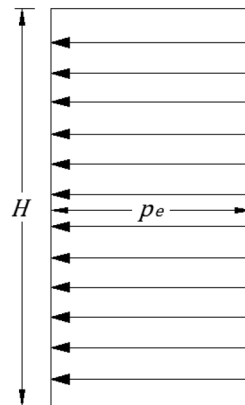
Esquema de la distribución de Esfuerzos

Figura 43: **Envolvente de presión aparente para cortes en arena**

Fuente: Peck (1969)

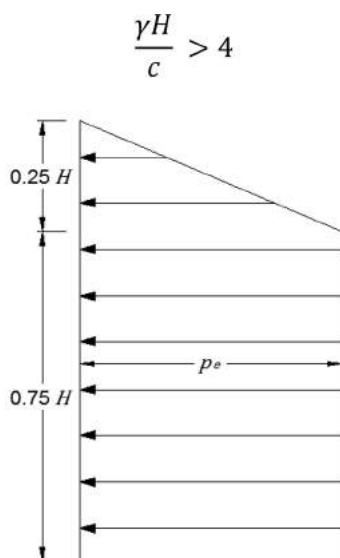


Figura 44: **Envolvente de presión aparente para cortes en arcillas blandas y medias**

Fuente: Peck (1969)

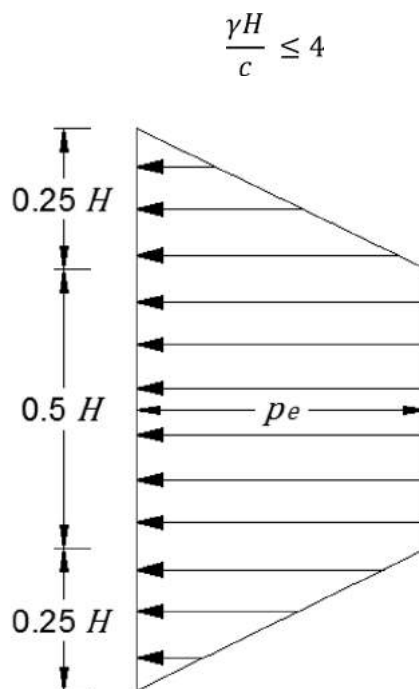


Figura 45: **Envolvente de presión aparente para cortes en arcillas firmes**

Fuente: Peck (1969)

2.1.5 Factores de Seguridad

En los análisis de estabilidad se define el Factor de Seguridad por corte FS_{corte} , como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla y esfuerzo cortante actuante..

$$FS_{corte} = \frac{\tau_f}{\tau_A} \quad (2.29)$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante a la falla

τ_A = Esfuerzo cortante actuante

El esfuerzo cortante a la falla τ_f , se expresa por medio del modelo de falla de materiales según la ley de Mohr-Coulomb,

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.30)$$

Dónde:

c' = cohesión efectiva

σ' = esfuerzo normal efectivo

ϕ' = ángulo de fricción efectivo

El valor de c para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a 0. Para arcillas sobre-consolidadas, $c > 0$. Cuando el suelo es una arcilla saturada el valor es $\phi = 0$. Los parámetros de resistencia al corte de un suelo (es decir, ϕ y c) generalmente son determinados por medio de pruebas estándar de laboratorio.

El esfuerzo normal efectivo se define como:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (2.31)$$

Dónde:

σ = esfuerzo normal total

μ = presión de poros o presión de fluidos

Por lo tanto también se define el esfuerzo cortante actuante, τ_A , como esfuerzo cortante de trabajo o de diseño:

$$\tau_A = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{FS_{corte}} \quad (2.32)$$

Dónde:

FS_{corte} = factor de seguridad por corte

τ_A = esfuerzo cortante actuante

Los factores de seguridad mínimos recomendados por la norma (NEC-15) se muestran a continuación:

Tabla 9: Factores de Seguridad Mínimos para Estabilidad Global de excavaciones y taludes

Condición	FS _{corte} Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta + Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00
Taludes – condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes – condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM 2015

Tabla 10: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos para excavaciones y taludes

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Pseudo Estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ ¼
Capacidad Portante	Ver Tabla 11			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (> 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM 2015

3. Cimentaciones superficiales

La parte inferior de una estructura, la cual trasmite las cargas a los estratos de suelo o roca se denomina cimentación. Las cimentaciones se dividen en dos grupos; cimentaciones superficiales y profundas. Se consideran cimentaciones superficiales aquellas que cumplan con la siguiente condición:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4$$

Dónde:

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de la cimentación

En este grupo se incluyen las zapatas aisladas, corridas así como las losas de cimentación. Para satisfacer los criterios de diseño indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo de Cimentaciones y Geotecnia (NEC-SE-CM), el diseño debe satisfacer el estado límite de falla, así como también el estado límite de servicio.

3.1 Estado límite de falla: Capacidad de Carga y Factores de Seguridad

3.1.1 Tipos de Falla en Suelos Homogéneos

Se ha establecido que existen tres tipos de falla que ocurren en el suelo cuando la carga supera la capacidad de carga última del suelo. Estas son: plano de falla general, plano de falla local y falla por punzonamiento, y cada una responde a un distinto tipo de suelo.

La *falla por plano general* ocurre en cimentaciones soportadas por arenas densas o arcillas duras. La Figura 46 muestra este tipo de falla. En estos casos, al aumentar la carga, la cimentación sufrirá un asentamiento hasta llegar a la carga última (q_u) en cuyo momento el suelo sufre una falla por corte repentina. La Figura 47 muestra la manera en que se comportaría la curva de carga-asentamiento en este tipo de falla, como se puede ver, el suelo alcanza una carga última clara.

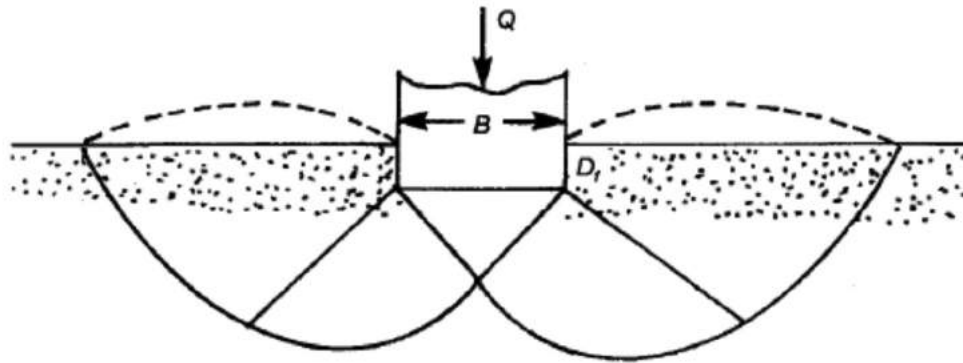


Figura 46: Mecanismo de Falla General

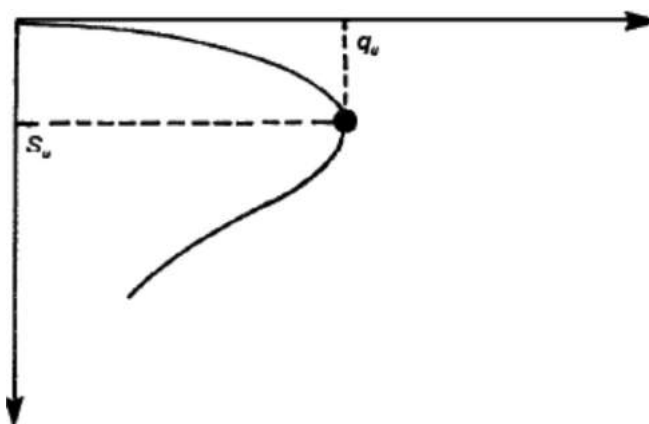


Figura 47: **Curva Carga - Asentamiento para Plano de Falla General**

La falla por plano local, responde a una arena medio densa y suelos arcillosos medianamente rígidos. En este caso, al aumentar la carga, el suelo se deforma hasta alcanzara un valor de carga q_u' , el cual es menor que la carga última. Luego de alcanzar este valor, al aumentar la carga, la curva carga-asentamiento se vuelve errática hasta alcanzar el valor de q_u , a partir de este punto, la pendiente de la curva se vuelve lineal como se observa en la Figura 48. Se puede notar, que en este tipo de falla, no se alcanza un valor claro de carga ultima, más bien se obtiene una falla por asentamiento excesivo.

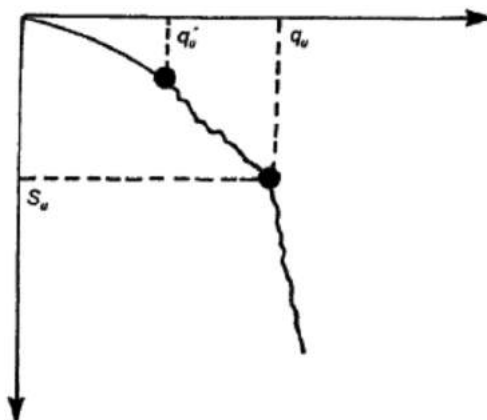
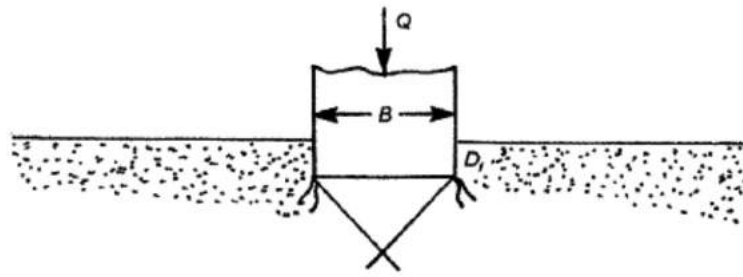
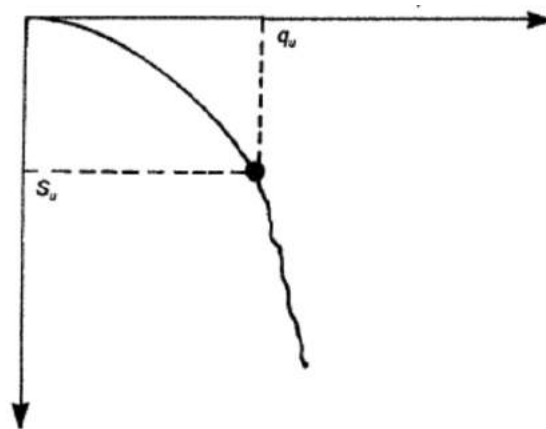


Figura 48: **Curva Carga - Asentamiento para Plano de Falla Local**

Finalmente, la falla por punzonamiento ocurre en arenas sueltas y arcillas blandas. En este caso, como se observa en la Figura 49, la cimentación atraviesa el suelo sin formar una deformación en la superficie. La curva carga-asentamiento no muestra un claro valor de q_u como se observa en la Figura 50.

Figura 49: **Falla por Punzonamiento**Figura 50: **Curva Carga - Asentamiento para Falla por Punzonamiento**

3.1.2 Tipos de Falla en Suelos Estratificados

Anteriormente se discutió el tipo de falla en suelos que presentan una resistencia de carácter homogénea. En el caso de suelos estratificados se pueden ver dos casos particulares: (1) Suelo Blando sobre suelo Rígido y (2) Suelo Rígido sobre suelo Blando.

En el primer caso, puede ocurrir lo siguiente; en caso de que el suelo blando sea despreciable, deberá ser debidamente reemplazado por un relleno compactado. En caso de que el suelo blando tenga un gran espesor, la falla se dará en el mismo y el mecanismo de falla será el descrito para suelos blandos, sin afectación del suelo rígido. Finalmente, en caso de que el espesor sea intermedio, el suelo blando tenderá a estrujarse por un lado, o en otros términos, tendrá una falla local en la parte superior como muestra la Figura 51.

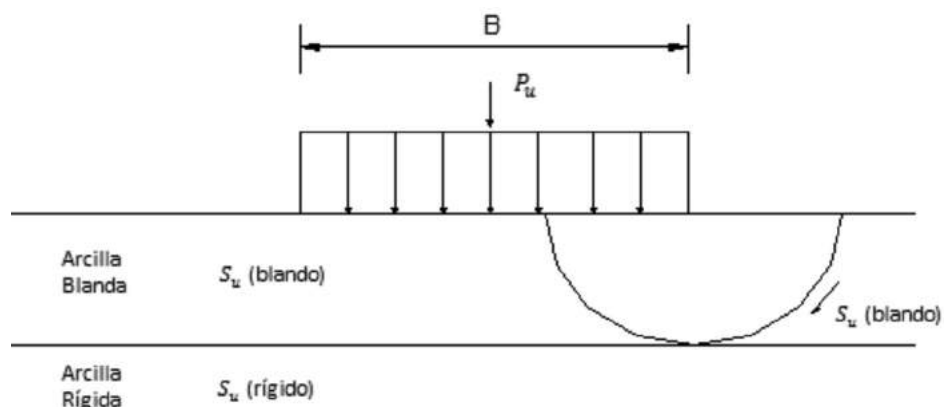


Figura 51: **Mecanismo de Falla en Suelo Blando sobre Suelo Firme**

Fuente: *Briaud (2013)*

El segundo caso trata sobre el suelo rígido sobre suelo blando. En este caso, si el suelo rígido es despreciable, el mecanismo de falla se regirá por el comportamiento del suelo blando. En caso de que el suelo rígido tenga un gran espesor, la falla se dará en el mismo y el mecanismo de falla será el descrito para suelos blandos, sin afectación del suelo blando. Finalmente, en el caso intermedio, se puede inferir que la falla atravesara el terreno rígido hacia el blando. Así que en estos casos, se deberá estimar la capacidad última para los dos casos y habrá de determinarse la influencia de cada estrato.

3.1.3 Cimentaciones Cargadas Excéntricamente

En algunos casos la cimentación no se encuentra cargada concéntricamente y existe una excentricidad en la carga. Para esto, se recomienda la siguiente corrección, la cual muchos autores atribuyen a Meyerhof (Briaud, 2013) en donde se realiza la siguiente reducción al área de la cimentación:

$$B' = B - 2e_b \quad y \quad L' = L - 2e_L \quad (3.1)$$

Dónde:

B' = nueva base de la cimentación

L' = nueva longitud

e_b = excentricidad en el sentido de la base

e_L = excentricidad en el sentido de la longitud

3.1.4 Cimentaciones Compensadas

En el caso de cimentaciones de edificios, en muchas ocasiones se utilizan losas de cimentación. Una estrategia de diseño es la utilización de cimentaciones compensadas. El peso volumétrico del suelo es mucho mayor al peso volumétrico del edificio, bajo este principio, si se retira un peso de suelo igual al peso que ejercerá el edificio propuesto, el suelo no experimentará un cambio de esfuerzo. De esta manera, se estaría compensando el peso del edificio y no habría de esperarse problemas por

capacidad de carga o asentamiento, ya que el estado inicial de cargas en el suelo no está siendo afectado. En caso de que el peso del suelo retirado sea menor a la carga total que ejerce el edificio, se deberá tomar en cuenta esta compensación parcial al momento de determinar la capacidad de carga y asentamientos del edificio. La carga del edificio será dada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q_{Total} - Q_{suelo-removido}}{A} \quad (3.2)$$

Donde:

Q_{Total} = carga total de la edificación

$Q_{(suelo-removido)}$ = peso del suelo excavado

A = área de la cimentación

3.1.5 Métodos para Cálculo de la Capacidad de Carga Última

Terzaghi, 1948

Para hallar la capacidad de carga última, Terzaghi (1948) propuso una ecuación general para la capacidad de carga de una cimentación superficial continua. Para su derivación, se asume que no existe agua en el suelo, que el ángulo de fricción (ϕ'), la cohesión (c') y el peso específico (γ) son constantes. Terzaghi también asume que se forma un plano de falla bajo la cimentación y que este empujará al suelo a los costados permitiendo la penetración de la cimentación. La fórmula general se escribe de la siguiente forma:

$$q_{\text{último}} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (3.3)$$

Dónde:

c' = cohesión

B = la base

γ = peso específico del suelo

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Muchos autores incluyeron factores de corrección a la ecuación general de capacidad de carga. En la siguiente ecuación se presentan los siguientes factores: forma, profundidad y también si la cimentación está sometida a una carga inclinada.

$$q_{\text{último}} = cN_c\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci} + qN_q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i} \quad (3.4)$$

Dónde:

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$ = factores de forma

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$\lambda_{cq}, \lambda_{qd}, \lambda_{yd}$ = factores de inclinación de la carga

En 1951, Meyerhof sugirió los siguientes factores de corrección:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (3.5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.6)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (3.7)$$

Para los factores de forma ($\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{ys}$) se puede usar las ecuaciones sugeridas por DeBeer (1970):

$$\lambda_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right) \quad (3.8)$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi \quad (3.9)$$

$$\lambda_{ys} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (3.10)$$

Otra opción para los factores de forma ($\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{ys}$), Meyerhof (1963) propuso las siguientes formulas:

Para: $f = 0^\circ$:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (3.11)$$

$$\lambda_{qs} = 1 \quad (3.12)$$

$$\lambda_{ys} = 1 \quad (3.13)$$

Para: $f \geq 10^\circ$:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.14)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{ys} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.15)$$

Para los factores de profundidad ($\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{yd}$) se puede usar las ecuaciones sugeridas por Meyerhof (1963):

Para: $f = 0^\circ$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (3.16)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{yd} = 1 \quad (3.17)$$

Para: $f \geq 10^\circ$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.18)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.19)$$

Para los factores de profundidad ($\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$) también existen los valores propuestos por Hansen (1970):

Para: $D_f/B \leq 1$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (\text{para } \phi = 0) \quad (3.20)$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (3.21)$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1 \quad (3.22)$$

Para: $D_f/B > 1$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (3.23)$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (3.24)$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1 \quad (3.25)$$

NOTA: $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ está en radianes.

Para los factores de inclinación ($\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$) se puede usar las ecuaciones sugeridas por Meyerhof (1963).

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2 \quad (3.26)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ} \right)^2 \quad (3.27)$$

Hansen (1970) sugirió los siguientes factores para cargas inclinadas:

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{0.5 Q_u \text{sen } \alpha}{Q_u \cos \alpha + BLc \cot \phi} \right)^5 \quad (3.28)$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - \left(\frac{1 - \lambda_{qi}}{N_c - 1} \right) \quad (3.29)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7 Q_u \text{sen } \alpha}{Q_u \cos \alpha + BLc \cot \phi} \right)^5 \quad (3.30)$$

Dónde:

α = ángulo de inclinación de la carga con respecto a la vertical

Q_u = carga última en la cimentación = $q_u BL$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Para el caso de suelos donde se espera que la falla por punzonamiento pueda ocurrir, Terzaghi & Peck (1943) recomienda que realice la siguiente fórmula con corrección al ángulo de fricción interno (e indirectamente los factores para hallar la capacidad de carga):

$$c^* = 0.67 c \quad (3.31)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \quad (3.32)$$

3.1.6 Factores de Seguridad Indirectos

En cualquiera de las metodologías utilizadas bajo el criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM), para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas:

Tabla 11: Factores de Seguridad Mínimos F.S.I.M.	
CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM, 2015

Es importante mencionar, que a pesar de que dentro de las notas de la norma NEC-15 se recomienda lo siguiente: “En todo caso se debe demostrar que el empleo de los Factores de Seguridad indirectos implica Factores de Seguridad por Corte iguales o superiores a los valores mínimos mostrados en la Tabla 9. Cimentaciones superficiales o directas”. Se recomienda que se sigan los factores de seguridad mostrados en la Tabla 11, expuesta en este capítulo.

3.1.7 Capacidad de Carga Admisibles

El cálculo de la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última, entonces la expresión quedaría de la siguiente manera:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.33)$$

3.1.7.1 Ejemplos de cálculo de capacidad de carga y carga admisible

EJEMPLO 3.1

Considerando una cimentación corrida que está construida sobre suelo granular con un ancho de cimentación de $B = 1.2$ m y un nivel de desplante $D_f = 1.2$ m; con un peso específico de $\gamma = 17$ kN/m³; un ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ y una carga inclinada con un ángulo $\alpha = 20^\circ$. Calcular la capacidad de carga última de la cimentación.

Solución:

De la ecuación (3.4):

$$q_{\text{último}} = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} \lambda_{ci} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

Sabiendo que $c = 0$ y $B/L = 0$, la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$q_{\text{último}} = qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma i}$$

Para $\phi = 40^\circ$, de las ecuaciones (3.5 y 3.7),

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = e^{\pi \tan 40} \left(\frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} \right) = 64.20$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = (64.20 - 1) \tan[1.4(40)] = 93.69$$

de ecuación (3.19),

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left(\frac{1.2}{1.2} \right) \tan \left(45 + \frac{40}{2} \right) = 1.214$$

Y de las ecuaciones (3.26) y (3.27):

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90} \right)^2 = 0.605$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{20}{40} \right)^2 = 0.25$$

Por lo tanto, una vez determinados todos los factores, se reemplaza en la ecuación general;

$$\begin{aligned} q_{\text{último}} &= (1.2 \times 17)(64.2)(1.214)(0.605) + \frac{1}{2} (17)(1.2)(93.69)(1.214)(0.25) \\ &= \mathbf{1251.96 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

EJEMPLO 3.2

Para el ejemplo anterior, usando la capacidad de carga última ya calculada. Determinar la carga admisible para una cimentación, si se considera un Factor de Seguridad de 3.

Solución:

Calculada la capacidad de carga última, se puede aplicar la ecuación (3.33) para hallar la capacidad

de carga admisible, entonces se tiene:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Y del ejemplo anterior:

$$q_{adm} = \frac{1251,96}{3}$$

$$q_{adm} = 417.32 \text{ kN/m}^2$$

3.2 Estado límite de servicio: Asentamientos

El asentamiento total a ser calculado, será el resultado de la suma de los:

- Asentamientos inmediatos.
- Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria).
- Asentamientos inducidos por sismos.

3.2.1 Asentamientos inmediatos o elásticos

Los asentamientos inmediatos ocurren instantáneamente luego de que la carga es aplicada, y se asume que son elásticos. La deformación para cada elemento puede ser calculada mediante el módulo y la carga actuante en el centro de cada estrato.

La deformación vertical unitaria para cada estrato se calcula de la siguiente manera:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} \quad (3.34)$$

Dónde:

$\Delta\sigma$ = incremento en el esfuerzo vertical

E = módulo elástico del material.

El asentamiento inmediato entonces, es calculado a partir de las deformaciones unitarias. Para cada de estrato, se asume que el punto inferior esta fijo y que el punto superior es el que se desplaza. De esta manera el asentamiento inicial de cada estrato estará dado por:

$$\delta_i = \varepsilon h \quad (3.35)$$

Dónde:

h = espesor del estrato.

El asentamiento total para n número de estratos estaría dado por:

$$\delta_i = \varepsilon_1 h_1 + \varepsilon_2 h_2 + \dots + \varepsilon_n h_n \quad (3.36)$$

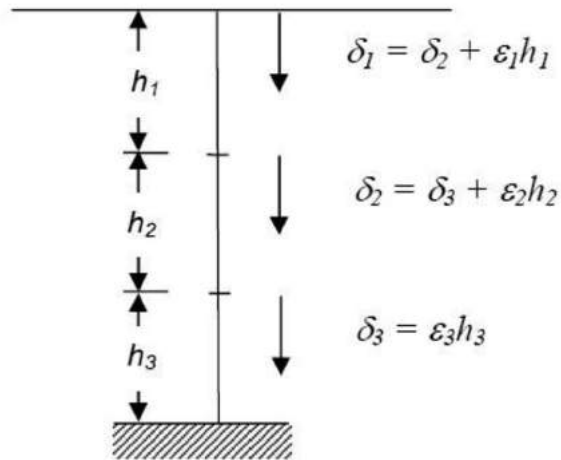


Figura 52: **Modelo considerado en el cálculo de asentamientos inmediatos**

3.2.1.1 Asentamientos inmediatos en Arcillas Saturadas

El cálculo de asentamiento inmediato se puede estimar mediante la teoría elástica. Janbu, Bjerrum y Kjaernsli (1971) propusieron una ecuación para calcular el asentamiento inmediato mediante gráficas que estiman valores de los coeficientes I_0 y I_1 , los cuales son usados para determinar la ecuación siguiente:

$$\delta_i = I_0 I_1 \frac{qB}{E_s} (1 - \mu^2) \quad (3.37)$$

Dónde:

δ_i = valor promedio del asentamiento para una cimentación flexible [Unidades iguales a B]

q = esfuerzo de contacto (Carga neta dividida para el área) [Expresado en igual unidad que q]

B = ancho de la cimentación [Unidades iguales a δ_i]

I_0 = factor de asentamiento adimensional en función de D/B

I_1 = factor de asentamiento adimensional en función de H/B

E_s = módulo de Elasticidad del suelo

μ = relación de Poisson

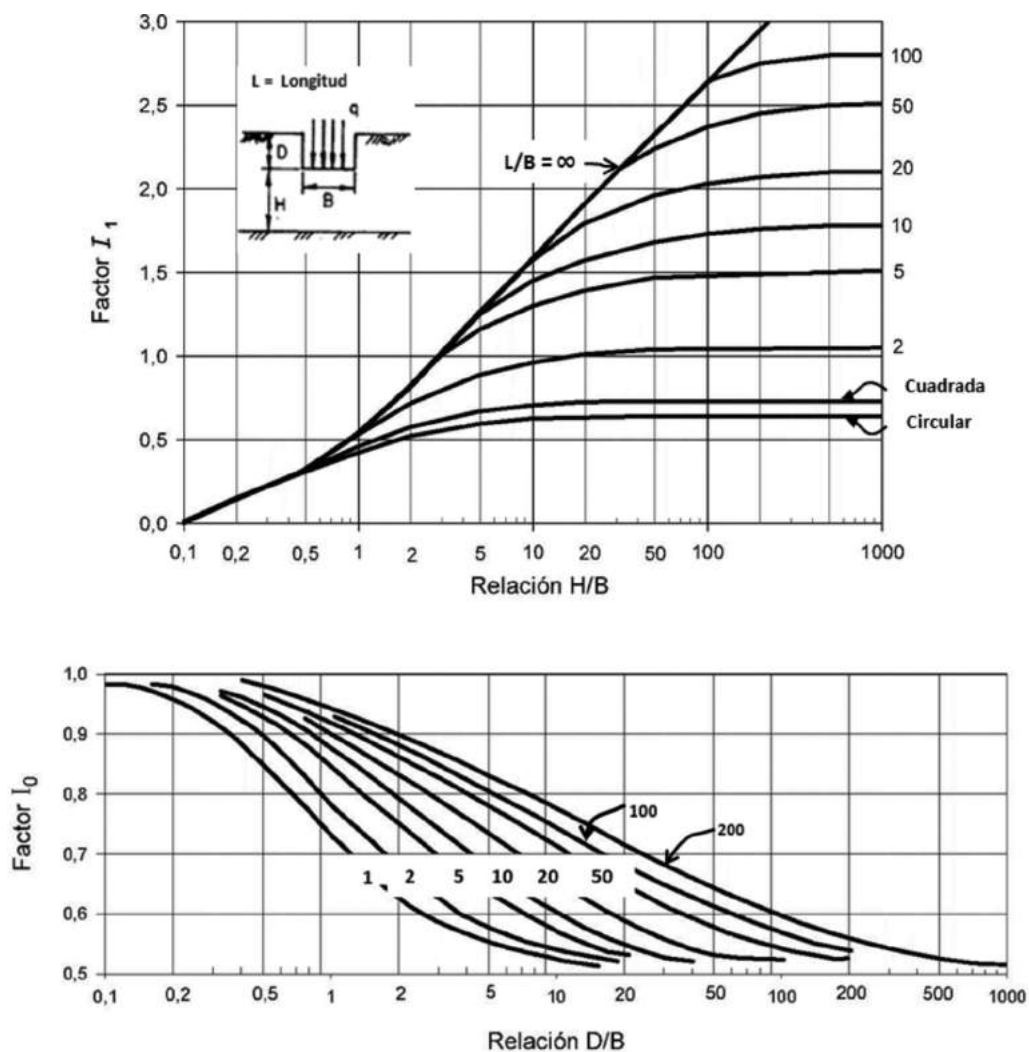


Figura 53: Gráfica para estimar asentamientos inmediatos de cimentaciones en arcillas

Fuente: Duncan & Buchignani, *An Engineering Manual of Settlement Studies*.

3.2.1.1.1 Ejemplo de cálculo de asentamientos inmediatos en arcillas

EJEMPLO 3.3

Para una cimentación de 15 m x 30 m en planta, con la configuración mostrada en la figura a continuación, la cual soporta un peso de edificación $w = 3.600$ Ton. Para un suelo, $E_s = 10,000$ kN/m² y $\mu = 0.5$ (arcilla saturada). Suponiendo que la cimentación es flexible, estime el asentamiento inmediato de la cimentación para la siguiente figura

- a. $D_f = 2$ m; $H = \infty$
- b. $D_f = 2$ m; $H = 5$ m

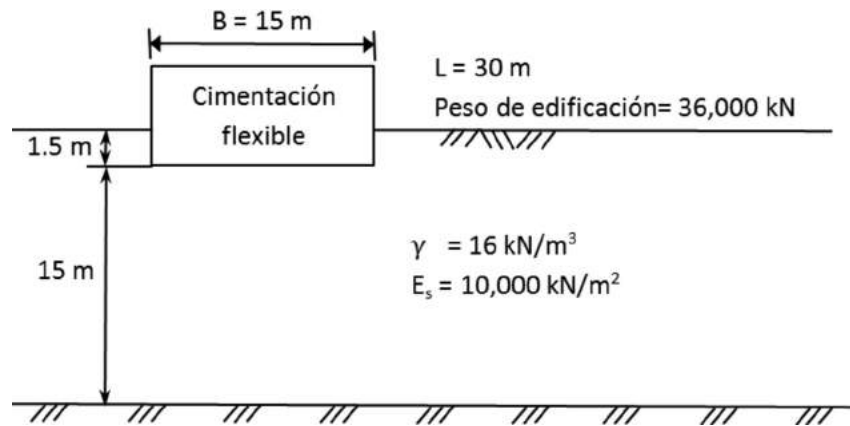


Figura 54: **Ejemplo 3.3: cálculo de asentamientos inmediatos en arcillas**

Solución:

-Carga por suelo excavado = $(1.5)(15)(30)(16) = 10,800 \text{ kN}$

-Carga neta = $36,000 - 10,800 = 25,200 \text{ kN}$

Por lo que:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{25,200}{(30 \times 15)} = 56 \text{ kN/m}^2$$

Para $L/B = 30/15 = 2$, de la Figura 53: $H/B = 1$ y $D/B = 0.1$ entonces:

$$I_1 = 0.51; I_0 = 0.98$$

De la ecuación (3.37)

$$\delta_i = I_0 I_1 \frac{qB}{E_s} (1 - \mu^2)$$

$$\delta_i = (0.98)(0.51) \frac{56(15)}{10000} [1 - (0.5)^2] = 0.03148 \text{ m} = \mathbf{3.15 \text{ cm}}$$

NOTA: Es importante que se considere también el ajuste de los asentamientos obtenidos por teorías de elasticidad, si es que se tiene fluencias locales (local yielding) en el suelo debajo de la cimentación, siguiendo el criterio de Dáppolonia, Poulos y Ladd (1971), ASCE, JSMFD, Vol97, SM10. Adicionalmente, se debe seleccionar adecuadamente, el Módulo de Young equivalente, E_s , al nivel de deformación, inducido por la cimentación al suelo. Es de suma importancia una correcta selección del E_s para que la estimación de la deformación sea adecuada.

3.2.1.2 Asentamientos inmediatos en Arena

EL asentamiento de suelos granulares se evalúa usando el factor de influencia semi-empírico propuesto por Schmertmann y Hartman (1978), de acuerdo con este método la ecuación de asentamiento sería:

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (3.38)$$

c_1 = factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q'}{q - q'} \right)$$

c_2 = factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{\text{tiempo en años}}{0.1} \right)$$

q = esfuerzo a nivel de la cimentación

$$q' = \gamma D_f$$

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria

La variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad, debajo de la cimentación lo muestra la Figura 55 para un $L/B = 1$ y $L/B \geq 10$:

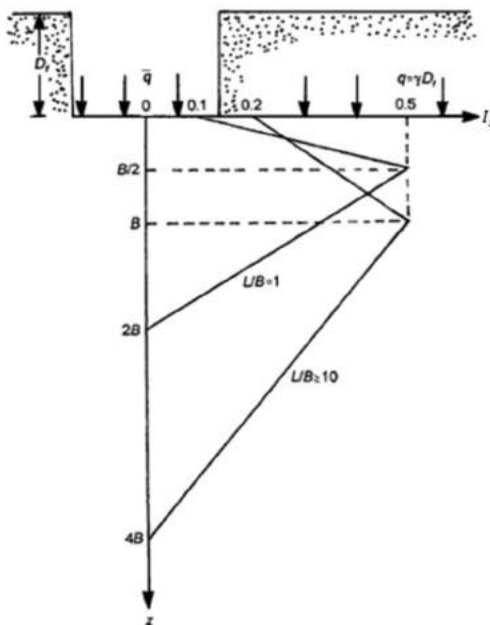


Figura 55: Variación de I_z versus z/B

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

3.2.1.2.1 Ejemplo de cálculo de asentamientos inmediatos en arenas

EJEMPLO 3.4

La Figura 56a muestra una cimentación continua cuyo $B = 2 \text{ m}$ y $D_f = 1 \text{ m}$; el peso unitario de la arena es igual a $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$; $q = 175 \text{ kN/m}^2$. Para este caso, L/B es mayor que 10. De acuerdo a la gráfica se muestra también I_z a varias profundidades en la Figura 56a. La variación de E_s puede ser calculada mediante ecuaciones en base a resultados de ensayos de penetración estándar o el ensayo de penetración del cono; determinando éste, se tiene la siguiente gráfica de variación de E_s como se muestra en la Figura 56b.

Solución:

De acuerdo a Figura 55, para un $L/B \geq 10$, nótese que para $z = 0$, $I_z = 0.2$; para $z = 2 \text{ m}$ ($= B$), $I_z = 0.5$ y para $z = 8 \text{ m}$ ($= 4B$), $I_z = 0$.

$$q = 175 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = \gamma D_f = (17)(1) = 17 \text{ kN/m}^2$$

Entonces:

$$q - q' = 175 - 17 = 158 \text{ kN/m}^2$$

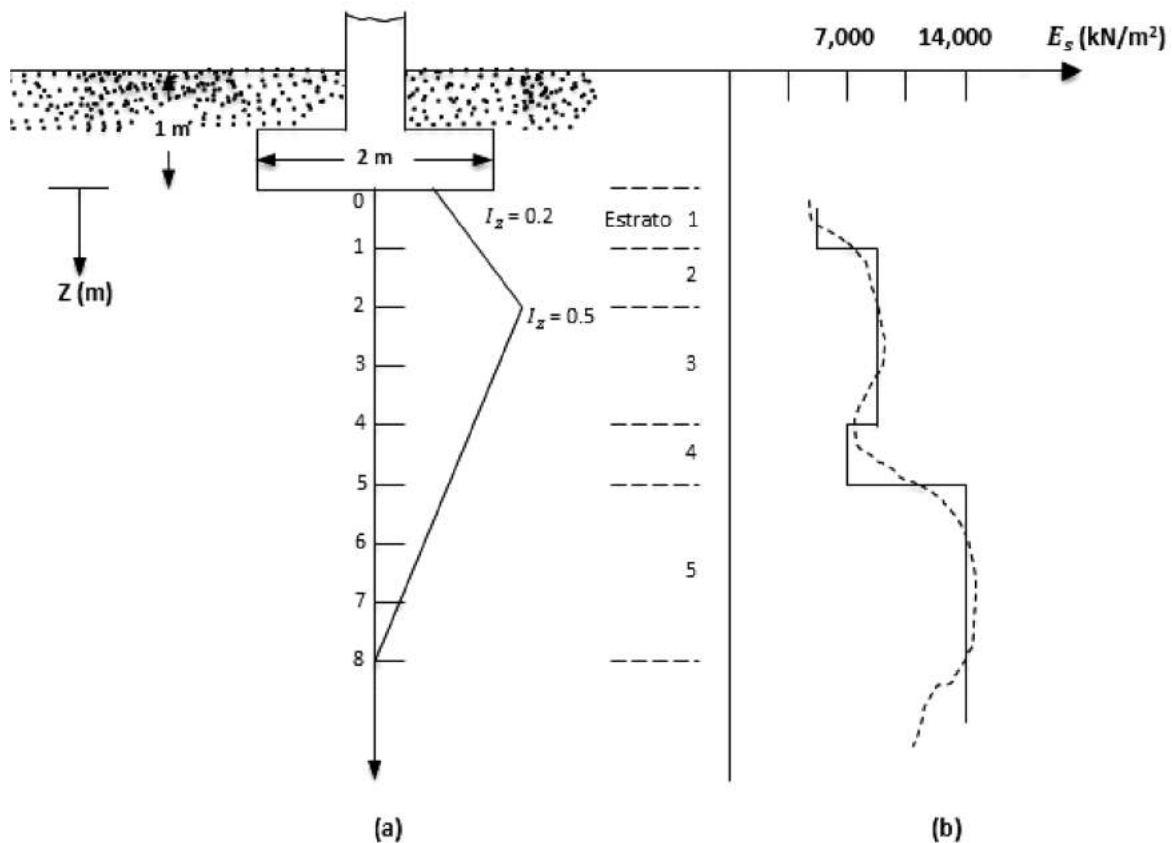


Figura 56: **Ejemplo 3.4: Cálculo de asentamientos inmediatos en arenas**

para los factores de corrección se tiene:

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q'}{q - q'} \right) = 1 - 0.5 \left(\frac{17}{158} \right) = 0.946$$

Asumo que el tiempo para el flujo plástico es de 10 años, entonces:

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{10}{0.1} \right) = 1.4$$

Para determinar el asentamiento elástico aplico la siguiente tabla para la Figura 56:

Tabla 12: Cálculos para Asentamiento Elástico					
Capa No.	Δz (m)	E_s (kN/m ²)	z a la Mitad del Estrato (m)	I_z en la Mitad del Estrato	$\left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z$ (m ³ /kN)
1	1	5250	0.5	0.275	5.23×10^{-5}
2	1	8750	1.5	0.425	4.85×10^{-5}
3	2	8750	3.0	0.417	9.53×10^{-5}
4	1	7000	4.5	0.292	4.17×10^{-5}
5	3	14000	6.5	0.125	2.67×10^{-5}
$\Sigma = 8 \text{ m} = 4B$					$\Sigma = 26.45 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{kN}$

Obtenidas todas las expresiones de la ecuación (3.38), se reemplaza y se encuentra el asentamiento elástico para una cimentación continua,

$$\delta_i = c_1 c_2 (q - q') \Sigma \left(\frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z = (0.946)(1.4)(158)(26.45 \times 10^{-5}) = 5534.8 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\approx \mathbf{55.35 \text{ mm}}$$

3.2.2 Asentamientos por consolidación primaria

Hay dos componentes de asentamiento que contribuyen al asentamiento total por consolidación de las arcillas blandas: asentamiento por consolidación primaria (δ_p) y el asentamiento por compresión secundaria (δ_s).

El asentamiento por consolidación es un proceso tiempo-dependiente que ocurre debido al drenaje del agua de poros, el cual ocurre durante el incremento del esfuerzo efectivo en el suelo. A menudo, la velocidad de este tipo de asentamiento es estimada por la Teoría de Terzaghi para la consolidación por $\rho_c = U \rho_{cf}$ (donde U es el grado medio de consolidación, y ρ_{cf} es el asentamiento por consolidación final estimado a $t = t_p$, donde t_p es el tiempo hasta alcanzar el fin de la Consolidación Primaria, EOP). RR y CR son la relación de recompresión y la relación de compresión virgen (características de compresión que son definidas en espacio convencional $\epsilon_v - \log \sigma'_v$).

$$RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_r}{1 + e_o} \quad (3.39)$$

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_c}{1 + e_o} \quad (3.40)$$

Dónde:

C_r = índice de recompresión

C_c = índice de compresión

e_o = relación de vacíos inicial o in situ.

La Figura 57 muestra el ejemplo de una curva de compresión EOP como se calcula en el laboratorio en base al ensayo de consolidación unidimensional o ensayo edométrico mediante la aplicación de incrementos de cargas (ASTM-D2435), y en base a la cual se determinan los índices de recompresión y de compresión.

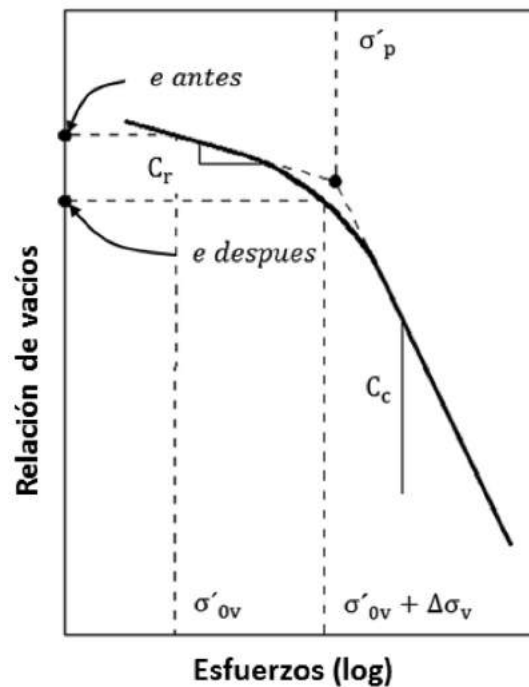


Figura 57: Ejemplo de Curva de Asentamiento

Velocidad de Consolidación Primaria

Terzaghi definió un coeficiente de consolidación vertical (C_v) que controla el proceso de consolidación y es de hecho una función de los parámetros de permeabilidad y compresibilidad:

$$C_v = \frac{k\sigma'_v}{0.434CR\gamma_w} \quad (3.41)$$

Dónde:

k = coeficiente de conductividad hidráulica (permeabilidad)

γ_w = peso volumétrico del agua

σ'_v = esfuerzo efectivo de consolidación

CR = la relación de compresión de la ecuación 3.40

El tiempo de asentamiento se puede definir con la siguiente formula:

$$t_U = T_U \frac{H^2}{c_v} \quad (3.42)$$

Dónde:

t_U = tiempo requerido en $U\%$ de asentamiento por ocurrir

T_U = factor de tiempo

H = distancia a la frontera de drenaje, o altura de drenaje como se muestra en la Figura 58

c_v = coeficiente de consolidación en un suelo obtenido mediante una prueba por consolidación

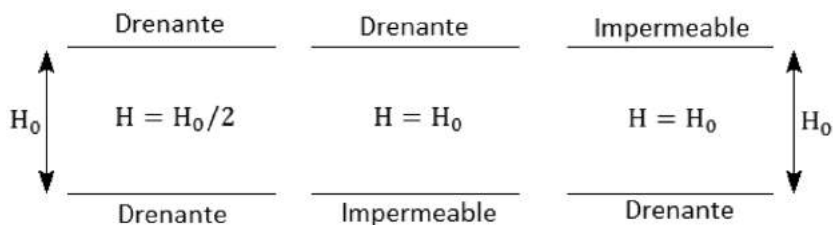


Figura 58: **Esquema de altura de drenaje**

El T_U se puede estimar utilizando el siguiente gráfico:

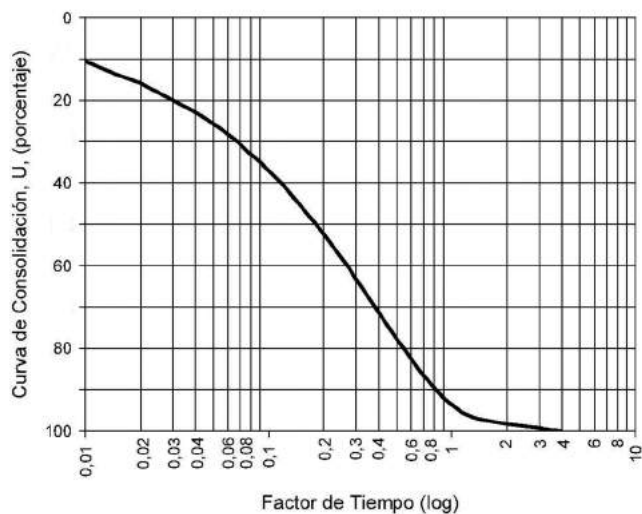


Figura 59: **Curva para estimar el factor por tiempo, T_U**

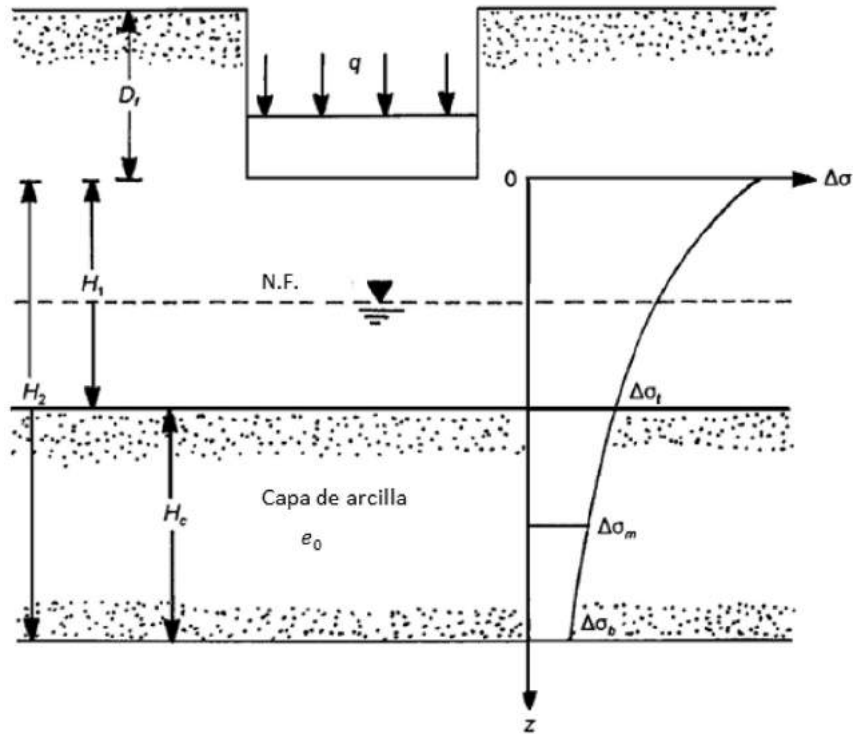


Figura 60: **Cálculo de asentamiento por consolidación primaria**

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

Entonces:

Para arcillas normalmente consolidadas ($\sigma'_o = \sigma'_p$)

$$\delta_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{prom}}{\sigma'_o} \right) \quad (3.43)$$

Para arcillas preconsolidadas y, ($\sigma'_o + \Delta\sigma_{prom} \geq \sigma'_c$)

$$\delta_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{prom}}{\sigma'_o} \right) \quad (3.44)$$

Para arcillas preconsolidadas y, ($\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma_{prom}$)

$$\delta_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{prom}}{\sigma'_o} \right) \quad (3.45)$$

Dónde:

σ'_o = esfuerzo efectivo sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación

$\Delta\sigma_{prom}$ = incremento del esfuerzo promedio sobre el estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación

σ'_p = esfuerzo de preconsolidación

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla

C_c = índice de compresión

C_s = índice de expansibilidad

H_c = espesor de la capa de arcilla

Para las ecuaciones (3.43), (3.44) y (3.45), el asentamiento por consolidación primaria puede ser calculada mediante dos métodos, los cuales se explican a continuación:

Una capa de arcilla dada puede ser dividida en varias capas delgadas teniendo así espesores de $H_{c(1)}, H_{c(2)}, \dots, H_{c(n)}$. (Figura 61). Los esfuerzos efectivos en la mitad de cada capa viene dado por $\Delta\sigma'_{o(1)}, \Delta\sigma'_{o(2)}, \dots, \Delta\sigma'_{o(n)}$. El incremento de esfuerzo promedio para cada capa puede ser aproximadamente igual al incremento del esfuerzo vertical en la mitad de cada capa del suelo, es decir, $\Delta\sigma_{prom(1)} \approx \Delta\sigma_1, \Delta\sigma_{prom(2)} \approx \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_{prom(n)} \approx \Delta\sigma_n$. Por lo tanto el asentamiento por consolidación de una capa entera puede ser calculado como:

$$\delta_c = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right) \quad (3.46)$$

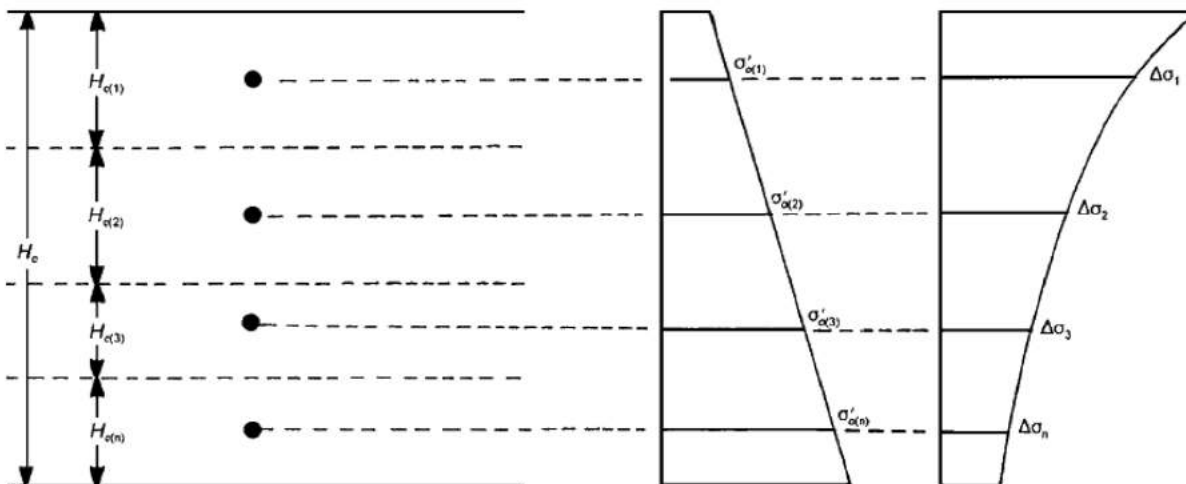


Figura 61: Cálculo para el asentamiento por consolidación

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos en los estratos considerados, se pueden utilizar los modelos de Boussinesq y Westergaard. La solución de Boussinesq determina el incremento de esfuerzos como resultado de la aplicación de una carga distribuida sobre la superficie de un semi-espacio infinitamente grande; considerando que el punto en el que se desea hallar los esfuerzos se encuentra en un medio homogéneo, elástico e isotrópico. La solución de Westergaard considera, en cambio, que el punto en el que se desea hallar los esfuerzos se encuentre en un medio elástico anisotrópico con estratos, de pequeño espesor, horizontales de rigidez axial infinita. En la siguiente figura se muestran los incrementos de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq; la figura muestra el porcentaje de carga que se transmite a la profundidad determinada.

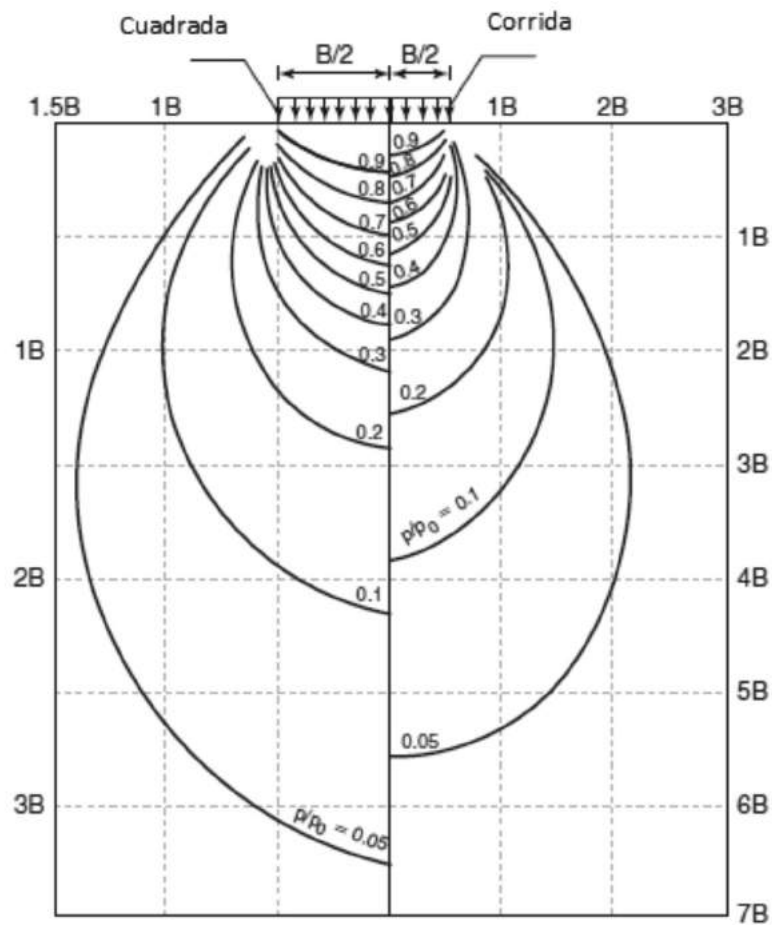


Figura 62: **Distribución de esfuerzos en base a la teoría de Boussinesq**

Tabla 13: Variación de σ_z/q para área rectangular flexible cargada uniformemente

z/B	L/B									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.1	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.2	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.892	0.932	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.4	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
0.5	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
0.6	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
0.7	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
0.8	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
0.9	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
1.0	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
1.5	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
2.0	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
2.5	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
3.0	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
3.5	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
4.0	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
4.5	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
5.0	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Fuente: Braja M. Das, *Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement*.

3.2.2.1 Ejemplo de cálculo de asentamientos por consolidación primaria

EJEMPLO 3.5

Determinar el asentamiento por consolidación primaria de una cimentación cuyas dimensiones están dadas por $B = 1.5$ m y $L = 3$ m en planta. Divida la capa de arcilla en tres capas, cada una con 1 metro de espesor.

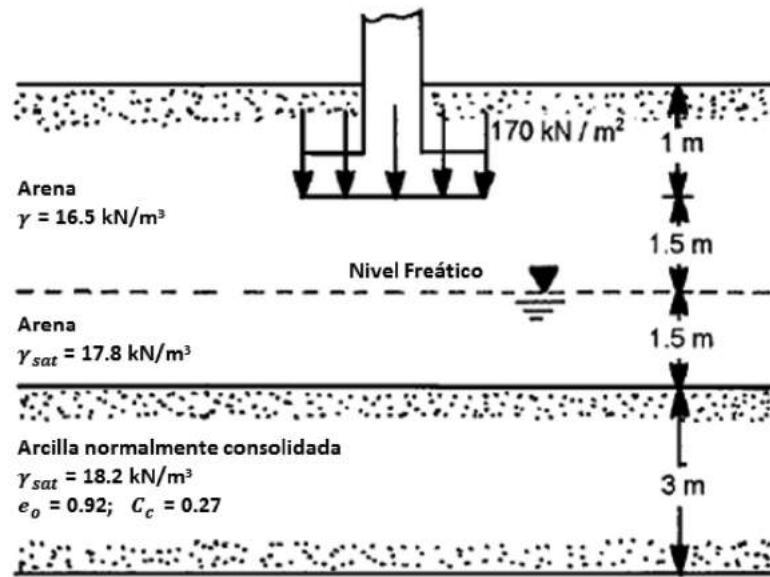


Figura 63: Ejemplo 3.5: cálculo de asentamientos por consolidación primaria

Solución:

Para calcular el σ'_o y $\Delta\sigma_{(prom)}$ se puede realizar las tablas que se muestran a continuación:

Cálculo de σ'_o

Capa No.	Espesor de Capa, H_i (m)	Profundidad a la mitad de la Capa de Arcilla (m)	$\sigma'_o = (kN/m^2)$
1	1	$1.0 + 1.5 + 1.5 + 0.5 = 4.5$	$(1.0 + 1.5)(16.5) + (1.5)(17.8 - 10) + (0.5)(18.2 - 10) = 57.05$
2	1	$4.5 + 1 = 5.5$	$57.05 + (1.0)(18.2 - 10) = 65.25$
3	1	$5.5 + 1 = 6.5$	$65.25 + (1.0)(18.2 - 10) = 73.45$

Cálculo de $\Delta\sigma_{(prom)}$

Capa No.	Espesor de Capa H_i (m)	Profundidad a la Mitad de Capa desde el fondo de Cimentación, z (m)	L/B ^a	z/B	$\frac{\Delta\sigma_{(prom)b}}{q}$	$\Delta\sigma_{(prom)}^c$
1	1	3.5	2	2.33	0.16	27.2
2	1	4.5	2	3.0	0.095	16.15
3	1	5.5	2	3.67	0.07	11.9

^a B = 1.5 m; L = 3 m

^b Tabla 13

^c q = 170 kN/m²

Entonces aplicando ecuación (3.46),

$$\delta_{cp} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_c H_i}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma_{prom(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right)$$

$$\delta_{cp} = \frac{(0.27)(1)}{1 + 0.9} \left[\log \left(\frac{57.05 + 27.2}{57.05} \right) + \log \left(\frac{65.25 + 16.15}{65.25} \right) + \log \left(\frac{73.45 + 11.9}{73.45} \right) \right]$$

$$\delta_c = (0.142)(0.169 + 0.096 + 0.065) = 0.047 \text{ m} = \mathbf{47 \text{ mm}}$$

3.2.3 Asentamientos por consolidación secundaria

El asentamiento de compresión secundario se produce después del final de la consolidación primaria. ($t = t_p$ en EOP, teóricamente el exceso de presión de poros $\Delta u = 0$). Sin embargo, la fluencia también puede ocurrir durante la consolidación primaria, lo que conduce a un aumento de δ_{cp} en EOP.

El parámetro clave para el análisis cuantitativo de la compresión secundaria es el coeficiente de compresión secundaria (C_{α}), que se puede expresar en términos de la relación de vacíos o cambio de la deformación volumétrica por ciclo de registro. Los datos han demostrado la fuerte dependencia del coeficiente de compresión secundaria (C_{α}) en el esfuerzo de consolidación (Quigley y Ogunbadejo 1972; Mesri 1973). Mesri y Godlewski (1977) realizaron un estudio detallado de la relación entre C_{α} y CR , llegando a la conclusión de que los cambios de volumen durante la compresión secundaria (índice de compresión secundaria por la ecuación 3.47) y consolidaciones primarias (índice de compresión por la ecuación 3.48) se pueden relacionar con la ecuación 3.49.

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.47)$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.48)$$

$$\frac{C_{\alpha}}{C_c} = \frac{\Delta \log t}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (3.49)$$

De acuerdo al estudio de Mesri y Godlewski (1977), para cualquier suelo, la relación de C_{α}/C_c (ecuación 3.49) es constante para cualquier tiempo, esfuerzo efectivo y relación de vacíos (por recompresión y estado de compresión virgen). Ladd (1973) graficó $C_{\alpha\epsilon}$ (ecuación 3.50) versus CR ; sin embargo, señaló que, "En el rango normalmente consolidado $C_{\alpha\epsilon}$ se mantiene casi constante o disminuye ligeramente para suelos con un CR constante."

$$C_{\alpha\epsilon} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_o} \quad (3.50)$$

El asentamiento por consolidación secundaria puede ser calculada como:

$$\delta_s = \frac{C_{\alpha} H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (3.51)$$

Dónde:

C_α = índice de compresión secundaria

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

e_o = relación de vacíos al final de la consolidación primaria

t_1 = tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90%

t_2 = tiempo estimado para el final de asentamiento de la consolidación secundaria

El valor de C_α se lo determina en base al ensayo de laboratorio de consolidación unidimensional o ensayo edométrico mediante la aplicación de incrementos de cargas (ASTM D2435). La Figura 64 muestra un ejemplo de la curva en base a la cual se determina la pendiente de consolidación secundaria para un esfuerzo efectivo específico.

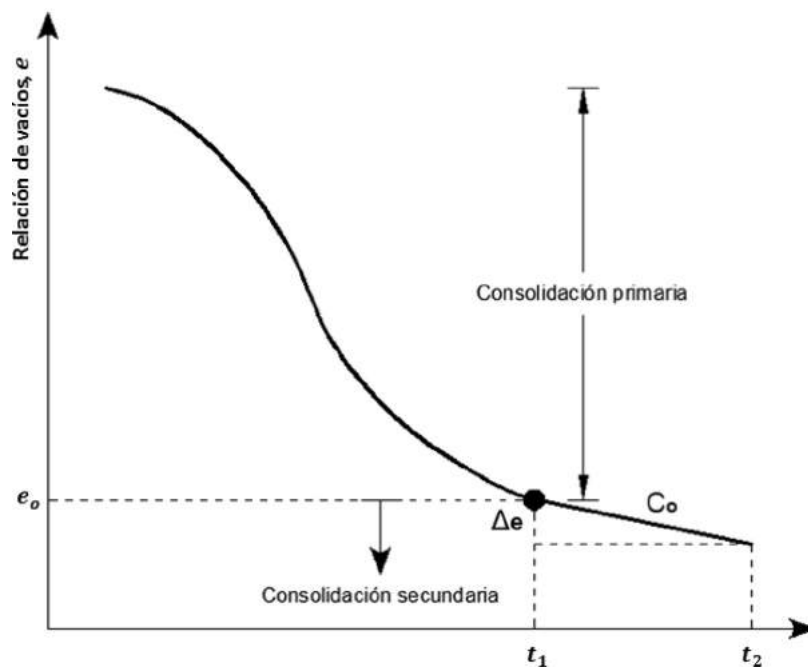


Figura 64: **Curva tiempo – Relación de vacíos**

3.2.3.1 Ejemplo de cálculo asentamientos por consolidación secundaria

EJEMPLO 3.6

De acuerdo con los mismos datos del ejemplo (3.5). Asuma que el asentamiento por consolidación primaria concluye a los 3 años. Adicionalmente $C_\alpha = 0.006$ y $e_o = 0.088$. Estimar el asentamiento por consolidación secundaria al final de 10 años.

Solución:

Con los parámetros e índices dados, solo se aplica la ecuación (3.51) y se reemplaza,

$$\delta_s = \frac{C_\alpha H_c}{1 + e_p} \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = \frac{(0.006)(3)}{1 + 0.88} \log\left(\frac{10}{3}\right) = 0.005 \text{ m} = \mathbf{5 \text{ mm}}$$

3.2.4 Asentamientos totales

Es la suma de todos los asentamientos primarios, por consolidación primaria y secundaria, cuando estos últimos asentamientos son importantes.

El asentamiento total está en función al tiempo, por lo que es igual a:

$$\delta_{total} = \delta_i + \delta_p + \delta_s \quad (3.52)$$

Dónde:

δ_i = asentamiento en función a la respuesta inmediata del suelo

δ_{cp} = asentamiento en función a la consolidación primaria del suelo

δ_{cs} = asentamiento en función a la consolidación secundaria del suelo

3.2.5 Asentamientos por sismo post licuación

Licuación es el fenómeno mediante el cual un depósito de suelo; grava, arena o limo saturado, pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de carga no-drenada, estas pueden ser monotónicas o cíclicas. Es importante reconocer que la licuación no ocurre de manera aleatoria y que por el contrario se requieren ciertos ambientes geológicos e hidrológicos, y que ocurre principalmente en depósitos recientes de arena y limo con altos niveles freáticos, casos históricos de licuación han sido documentados en ciudades que han ocurridos sismos, tales como; Adapazari en Turquía, Bahía de San Francisco en USA, Kobe en Japón, y otros. Los más susceptibles están constituidos por los depósitos del Holoceno (con una edad inferior a los 10.000 años), pero es muy poco probable, dependiendo del nivel del peligro sísmico, que se presente en depósitos de suelos de edad anterior a los del Pleistoceno. Los depósitos recientes ubicados en deltas de canales y ríos, llanuras de inundación y rellenos pobremente compactados (rellenos hidráulicos) son los más susceptibles a la licuación.

Para estimar los asentamientos post licuación en campo libre al que estaría sometida una estructura, el primer paso es determinar si el perfil del suelo del proyecto es proclive o no a sufrir el fenómeno de la licuación. La susceptibilidad depende de varios factores como el tamaño, gradación, forma y arreglo de las partículas, así como del método de deposición, edad geológica e historia de esfuerzos del depósito. Debido a que la licuación requiere el desarrollo de un exceso de presión de poros, la susceptibilidad es influenciada por las características de composición del suelo. Entre las características importantes a analizar en el criterio de composición del suelo está la granulometría, la plasticidad, la humedad natural y los límites de Atterberg, así como otros índices relacionados a las propiedades ya mencionadas.

Como primer análisis se evaluará el potencial de licuación de las arenas y limos, así como las arcillas de baja plasticidad por medio de criterios de susceptibilidad como los de Seed et al. (2003), Bray y Sancio (2006) o Idriss y Boulanger (2008), entre otros. La siguiente figura muestra un ejemplo del criterio de susceptibilidad de Bray y Sancio (2006), el cual es función del índice de plasticidad (ordenadas) y la relación entre la humedad natural y el límite líquido (abscisas).

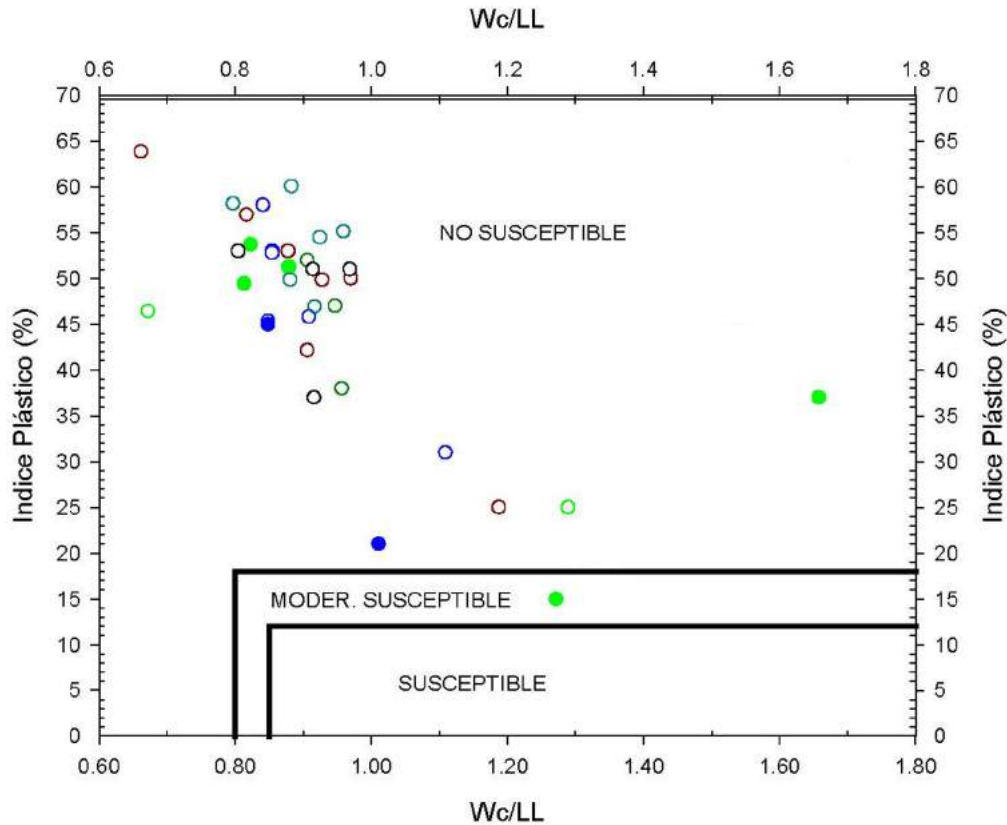


Figura 65: **Criterio de Susceptibilidad**

Fuente: Bray y Sancio (2006)

Luego de evaluar el potencial de licuación con el criterio anterior, se deberá evaluar el potencial de licuación con algún método como por ejemplo; el de Youd et al. (2001), Seed et al (2003) o Idriss y Boulanger (2014). El potencial de licuación se puede evaluar utilizando la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma=1} * MSF}{CSR} * K_{\sigma} * K_{\alpha} \quad (3.53)$$

Dónde:

FS = factor de seguridad

$CRR_{M=7.5, \sigma=1}$ = relación de resistencia cíclica para sismo de magnitud 7.5

MSF = factor de magnitud de escala

K_σ = factor de corrección por sobrecarga

K_α = factor de corrección por pendiente

CSR = relación de Esfuerzo Cíclico

Los asentamientos producto de la licuación ocurren debido a la reconsolidación del suelo licuado. Para estimar los asentamientos post licuación, se pueden utilizar modelos como el de Shamato et al. (1998), Wu et al. (2003) y Cetin et al. (2009). Se lo puede calcular integrando la deformación volumétrica unitaria (ε_v) con la profundidad, como muestra la expresión siguiente:

$$s = \int_0^{Z \max} \varepsilon_v dz \quad (3.54)$$

Método de Cetin et. al (2009) para el cálculo de ε_v

$$CSR_{M=7.5, \sigma=1} = CSR * K\sigma * Kmc \quad (3.55)$$

$$K\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)^{f-1} \quad (3.56)$$

$$f = 1 - 0.005 * Dr \quad (3.57)$$

$$Kmc = -3 * 10^{-5} * Dr^2 + 0.0048Dr + 0.07272 \quad (3.58)$$

$$N_{1,60 CS} = N_{1,60} + \Delta(N_{1,60}) \quad (3.59)$$

$$\Delta(N_{1,60}) = e^{[1.63 + \frac{9.7}{FC} - (\frac{15.7}{FC})^2]} \quad \text{Iriss Boulanger (1998)} \quad (3.60)$$

$$\varepsilon_v = 1.879 * \ln \left[\frac{780.416 * \ln(CSR_{M=7.5, \sigma=1}) - N_{1,60 CS} + 2442.465}{636,613 * N_{1,60 CS} + 306.732} \right] + 5.583 \quad (3.61)$$

Dónde:

$CSR_{M=7.5, \sigma=1}$ = relación de esfuerzo cíclico equivalente

ε_v = deformación volumétrica unitaria

$\varepsilon_{vol 15}$ = deformación volumétrica unitaria para 15 ciclos

ε_{vol} = deformación volumétrica unitaria equivalente

Dr = densidad relativa

$N_{1,60}$ = número de golpes corregidos por la profundidad

$\Delta N_{1,60}$ = corrección por el contenido de finos

FC = contenido de finos

$N_{1,60 cs}$ = número de golpes corregido por finos

4. Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se utilizan principalmente cuando suelos débiles, o de alguna otra forma inestable existen en la superficie y las cargas de la estructura deben ser transmitidas a estratos competentes más profundos.

Se conocen como cimentaciones profundas aquellas estructuras cuya cimentación cumpla con la siguiente ecuación:

$$\frac{D_f}{B} > 4$$

Dónde:

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de la cimentación

4.1 Pilotes Cargados Axialmente

4.1.1 Estado límite de falla: capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

La revisión del estado límite de falla en cimentaciones profundas consiste en comprobar que la capacidad de carga axial del pilote o grupo de pilotes sea suficiente para disipar la descarga transmitida al suelo.

Para determinar la capacidad de carga axial de un pilote hincado se plantea el uso de la ecuación de capacidad última de carga:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t = \sum f_{si} A_{si} + q_t A_t - W_p \quad (4.1)$$

Dónde:

Q_s = capacidad o resistencia por fuste o fricción

Q_t = capacidad o resistencia de punta

A_t = área de la punta del pilote (sección transversal)

A_{si} = área de la punta del pilote (perimetral) para el estrato i

f_{si} = resistencia unitaria de fuste o fricción para el estrato i

q_t = resistencia unitaria de punta

W_p = peso del pilote

4.1.1.1 Capacidad de carga última de un pilote

Para el cálculo de la capacidad de carga del pilote por carga axial se revisaran las siguientes metodologías:

- FHWA (Federal Highway Works Administration of the United States)
- Método Lambda Revisado (Vijayvergiya y Focht, 1972)
- Método API (American Petroleum Institute)
- USACE (Us Army Corps of Engineers)

La siguiente figura muestra un gráfico comparativo de las distintas capacidades para un perfil de suelo estratificado.

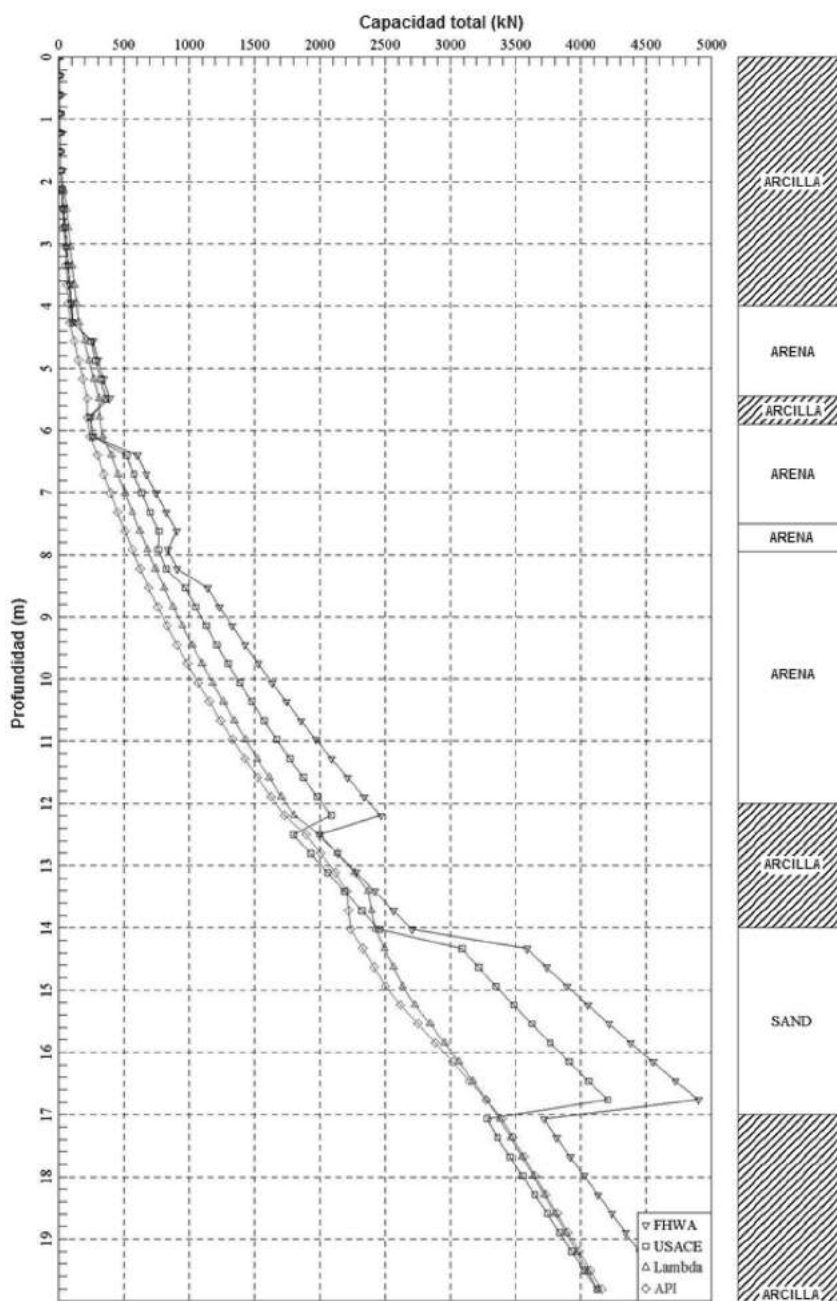


Figura 66: Gráfico comparativo de capacidades entre distintas metodologías

La capacidad de carga última por fuste se expresa como:

$$Q_s = f_{si} A_{si} \quad (4.2)$$

Dónde:

A_s = área de fuste del pilote i (perimetral)

f_s = es la resistencia unitaria de fuste i

La resistencia por punta para pilotes en determinar mediante la siguiente ecuación:

$$Q_t = A_t q \quad (4.3)$$

Donde:

A_t = área de la punta

q = resistencia unitaria del pilote en la punta

Método API Revisado

El procedimiento recomendado por el API (American Petroleum Institute) en su última versión, el método API Revisado.

Resistencia por fricción en suelos Cohesivos

En primer lugar se debe determinar un valor de resistencia al esfuerzo cortante no drenado, c , para luego obtener un valor de α mediante las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.5\psi^{-0.50} & \text{si } \psi \leq 1.0 \\ \alpha &= 0.5\psi^{-0.25} & \text{si } \psi > 1.0 \end{aligned} \quad (4.4)$$

con la restricción de que, $\alpha \leq 1.0$

Dónde:

$\psi = c/\bar{p}$, para la profundidad de interés

\bar{p} = presión efectiva

c = resistencia cortante no drenada del suelo

La resistencia unitaria por fricción f_x se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$f_x = \alpha_x c_x \quad (4.5)$$

Dónde:

α_x = coeficiente obtenido anteriormente

c_x = resistencia cortante no drenada en la profundidad x

Resistencia de punta en suelos cohesivos

Las recomendaciones del API RP2A (1987-2007) para la resistencia de punta en arcilla es que “para pilotes en arcilla, q en lb/ft² debe ser igual a $9c$. Si el perfil de resistencia debajo de la punta del pilote no es uniforme se debe ajustar el valor de c para reflejar este efecto”.

La recomendación tiene la siguiente ecuación:

$$Q_t = qA_t \quad (4.6)$$

$$q = 9c \quad (4.7)$$

Dónde:

Q_t = capacidad de carga axial en punta

q = resistencia unitaria de punta

c = resistencia cortante no drenada en la punta del pilote, usualmente tomada como un promedio en una distancia de dos diámetros bajo la punta del pilote

A_t = área de la sección transversal en la punta del pilote

Resistencia por fricción en suelos no cohesivos

La recomendación del API RP 2A (1987-2007) para la resistencia de pilotes a fricción en suelos no cohesivos es la siguiente:

$$f = K\bar{\sigma}_o \tan\delta \quad (4.8)$$

Dónde:

K = coeficiente de presión lateral del suelo (relación entre el esfuerzo efectivo normal horizontal al vertical)

$\bar{\sigma}_o$ = presión o esfuerzo efectivo en el punto en cuestión

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

Se utiliza un valor de $K = 0.8$ para pilotes con punta abierta y un valor de $K = 1.0$ para pilotes de desplazamiento completo. La Tabla 14 muestra una guía de recomendación para los valores de δ y para limitar el valor de f .

Tabla 14: Guía para la fricción lateral en suelos no cohesivos

Tipo de Suelo	δ , grados	Límite de f (kPa)
Arenas y limos muy sueltas a medianamente sueltas	15	47.8
Arenas y limos sueltas a densas	20	67
Arenas y arenas limosas medianamente sueltas a densas	25	83.1
Arenas y arenas limosas densas a muy densas	30	95.5
Gravas y arenas densas a muy densas	35	114.8

Resistencia por punta en suelos no cohesivos

Para la resistencia por punta en suelos no cohesivos, las recomendaciones del API son las siguientes:

$$q = \bar{\sigma}_o N_q \quad (4.9)$$

Dónde

$\bar{\sigma}_o$ = presión o esfuerzo efectivo en el punto en cuestión

N_q = factor de capacidad de carga

La Tabla 15 presenta una recomendación para resistencia por punta en suelos no cohesivos.

Tabla 15: Guía para la resistencia por punta en suelos no cohesivos

Tipo de Suelo	N_q	Límite de q (Mpa)
Arenas y limos muy sueltas a medianamente sueltas	8	1.9
Arenas y limos sueltas a densas	12	2.9
Arenas y arenas limosas medianamente sueltas a densas	20	4.8
Arenas y arenas limosas densas a muy densas	40	9.6
Gravas y arenas densas a muy densas	50	12.0

Método Lambda Revisado

Este método, fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972) para el cálculo de resistencia al fuste en suelos cohesivos. La resistencia por fricción en pilotes hincados propuesta es:

$$Q_s = \lambda(\bar{p}_m + 2c_m)A_s \quad (4.10)$$

Dónde:

λ = coeficiente en función de la penetración del pilote

\bar{p}_m = el esfuerzo efectivo vertical promedio entre la superficie del terreno y la punta del pilote

c_m = la resistencia media al esfuerzo cortante no drenado a lo largo del pilote

Kraft, et al (1981) realizó un estudio más profundo para revisar este método y planteó una forma para encontrar λ :

Para arcillas normalmente consolidadas,

$$\lambda = 0.178 - 0.016 \ln \pi_3 \quad (4.11)$$

Para arcillas sobreconsolidadas,

$$\lambda = 0.232 - 0.032 \ln \pi_3 \quad (4.12)$$

Dónde:

$$\pi_3 = (\pi B f_{max} L_e^2) / (AEU);$$

B = diámetro del pilote

f_{max} = fricción pico del suelo (tomada como la resistencia al esfuerzo cortante no drenada media)

L_e = longitud de empotramiento del pilote

A = sección transversal del área del pilote

E = módulo de elasticidad del material del pilote

U = desplazamiento del pilote necesario para desarrollar cortante (tomado como 0.1 pulgadas)

Método USACE (Us Army Corps of Engineers)

Resistencia por fricción en suelos cohesivos

A pesar de ser llamada resistencia por fricción, la resistencia es debida a la cohesión o a la adhesión de la arcilla al pilote.

$$f_s = c_a = \alpha c \quad (4.13)$$

$$Q_s = f_s A_s \quad (4.14)$$

Dónde:

c_a = adhesión entre la arcilla y el pilote

α = factor de adhesión obtenido en función de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado

c = resistencia al esfuerzo cortante no drenado

Resistencia por punta en suelos cohesivos

La resistencia por punta unitaria para pilotes en arcilla se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$q = 9c \quad (4.15)$$

$$Q_t = A_t q \quad (4.16)$$

Sin embargo, el movimiento necesario para desarrollar la resistencia por punta de pilotes en arcilla puede ser mucho mayor que la requerida para desarrollar resistencia por fricción.

Resistencia por fricción en suelos no cohesivos

Para propósitos de diseño, la resistencia por fricción de pilotes en arena, incrementa linealmente a una profundidad crítica asumida (D_c) y luego permanece constante debajo de esa profundidad. La profundidad crítica varía entre 10 a 20 veces el diámetro del pilote, dependiendo de la densidad relativa de la arena. La profundidad crítica es asumida como:

$$D_c = 10 B \text{ para arenas sueltas}$$

$$D_c = 15 B \text{ para arenas medianamente densas}$$

$$D_c = 20 B \text{ para arenas densas}$$

La resistencia por fricción unitaria actuando en el pilote puede ser determinada mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_s = K \sigma'_v \tan \delta \quad (4.17)$$

$$\sigma'_v = \gamma' D \quad (\text{para } D < D_c) \quad (4.18)$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \quad (\text{para } D \geq D_c) \quad (4.19)$$

$$Q_s = A f_s \quad (4.20)$$

Dónde:

K = coeficiente de presión lateral del suelo

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

γ' = peso unitario efectivo del suelo

D = profundidad a lo largo del pilote en la cual la presión efectiva es calculada

Resistencia por punta en suelos no cohesivos

Para propósitos de diseño, la resistencia por punta de un pilote puede ser asumida como que se incrementa linealmente a una profundidad crítica (D_c) y luego permanece constante. La misma relación de profundidad crítica de la resistencia por fricción puede ser usada para la resistencia por punta. La resistencia unitaria por punta entonces puede ser calculada en base a la siguiente ecuación:

$$q = \sigma'_v N_q \quad (4.21)$$

Dónde:

$$\sigma'_v = \gamma' D \quad (\text{para } D < D_c) \quad (4.22)$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \quad (\text{para } D \geq D_c) \quad (4.23)$$

N_q = factor de capacidad de carga (ver Figura 68)

Método FHWA (Federal Highway Works Administration of the United States)

Resistencia por fricción

La Resistencia última por fricción por área unitaria es calculada mediante:

$$f_s = c_a + \sigma_h \tan \delta \quad (4.24)$$

Dónde:

c_a = adhesión pilote suelo

σ_h = componente normal del esfuerzo a la interface suelo pilote

δ = ángulo de fricción pilote suelo

El esfuerzo normal σ_h está relacionado con el esfuerzo vertical σ_v mediante $\sigma_h = K\sigma_v$, donde K es un coeficiente de presión lateral.

Para suelos cohesivos el segundo término de la ecuación (4.24) es igual a cero y c_a se lo relaciona con la resistencia cortante no drenada mediante

$$c_a = \alpha S_u \quad (4.25)$$

Dónde:

α = coeficiente empírico de adhesión que depende principalmente de los siguientes factores: naturaleza y resistencia del suelo, tipo de pilote, método de instalación, y efectos del tiempo.

Tomlinson (2008) presenta gráficos para estimar este coeficiente en función de estos parámetros.

Resistencia por punta

La resistencia unitaria por punta puede ser obtenida mediante:

$$q_t = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (4.26)$$

Dónde:

N_c, N_q, N_γ = son parámetros no dimensionales que dependen del ángulo de fricción del suelo.

c = cohesión del suelo

q = esfuerzo vertical en la punta del pilote

B = diámetro del pilote

γ = peso unitario del suelo

Para la resistencia por punta en suelos cohesivos, la ecuación se recomienda la siguiente ecuación:

$$Q_t = A_t c N_c \quad (4.27)$$

Los valores de N_c fluctúan en un rango de 7 a 16. Comúnmente se aplica un valor de $N_c = 9$.

Para la resistencia por punta en suelos sin cohesión, el método del FHWA método usa lo siguiente:

$$Q_t = A_t \bar{q} \alpha N_q \quad (4.28)$$

Dónde:

α = factor sin dimensión dependiente de la relación largo-ancho del pilote

N_q = factor de capacidad de carga

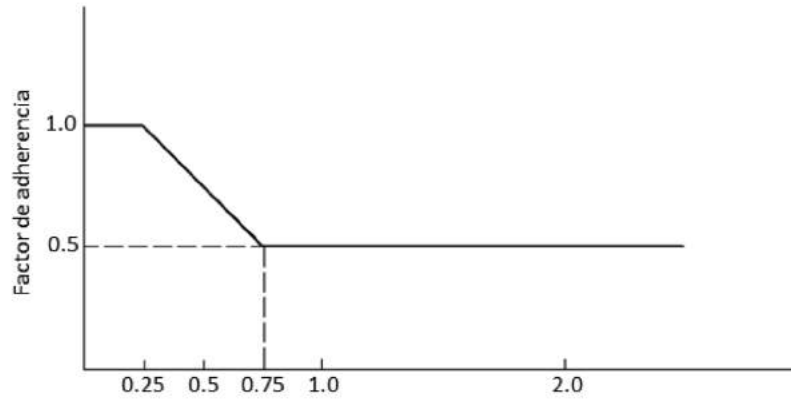


Figura 67: Factor α recomendado por el USACE

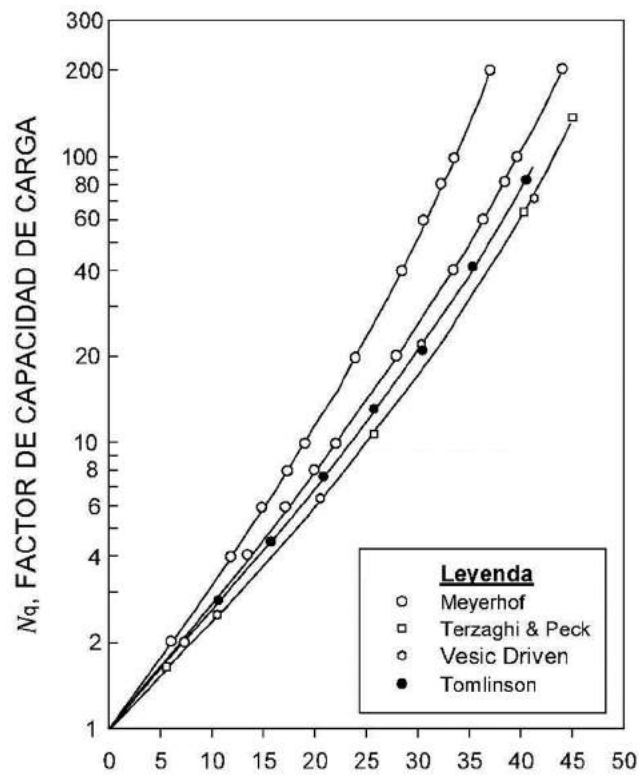


Figura 68: Valores de N_q sugeridos por distintos autores

4.1.1.1.1 Ejemplo de cálculo de capacidad de cargas últimas de punta y fuste

EJEMPLO 4.1

Un pilote de concreto tiene 15 metros (D) de longitud y una sección transversal de 40 cms x 40 cms. El pilote está totalmente empotrado en arena para la cual $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$. Calcule la carga última de punta Q_t .

Solución:

Aplicando el Método USACE, de la ecuación (4.19) y el valor de N_q de Figura 68, $N_q \approx 30$ se tiene que:

$$D_c \approx 15 B = 15 (0.40) = 6 \text{ metros}$$

Por lo que,

$$\sigma'_v = \gamma' D_c ; (D \geq D_c) = (15 \geq 6)$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \quad (\text{para } D \geq D_c) = (17)(6) = 102 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \sigma'_v N_q = (102)(30) = 3060 \text{ kN/m}^2$$

Entonces reemplazando en ecuación (4.3),

$$Q_t = A_t q$$

$$Q_t = (0.40 \times 0.40)(7650) = \mathbf{1224 \text{ kN}}$$

EJEMPLO 4.2

Para el pilote descrito en el ejemplo 4.1. Determine la capacidad por fuste, Q_s . Use cualquiera de los métodos ya vistos. Se dan: $K = 1.3$ y $\delta = 0.8 \phi$

Solución:

Usando el mismo Método USACE, De la ecuación (4.17), y verificando ecuaciones (4.18 y 4.19)

$$f_s = K \sigma'_v \tan \delta$$

Donde,

$$D_c \approx 15 B = 15 (0.40) = 6 \text{ metros}$$

Por lo que,

$$\sigma'_v = \gamma' D_c ; (D \geq D_c) = (15 \geq 6)$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \quad (\text{para } D \geq D_c) = (17)(6) = 102 \text{ kN/m}^2$$

Y,

$$f_s = K \sigma'_v \tan \delta = (1.3)(102)[\tan(0.8 \times 30)] = 59.04 \text{ kN/m}^2$$

Entonces aplicando la ecuación (4.20),

$$Q_s = Af_s$$

$$Q_s = [(4 \times 0.40)(6)](59.04)$$

$$Q_s = 566.78 \text{ kN}$$

Hay que tener cuidado al obtener los valores de σ'_v y S_u en suelos estratificados. La Figura 69 a continuación puede ayudar a explicar esto. De acuerdo con la Figura 69b, el valor medio de:

$$S_u \text{ es } (S_{u(1)} L_1 + S_{u(2)} L_2 + \dots) / L.$$

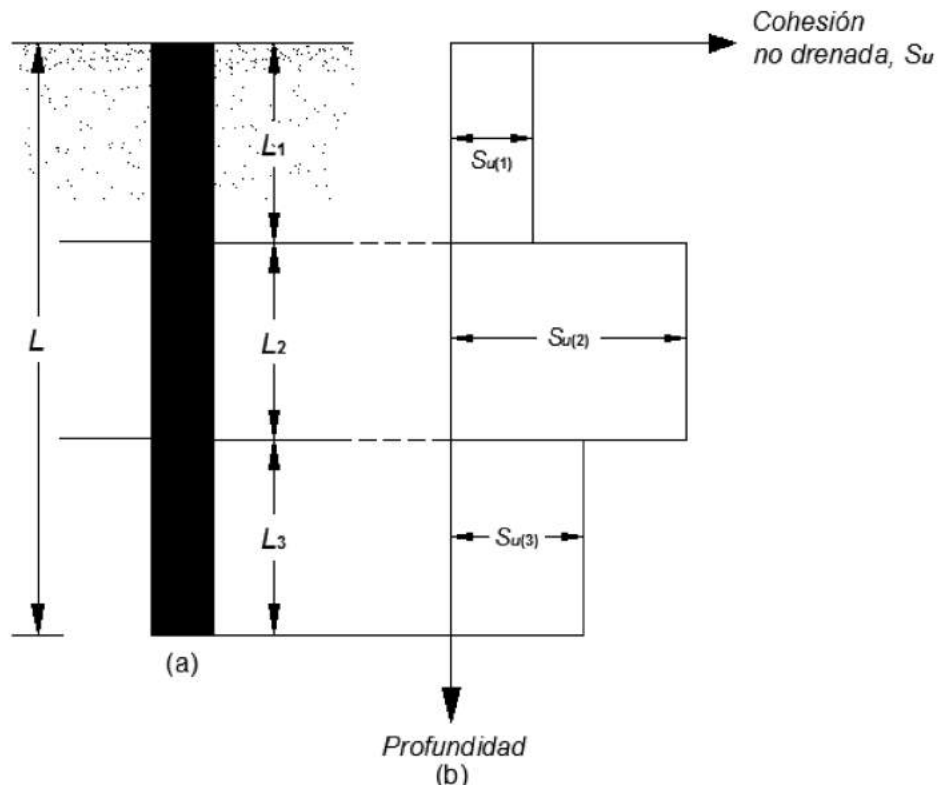


Figura 69: **Aplicación del método λ en suelo estratificado**

Fuente: Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

4.1.1.2 Capacidad de Carga Axial en Pilotes Barrenados

Para determinar la capacidad de carga axial de un pilote barrenado, se plantea el uso de la ecuación de capacidad última de carga:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b = \sum f_{si} + A_{si} + q_t A_t \quad (4.29)$$

Donde,

Q_s = capacidad o resistencia por fuste o fricción

Q_b = capacidad o resistencia de punta

A_t = área de la punta del pilote (sección transversal)

A_{si} = área del fuste del pilote (perimetral)

f_{si} = resistencia unitaria de fuste o fricción

q_t = resistencia unitaria de punta

Los procedimientos de cálculo de capacidad de carga axial para pilotes prebarrenados de la FHWA (Federal Highway Works Administration of the United States), O'Neill & Reese, (1999) permiten considerar en el cálculo de capacidad de carga a los factores de seguridad para punta y fuste, pero para la determinación de la capacidad de carga del grupo de pilotes se debe considerar además de estos factores, el factor de eficiencia de grupo por carga axial, el cual depende de la separación que exista entre los pilotes.

Para el cálculo de la resistencia unitaria por fuste (f_s) en suelos cohesivos se emplea la fórmula:

$$f_s = \alpha S_u \quad (4.30)$$

Dónde:

S_u = resistencia al esfuerzo cortante

α = factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado y la profundidad

El valor de α antes indicado, puede ser obtenido mediante las siguientes formulaciones:

$$\alpha = 0.55 ; S_u/\sigma_{atm} \leq 1.5 \quad (4.31)$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 (S_u/\sigma_{atm} - 1.5) ; 1.5 \leq S_u/\sigma_{atm} \leq 2.5 \quad (4.32)$$

Dónde:

σ_{atm} = presión atmosférica

Para suelos no cohesivos, la resistencia unitaria por fuste (f_s) se calcula con la expresión:

$$f_s = \beta \sigma'_z \quad (4.33)$$

Donde,

σ'_z = esfuerzo vertical efectivo

β = factor empírico que toma en cuenta el coeficiente de presión lateral del suelo y el ángulo de fricción efectivo entre el pilote pre barrenado y el suelo

El valor de β se calcula por medio de las siguientes expresiones:

$$\beta = 1.5 - 0.135 z^{0.5} ; N \geq 15 \quad (4.34)$$

$$\beta = (N/15)(1.5 - 0.135z^{0.5}) ; N < 15 \quad (4.35)$$

Dónde:

N = número de golpes no corregido del ensayo SPT

z = profundidad bajo la superficie del suelo, medida en pies.

Los valores del parámetro β están limitados a 1.2 como límite superior y 0.25 como límite inferior.

4.1.1.3 Capacidad de carga por punta

Para el cálculo de capacidad por punta en los suelos cohesivos, se utiliza la siguiente formula:

$$q_b = N_c * c_{ub}, q_b \leq 40 \text{ ton/pies}^2 \text{ (3.8Mpa)} \quad (4.36)$$

Dónde:

$$N_c = 6.0 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{B_b} \right) \right] \leq 9$$

c_{ub} = resistencia al corte en el área influenciada por la base del pilote

L = longitud de penetración del pilote

B_b = longitud de la base de la punta

En los casos en los que la base es mayor a 1.9 m, se considera una reducción en su capacidad por punta para limitar los asentamientos. En estos casos se debe usar la siguiente expresión:

$$q_{br} = F_r * q_b \quad (4.37)$$

Dónde:

$$F_r = \frac{2.5}{aB_b + 2.5b}; F_r \leq 1.0$$

$$a = 0.0071 + 0.0021 \times \left(\frac{L}{B_b} \right); a \leq 0.015 \times (3.8)$$

$$b = 0.45 \times (c_{ub})^{0.5}; 0.5 \leq b \leq 1.5$$

B_b = longitud de la base (en pulgadas)

L = profundidad de la base (en pulgadas)

c_{ub} = resistencia no drenada en la pase (en ksf)

Para el cálculo de capacidad por punta en las arenas se siguen las recomendaciones en la siguiente tabla:

Tabla 16: Valores de q_{br} para el cálculo de capacidad por punta en arenas

Rango de valores en valores en N_{SPT}	Valores de q_{br}	
	Ton/ft ²	MPa
0 a 75	$0.60 N_{SPT}$	$0.0575 N_{SPT}$
Mayor a 75	45	4.3

$$q_{br} = \frac{50}{B_b} * q_b \quad (4.38)$$

Dónde:

B_b = longitud de la base de la punta

4.1.1.4 Capacidad de carga admisible

$$Q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

q_u = capacidad de carga última

FS = factor de seguridad

El factor de seguridad varía dependiendo de la incertidumbre en el cálculo de la carga última.

4.1.1.4.1 Ejemplo de cálculo de capacidad de carga admisible

EJEMPLO 4.3

Para el pilote descrito en el ejemplo 4.1, y con los resultados del ejemplo 4.2. Determine la capacidad de carga admisible del pilote antes mencionado usando un $FS = 3$

Solución:

Con los resultados obtenidos en los ejemplos anteriores se puede determinar la capacidad de carga última del pilote,

$$Q_u = Q_t + Q_s = 1224 + 566.78 = 1790.78 \text{ kN}$$

Entonces,

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1790.78}{3} = 596.93 \text{ kN}$$

4.1.2 Estado límite de servicio: capacidad de carga bajo criterio de asentamiento y análisis lateral

4.1.2.1 Asentamientos en pilotes individuales

Vesic, 1977

El asentamiento de un pilote individual bajo una carga de trabajo vertical, Q_p , es causado por tres factores, y uno de los métodos más usados para calcular el asentamiento del pilote individual es el conocido semi-empírico de (Vesic, 1977), que utiliza la ecuación,

$$\delta = \delta_{ep} + \delta_{tp} + \delta_{sp} \quad (4.39)$$

Dónde:

δ = asentamiento total en la cabeza de un pilote

δ_{ep} = asentamiento elástico del pilote

δ_{tp} = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

δ_{sp} = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$\delta_{ep} = \frac{(Q_{at} + \xi Q_{as})L}{A_p E_p} \quad (4.40)$$

Dónde:

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

Q_{as} = carga por fuste del pilote (superficial) bajo condición de carga de trabajo

ξ = coeficiente que depende de la distribución de la fricción lateral a lo largo del pilote

A_p = área de la sección transversal del pilote

L = longitud empotrada del pilote

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ dependerá de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, como muestran la Figura 70a y Figura 70b, $\xi = 0.5$. Sin embargo, para una distribución triangular de f (Figura 70c), la magnitud de ξ es aproximadamente de 0.67.

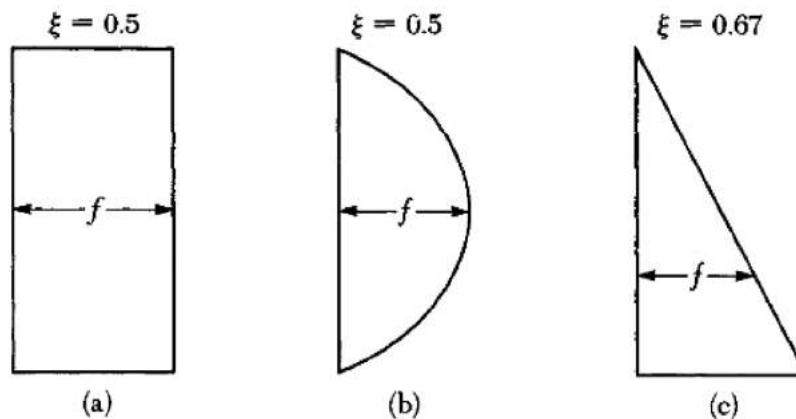


Figura 70: **Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste del pilote**

Fuente: Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa en forma similar a las cimentaciones superficiales:

$$\delta_{tp} = \frac{q_{at}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{at} \quad (4.41)$$

Dónde:

q_{at} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = Q_{at}/A_p

E_s = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote

μ_s = relación de Poisson del suelo

I_{at} = factor de influencia ≈ 0.85

D = ancho o diámetro del pilote

Vesic (1977) también propuso un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento, δ_{tp} :

Dónde:

C_t = coeficiente empírico

q_t = resistencia última en la punta del pilote

Valores representativos de C_t para varios suelos se dan en la Tabla 17:

Tabla 17: Valores típicos de [Ec (4.42)]		
Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a 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

Tomado de "Design of Pile Foundations," por A.S. Vesic, en NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, 1977.

Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

El asentamiento de un pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por una relación similar a la ecuación (4.41), o

$$\delta_{sp} = \left(\frac{Q_{as}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{as} \quad (4.43)$$

Dónde:

p = perímetro del pilote

L = longitud empotrada del pilote

I_{as} = factor de influencia

Note que el término Q_{as}/pL en la ecuación (4.43) es el valor promedio de f a lo largo del fuste de pilote. El factor de influencia, I_{as} , tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{as} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (4.44)$$

Vesic (1977) también propuso una ecuación empírica simple similar a la ecuación (4.42) para obtener, δ_{sp} ,

$$\delta_{sp} = \frac{Q_{as} C_s}{Lq_t} \quad (4.45)$$

Dónde:

C_s = constante empírica

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{L/D}) C_p \quad (4.46)$$

4.1.2.1.1 Ejemplo de cálculo de asentamientos en pilotes

EJEMPLO 4.4

La carga admisible de trabajo de concreto presforzado de 21 m de longitud, hincado en arena es de 502 kN. El pilote tiene sección octogonal con $D = 356$ mm. La resistencia superficial lleva 350 kN de la carga admisible y la punta el resto. Use $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m², $E_s = 25 \times 10^3$ kN/m², $\mu_s = 0.35$ y $\xi = 0.62$. Determine el asentamiento del pilote

Solución:

De la ecuación (4.40),

$$\delta_{ep} = \frac{(Q_{at} + \xi Q_{as})L}{A_p E_p}$$

El área de la sección transversal del pilote para $D = 356$ mm, $A_p = 1045$ cm². Se da: $Q_{as} = 350$ kN, por lo que

$$Q_{at} = 502 - 350 = 152 \text{ kN}$$

$$\delta_{ep} = \frac{[152 + 0.62(350)](21)}{(0.1045 \text{ m}^2)(21 \times 10^6)} = 0.00353 \text{ m} = \mathbf{3.35 \text{ mm}}$$

De la ecuación (4.41),

$$\delta_{tp} = \frac{q_{at} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{at} = \frac{\left(\frac{Q_{at}}{A_p}\right) D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{at}$$

$$\delta_{tp} = \frac{\left(\frac{152}{0.1045}\right)(0.356)}{25 \times 10^3} (1 - 0.35^2)(0.85) = 0.0155 \text{ m} = \mathbf{15.5 \text{ mm}}$$

De la ecuación (4.43),

$$\delta_{sp} = \left(\frac{Q_{as}}{pL}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{as}$$

$$I_{as} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{21}{0.356}} = 4.69$$

$$\delta_{tp} = \left(\frac{350}{(1.168)(21)}\right) \left(\frac{0.356}{25 \times 10^3}\right) (1 - 0.35^2)(4.69) = 0.00084 \text{ m} = \mathbf{0.84 \text{ mm}}$$

Por consiguiente, el asentamiento total es

$$\delta = \delta_{ep} + \delta_{tp} + \delta_{sp} = 3.35 + 15.5 + 0.84 = \mathbf{19.69 \text{ mm}}$$

4.1.2.2 Pilotes sujetos a fricción negativa

En depósitos de arcillas de alta compresibilidad que se encuentran en proceso de consolidación (proceso que en muchas ocasiones puede ser inducido por el peso de rellenos colocados en la superficie), se generan fuerzas de arrastre producto de la diferencia de asentamientos del suelo en campo libre con el pilote. Este fenómeno también se puede experimentar en sitios en los que existen depósitos donde hayan asentamientos del suelo producto del fenómeno de licuación.

Durante el tiempo en que se produzcan los asentamientos, esta fuerza de arrastre afectará a los pilotes. Este fenómeno tiene un doble inconveniente para el pilote de fricción; por una parte, disminuye la capacidad de carga del pilote, y por otra, aumenta la carga aplicada. El resultado final es una disminución del factor de seguridad estático.

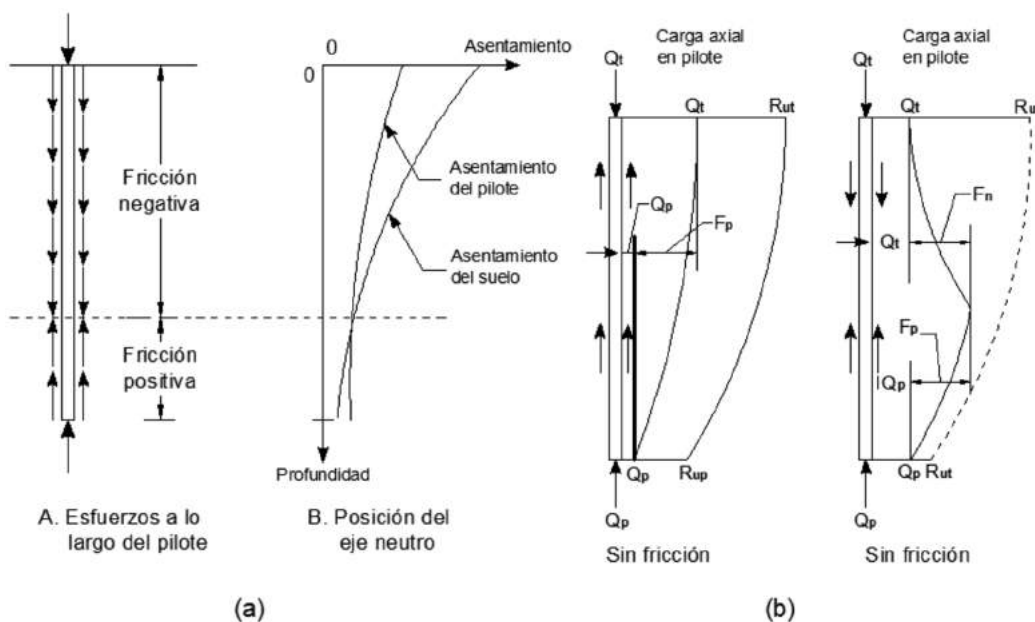


Figura 71: **Fricción negativa en un pilote flotante en arcillas**

Fuente: Briaud (2014)

El diagrama presentado en la Figura 71a representa la condición de equilibrio límite a la que llega un pilote sin carga horizontal en la cabeza. Después de algún tiempo de haber sido instalado, en la parte superior del fuste se desarrollan esfuerzos friccionantes descendentes $-S_f$ que inducen una carga de fricción negativa F_n sobre el pilote, la cual hace que el pilote se desplace hacia abajo generando esfuerzos friccionantes ascendente $+S_f$ que a su vez inducen la fuerza de fricción positiva F_p y se desarrolla también la reacción Q_p que es la capacidad de carga última del suelo subyacente a la punta. Cuando en este mecanismo la capacidad Q_p sumada a la fricción positiva F_p son iguales a la fricción negativa F_n , el pilote se encuentra en equilibrio límite; en esta condición, la fricción positiva transferida por el pilote al suelo en la parte inferior del diagrama, limitada por el plano neutro PN_o , seguirá la curva de transferencia correspondiente a la carga de falla última Q_u .

El plano neutro PN_o marca la profundidad en la cual los esfuerzos friccionantes cambian de signo y la fricción negativa F_n alcanza su máximo valor. Es de importancia práctica, hacer notar que, en esta condición de equilibrio límite del pilote, cualquier asentamiento adicional de la superficie, hará descender al pilote a la misma velocidad que la superficie.

El diagrama de la Figura 71b muestra cómo se modifica el diagrama del lado izquierdo cuando se aplica al pilote la carga Q_t , transmitida por la estructura. En la condición de equilibrio límite del caso anterior, al aplicar la carga P_a , el pilote sufrirá un pequeño asentamiento que producirá un desplazamiento relativo descendente de éste con respecto al suelo, generando así tres cambios importantes:

- Disminuye la fricción negativa F_n .
- Aumenta la fricción positiva F_p .
- Sube el plano neutro a la posición PN_t .

Esto crea una nueva condición de equilibrio límite expresada por la ecuación:

$$Q_t + F_n = Q_{pu} + F_p \quad (4.47)$$

Una vez más, en esta nueva condición de equilibrio límite, el pilote continuará descendiendo a la misma velocidad que la superficie del terreno, tal como se observa en todas aquellas construcciones apoyadas en pilotes de fricción, sin impedimento alguno en la punta.

La Figura 72, muestra un ejemplo de determinación del eje neutro a través del cual, utilizando la ecuación mostrada anteriormente, se puede determinar la fuerza ejercida por la fricción negativa.

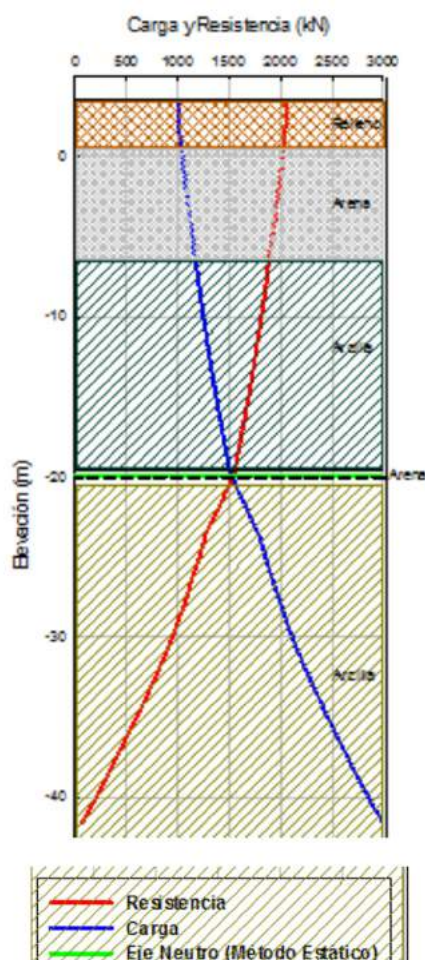


Figura 72: Ejemplo de estimación del eje neutro

4.1.2.3 Pilotes cargados lateralmente

Análisis de interacción inercial suelo pilote, ante cargas laterales

El problema de la interacción dinámica suelo-estructura se compone por la interacción inercial y la interacción cinemática. Los efectos inerciales afectan directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración, modifican el amortiguamiento y, hasta donde se tiene conocimiento, reducen la ductilidad. Estos fenómenos ocurren por el aumento de flexibilidad que sufre la estructura al encontrarse sin empotramiento fijo en su base. La interacción cinemática se refiere al comportamiento de la cimentación, que por su geometría y rigidez, filtra las altas frecuencias de la excitación. La cimentación, al incorporarse al sistema, experimenta efectos de torsión y cabeceo, lo que origina, generalmente, reducción en su movimiento. En este modelo de interacción se considera el comportamiento del pilote-subsuelo. La carga lateral inducida por el suelo al pilote es proporcional al diferencial de desplazamiento entre el suelo y el pilote. Como se ha expuesto, estas demandas son adicionales a las posiblemente generadas por la superestructura. En la Figura 73 se muestra a manera de esquema los mecanismos de interacción sísmica que se desarrollan en el pilote, generando una distribución de momentos flexionantes diferentes para:

- Interacción Inercial (producto de las cargas transmitidas por la estructura, generalmente realizado en los modelos de análisis),
- Interacción Cinemática (producto de la propagación de las ondas sísmicas, movimiento relativo del subsuelo), y
- Movimiento de la masa de suelo o costra superior que sobreyace al suelo licuable, Maugeri & Gazetas (2007).

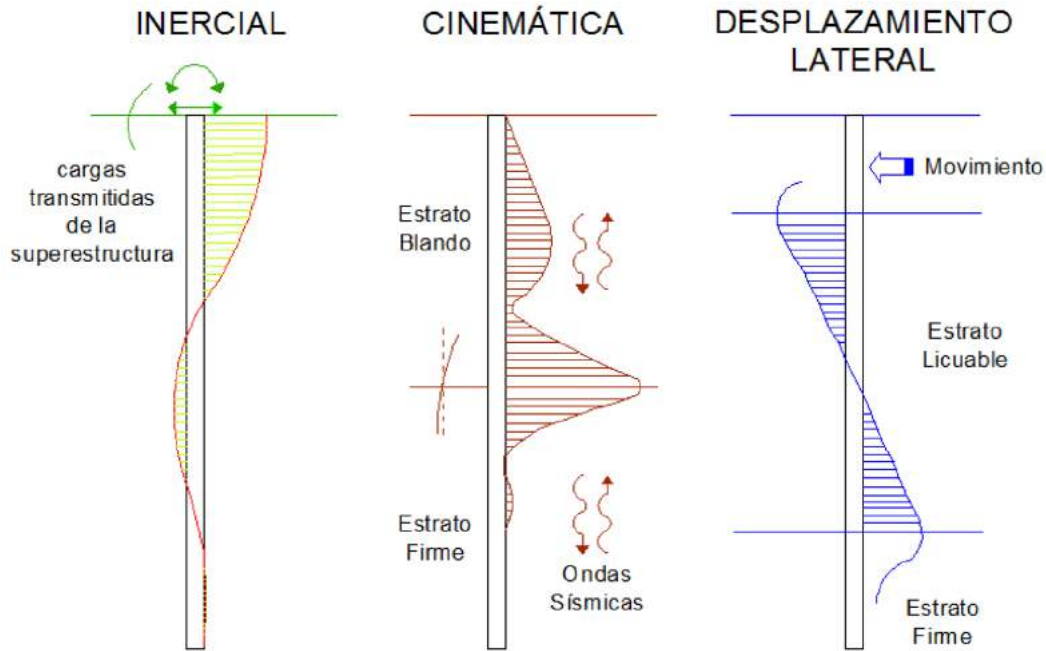


Figura 73: **Esquema referente a la distribución del momento flector en el pilote debido a la interacción sísmica suelo-pilote**

Descripción General del Método de Análisis

La relación entre la presión y la deflexión en cualquier punto a lo largo de un pilote no es lineal. Para tener en cuenta esta condición existen varios procedimientos, sin embargo el enfoque más usado en la actualidad es el de las curvas $p - y$ (p = presión, y = deflexión) desarrollado por Reese. La ecuación diferencial que se plantea para el desarrollo de esta metodología es la siguiente:

$$\frac{d^2M}{dz} + (P_z) \frac{d^2p}{dz^2} - p = 0 \quad (4.48)$$

Dónde:

p = deflexión

M = momento a la profundidad z en el pilote

z = profundidad

Pz = carga axial en el pilote a la profundidad z

p = reacción en el suelo por unidad de longitud (p actúa como una carga lineal equivalente)

Esta ecuación incorpora los efectos de la carga axial y la variación de la rigidez del pilote con la pro-

fundidad. La solución se obtiene aplicando diferencias finitas. El objeto de la metodología es definir una serie de curvas $p - y$, en diferentes puntos a lo largo del pilote, tales que cumplan la compatibilidad entre la carga y la deflexión correspondiente a cada punto. Para definir estas curvas se tiene como premisa que el comportamiento del suelo a una profundidad determinada es independiente de los puntos vecinos. Si bien es cierto esto no es estrictamente seguro, Reese comprobó a través de pruebas de carga que los resultados obtenidos son bastante cercanos a los reales.

Modelo No lineal para el subsuelo

El modelo presentado en la Figura 74, representa el modelo que se utiliza para el análisis. La carga en el pilote es general para el caso en dos dimensiones (sin torsión o flexión fuera del plano). Las curvas representan que el pilote está dividido en diferentes secciones; por ejemplo, un pilote de acero puede ser usado con cambios en su espesor. El método de ecuaciones diferenciales permite que se tomen en cuenta los diferentes valores de flexión. Además, es posible que se varíe la rigidez a la flexión con respecto al momento flector que es calculado durante la interacción.

El suelo alrededor del pilote es reemplazado por una serie de mecanismos que indican que la resistencia del suelo p es una función no lineal de la deflexión del pilote y . Los mecanismos y sus correspondientes curvas que representan sus comportamientos, son ampliamente espaciados en la figura pero son considerados estar muy cercanos en el análisis. Como se puede apreciar, las curvas $p - y$ son completamente no lineales con respecto a la distancia x a lo largo del pilote y a la deflexión del pilote y . No existe límite razonable para limitar las variaciones que pueden ser empleadas en representar la respuesta del suelo ante una deflexión lateral del pilote.

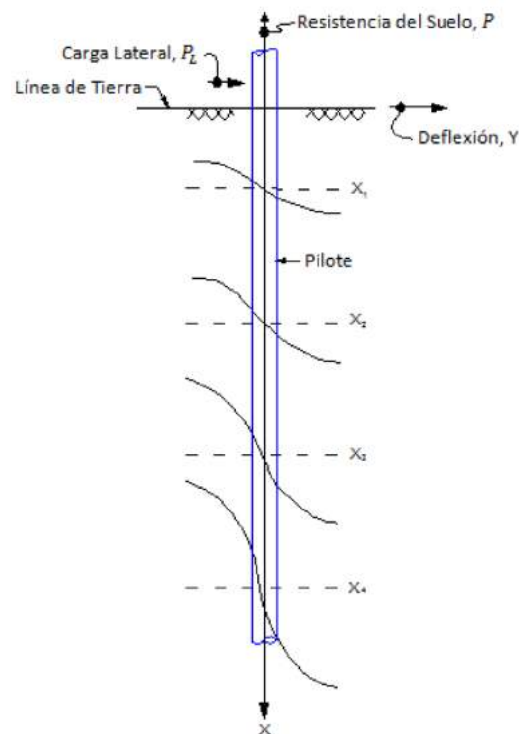


Figura 74: **Esquematación del Modelo Matemático de Curvas $p-y$, progresivamente más rígidas con la profundidad**

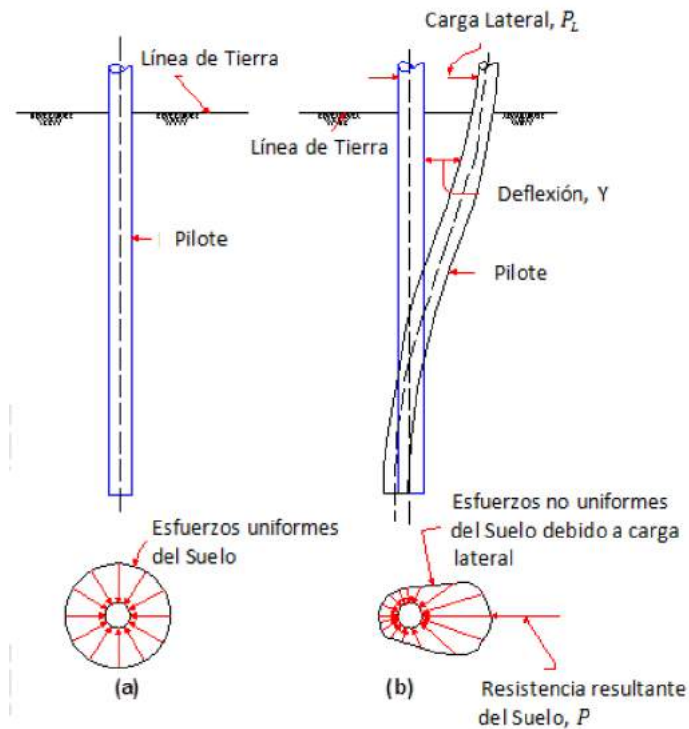


Figura 75: **Definición del concepto de curvas p-y: a) Pilote sin carga lateral, b) Pilote con carga lateral movilizand la resistencia del suelo**

Fuente: *Thompson (1977)*

Definición de “p”, “y”

La definición de las características de $p - y$ como se aplican en estos análisis son necesarias. La Figura 75a muestra una distribución uniforme de esfuerzos unitarios, normal al pilote cilíndrico. La distribución es correcta para el caso de un pilote que ha sido instalado sin flexión. Si el pilote es forzado a deformarse una distancia y (exagerado en la figura para claridad), la distribución de esfuerzos unitarios será similar a la que se muestra en la Figura 75b. Los esfuerzos habrán decrecido en la parte trasera del pilote y se habrán incrementado en la parte frontal del pilote. Algunos de los esfuerzos unitarios tienen componentes normal y de corte.

La integración de estos esfuerzos unitarios resultan en la cantidad p que actúa en dirección opuesta a y . Las dimensiones de p son cargas por unidad de longitud del pilote. Estas definiciones de $p - y$ son convenientes en la solución de la ecuación diferencial y son consistentes con las usadas en la solución de una viga ordinaria.

Ejemplo de obtención de curvas

Como se discutió anteriormente, el modelo $p-y$ para el suelo se refiere a su simulación como un número finito de resortes horizontales no lineales “ $p - y$ ” a lo largo de la longitud del pilote. En cada resorte, la “ p ” representa la resistencia lateral del suelo (por unidad de longitud) y “ y ” representa la deformación lateral del suelo. La Figura 76. muestra las series de curvas $p-y$ con respecto a la profundidad, debajo de la cabeza, del modelo de carga lateral para un pilote modelado. Las curvas fueron obtenidas en función de los modelos descritos anteriormente a distintas profundidades como muestra la gráfica..

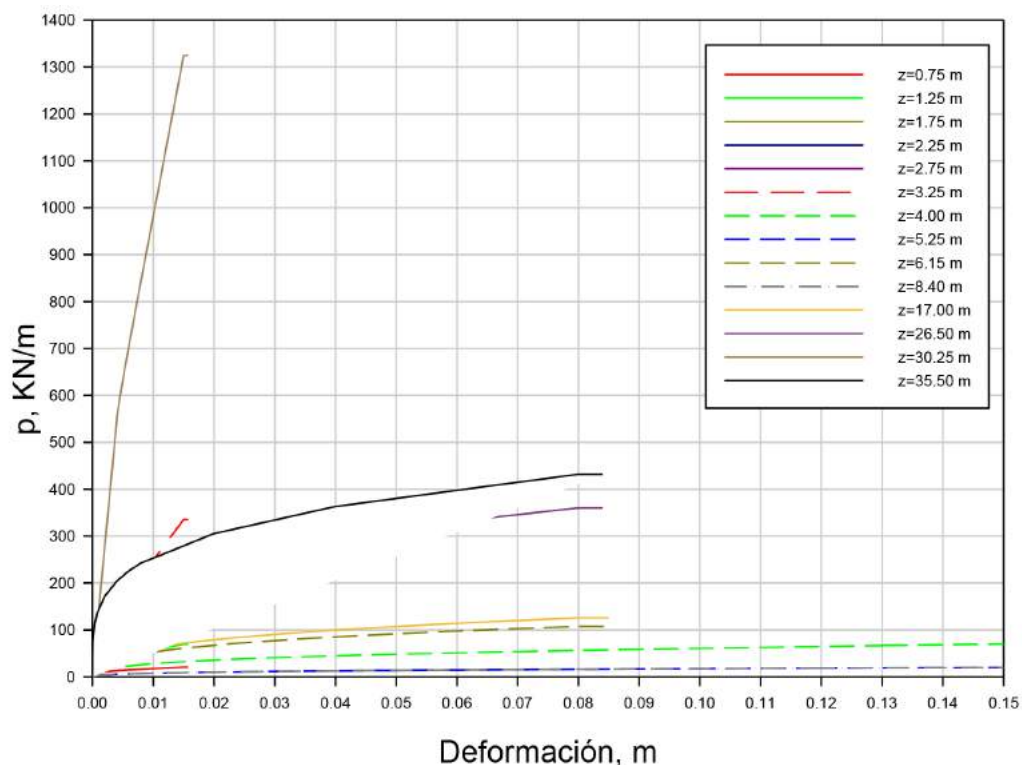


Figura 76: Curva p-y para pilote modelado

Curvas p - y en arcillas

Para representar el comportamiento de las arcillas, se han propuesto varios modelos como el de Matlock (1970) para arcillas blandas o Reese et al. (1975) en el caso de arcillas rígidas. La relación p - y de Matlock (1970) viene dado por la siguiente expresión:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (4.49)$$

Dónde:

p_{ult} = resistencia última del suelo

y_{50} = deflexión al 50% de la resistencia p_{ult} y depende de la característica ϵ_{50} bajo la relación $y_{50} = 2.50 \epsilon_{50}$

La resistencia última se calcula de la siguiente manera:

$$p_{ult} = 0.5 \left(3 + \frac{\gamma'}{s_u} z + \frac{J}{b} z \right) s_u b \quad (4.50)$$

$$p_{ult} = 9s_u b \quad (4.51)$$

Dónde:

γ' = peso unitario efectivo promedio desde la superficie de la tierra a la curva $p - y$

z = profundidad medida desde la superficie de la tierra a la curva $p - y$

s_u = esfuerzo en corte en profundidad z

b = ancho del pilote

Matlock (1970) declaró que el valor de J fue determinado experimentalmente para ser 0.5 para arcilla blanda y 0.25 para arcilla media. Frecuentemente se usa un valor de 0.5 para J .

El valor de p se mantiene constante más allá de $y = 8y_{50}$

Parámetros Utilizados para el cálculo de curvas $p - y$ en arcilla

El cálculo de la rigidez y la resistencia no drenada son parámetros de gran importancia en la modelación de pilotes cargados lateralmente. El valor de ϵ_{50} se define como la deformación unitaria correspondiente a la mitad de la resistencia a la compresión de la arcilla. La prueba de compresión, preferiblemente debe tratarse un ensayo triaxial. En la Figura 77 ilustra la obtención de ϵ_{50} en curvas típicas de una prueba triaxial UU, para una arcilla sobre-consolidada (OC) y una arcilla normalmente consolidada (NC).

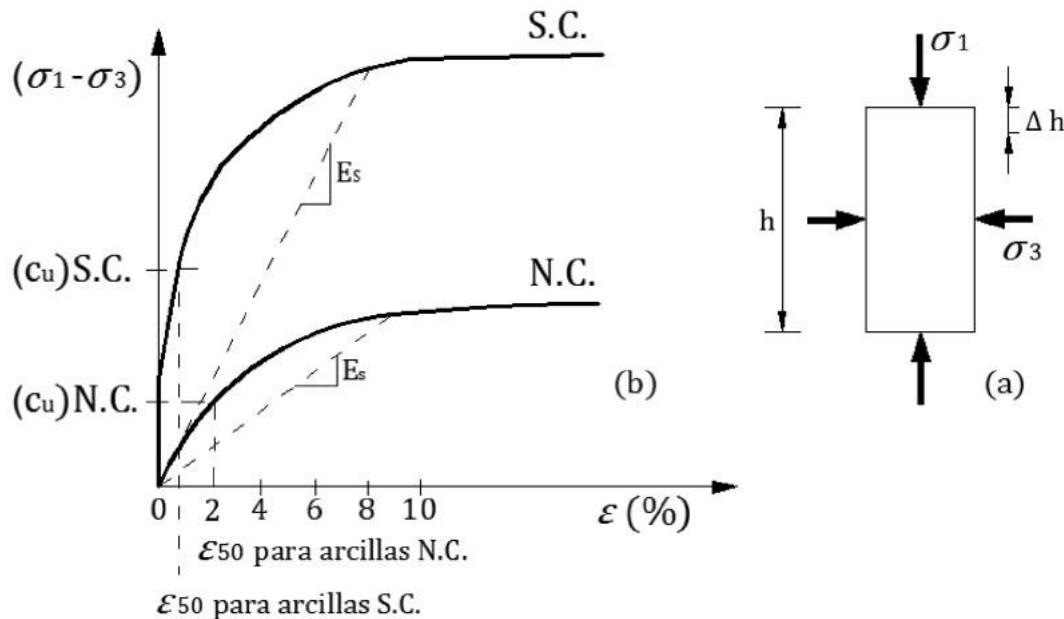


Figura 77: Cálculo del ϵ_{50} en ensayo triaxial

Tabla 18: Valores representativos de para arcillas sobre-consolidadas

Resistencia al corte no drenada promedio kPa			
ϵ_{50}	50-100	100-200	300-400
		0.007	0.005

Fuente: Reese & Van Ampe (2001)

Curvas p - y en arenas

En el cálculo de las curvas p-y para las arenas, se observa la influencia del esfuerzo efectivo en la respuesta del suelo, ya que el valor de p_{ult} se incrementa con la profundidad, por tanto, el peso unitario del suelo γ es importante. Distintos modelos se han propuesto Reese et al. (1974), O’Neil (1984). Discutir las limitaciones de cada método va más allá del alcance de este documento y será responsabilidad del lector. Como ejemplo, se dará la relación p - y de O’Neil (1984) la cual se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$p = \eta A p_{ult} \tan h \left[\left(\frac{z k_{py}}{A \eta p_{ult}} \right) y \right] \tag{4.52}$$

η = factor de forma del pilote

A = coeficiente de valor 0.9 para carga cíclica y $3 - 0.8 z/b \geq 0.9$ para carga estática.

k_{py} = se obtiene de Tabla 19 y Tabla 20

Los parámetros de la arena que definen el comportamiento también son γ, ϕ y k_{py} , el peso unitario, ángulo de fricción y la rigidez inicial de la arena

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_s \tag{4.53}$$

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_o \tan \phi \sen \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_o z \tan \beta (\tan \phi \sen \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \tag{4.54}$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma (\tan^8 \beta - 1) + K_o b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \tag{4.55}$$

Dónde:

$$\alpha = \frac{\phi}{2}; \quad \beta = 45 + \frac{\phi}{2}; \quad K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}); \quad K_o = 0.4$$

Tabla 19: Valores representativos de k_{py} para arena sumergida

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
k_{py} Recomendado			
(MN/m ³)	5.4	16.3	34

Fuente: Reese & Van Ampe (2001)

Tabla 20: Valores representativos de k_{py} para arena sobre nivel freático (Carga cíclica y estática)

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
k_{py} Recomendado (MN/m ³)	6.8	24.4	61

Fuente: Reese & Van Ampe (2001)

Parámetros utilizados para las curvas $p - y$ en arena.

Las propiedades a utilizarse (ángulo de fricción, peso específico, etc) deberán ser calculadas in-situ o mediante ensayos de laboratorio correspondientes a la presión de confinamiento a la profundidad que se analiza la muestra de arena.

4.2 Grupo de Pilotes

4.2.1 Eficiencia del Grupo

En la mayoría de los casos los pilotes se usan en grupos, para transmitir la carga estructural al suelo como muestra la Figura 78a. Los pilotes tienen un área de influencia, como muestra la Figura 78b. En ciertos casos, si la distancia de los pilotes es pequeña, esta zona de influencia puede traslaparse. En base a esto, dependiendo de la distancia de espaciamiento entre pilotes, se debe determinar la eficiencia del grupo. A continuación se presentarán ciertos métodos que tienen el fin de servir de guía para el cálculo de las eficiencias de grupo, las limitaciones de los métodos van más allá del alcance de este documento y serán responsabilidad del lector.

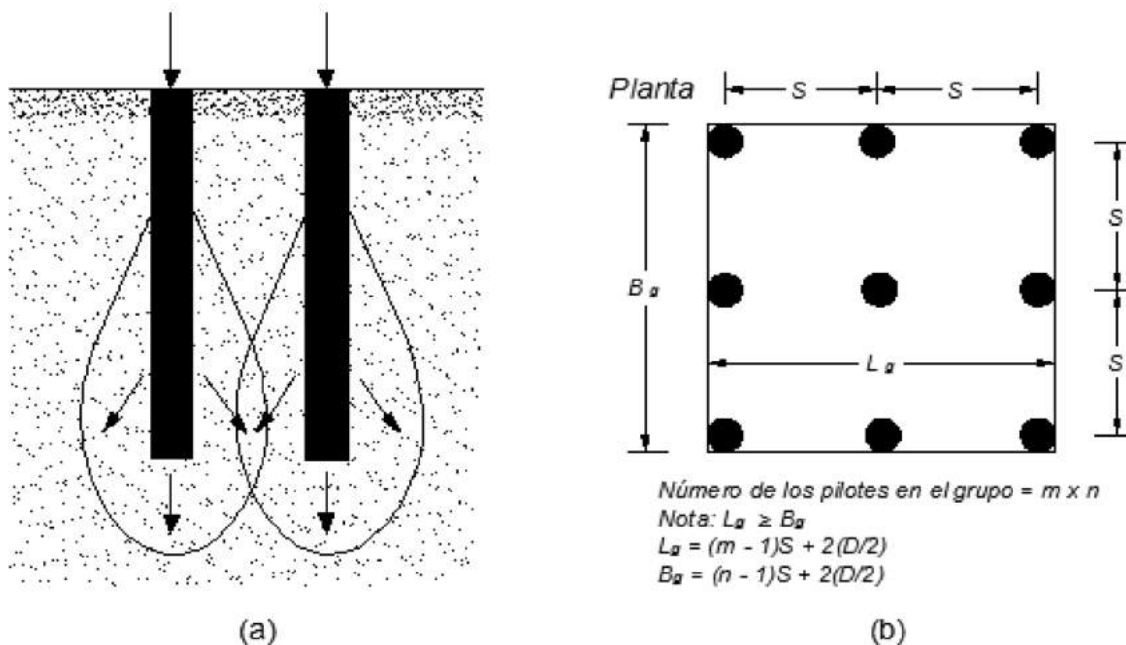


Figura 78: Grupo de pilotes

Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (4.56)$$

Dónde:

η = eficiencia del grupo

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

Q_u = capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

Dependiendo de sus espaciamientos dentro del grupo, los pilotes actúan de dos maneras: (1) como un bloque con dimensiones $L_g \times B_g \times L$ o (2) como pilotes individuales. Si los pilotes actúan como un bloque, la capacidad por fuste es $f_{prom} p_g L \approx Q_{g(u)}$. [Nota: p_g = perímetro de la sección transversal del bloque = $2(m + n - 2)S + 4D$ y f_{prom} = resistencia por fricción unitaria promedio.] Similarmente, para cada pilote actuando individualmente, $Q_u \approx pL f_{prom}$. Se tiene entonces

$$\eta = \frac{2(m + n - 2)S + 4D}{pmn} \quad (4.57)$$

Por consiguiente

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(m + n - 2)S + 4D}{pmn} \right] \sum Q_u \quad (4.58)$$

Dónde:

p = perímetro de la sección transversal de cada pilote

m = número de columnas de los pilotes

n = número de filas de los pilotes

S = separación entre pilotes, de centro a centro

D = diámetro del pilote

De la ecuación (4.58), si el espaciamiento, S , centro a centro es suficientemente grande, $\eta > 1$. En este caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$,

$$Q_{g(u)} = n \sum Q_u \quad (4.59)$$

Y si $\eta \geq 1$,

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u \quad (4.60)$$

4.2.1.1 Ecuaciones para la eficiencia de grupos de pilotes de fricción

O'Neill (1983) presentó recomendaciones para la eficiencia de los pilotes (η). En las Figura 79 y Figura 80 se puede observar mediciones de eficiencia, medidas en campo para suelos no cohesivos y

cohesivos, presentado por O'Neill (1983).

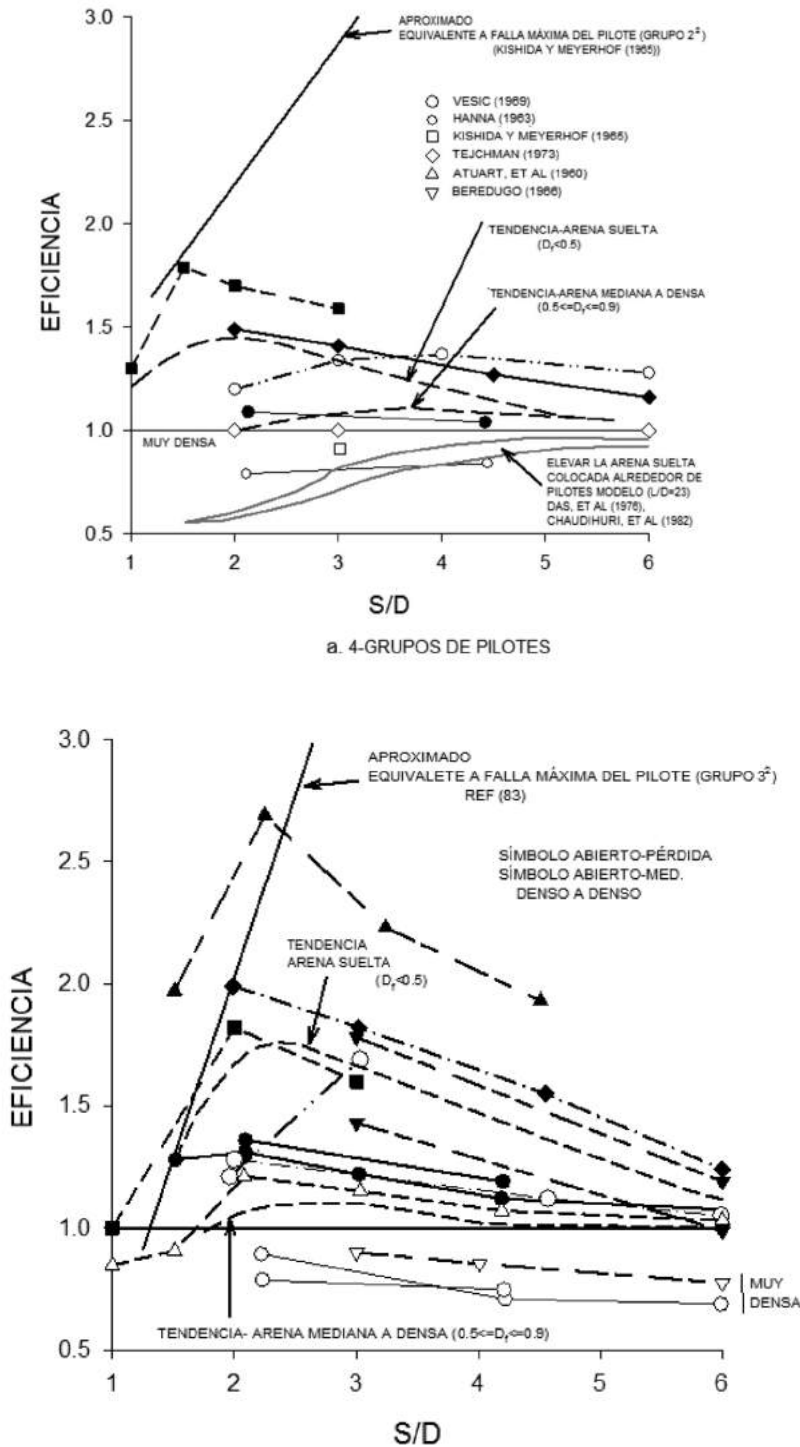


Figura 79: Factores de eficiencia de grupo en suelos no cohesivos (O'Neill, 1983)

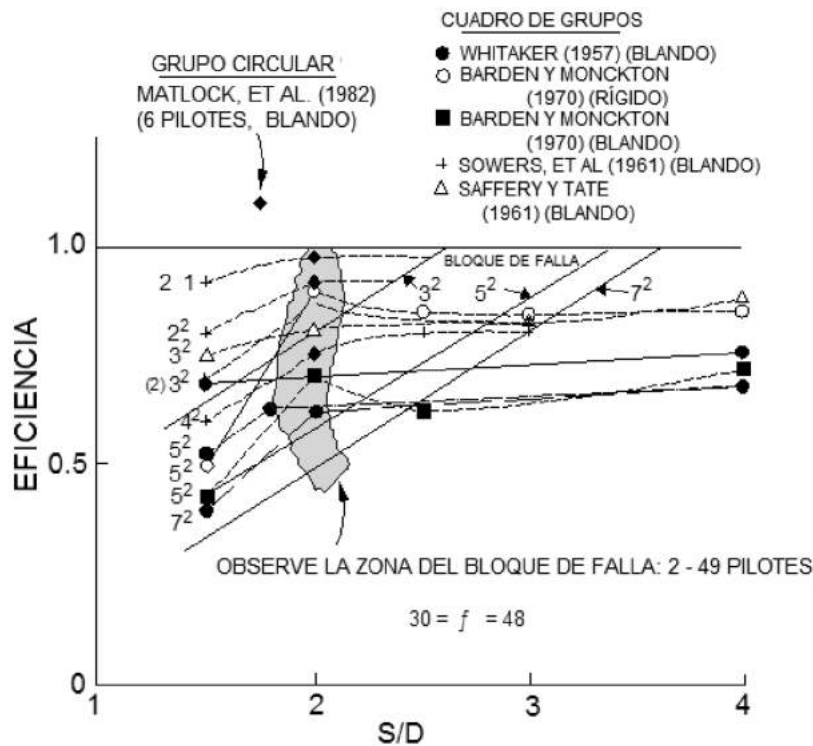


Figura 80: Factores de eficiencia de grupo en suelos cohesivos (O'Neill, 1983)

Una vez establecida la cantidad preliminar de pilotes se realiza un proceso iterativo en donde se afecta a la capacidad admisible de los pilotes por un factor de eficiencia de grupo, verificando la relación S/D . Este proceso se repite hasta que no exista variación en el factor de eficiencia de grupo.

4.2.2 Falla de Bloque en Grupo de Pilotes en suelos arcillosos

La Figura 81 muestra un grupo de pilotes en arcilla saturada. La falla de bloque ocurre cuando la resistencia del grupo es menor a la suma de la resistencia de los pilotes individuales. La capacidad última de carga de un grupo de pilotes se estima de la siguiente manera:

$$\sum Q_u = mn(Q_t + Q_s) \quad (4.61)$$

$$Q_t = A_t [9S_{u(t)}]$$

Dónde:

$S_{u(t)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote

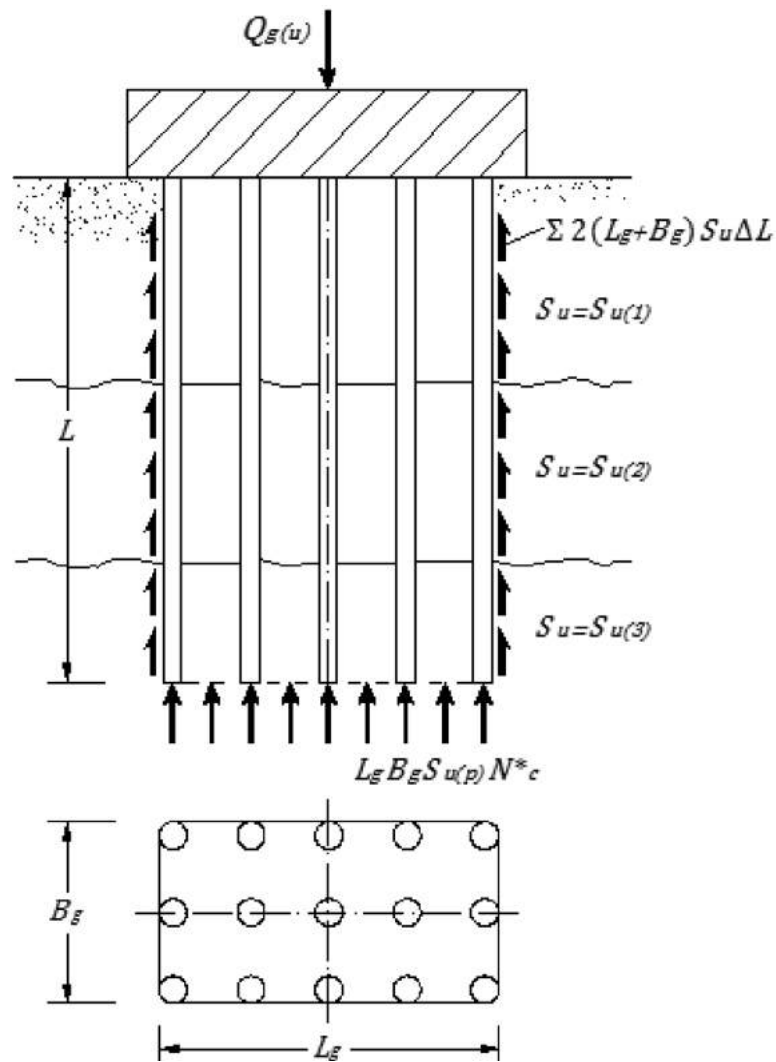


Figura 81: **Capacidad última de grupos de pilotes en arcillas**

Fuente: Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

Se puede determinar la capacidad última suponiendo que los pilotes del grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. La resistencia por fuste del bloque sería:

$$\Sigma S_u A_{si} = \Sigma 2(L_g + B_g) S_u \Delta L$$

Y la capacidad de carga de punta:

$$A_t q_t = A_t S_{u(t)} N^*_c = (L_g B_g) S_{u(t)}$$

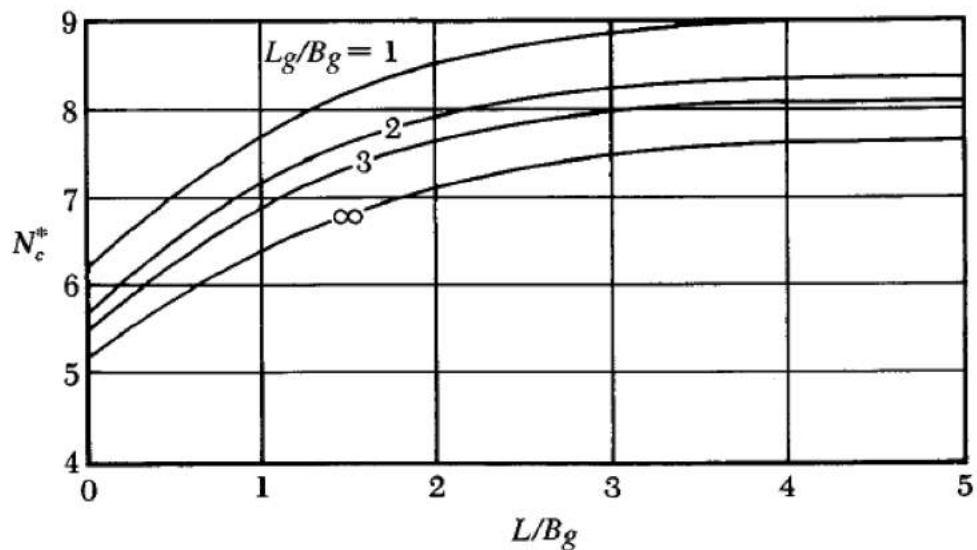


Figura 82: Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g

Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones.

El valor de del factor, N_c^* , de capacidad de carga se lo puede obtener de la Figura 82 (Das, 1999). La carga última es entonces se escribiría de la siguiente manera:

$$\sum Q_u = L_g B_g S_{u(t)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) S_u \Delta L \quad (4.62)$$

Donde

ΔL = longitud incremental del pilote

N_c^* = factor por capacidad de carga

L_g y B_g = de Figura 82

Compare los valores obtenidos con las ecuaciones (4.61) y (4.62). El menor de los dos valores debería usarse para el diseño.

4.2.2.1 Ejemplo de cálculo de capacidad de carga última de grupo de pilotes

EJEMPLO 4.5

En la Figura 83 se muestra la sección de un grupo de 3 4 pilotes en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes tienen sección transversal cuadrada (35 cms 35 cms). El espaciamiento S centro a centro entre pilotes es de 150 cms. Determine la capacidad de carga última del grupo de pilotes.

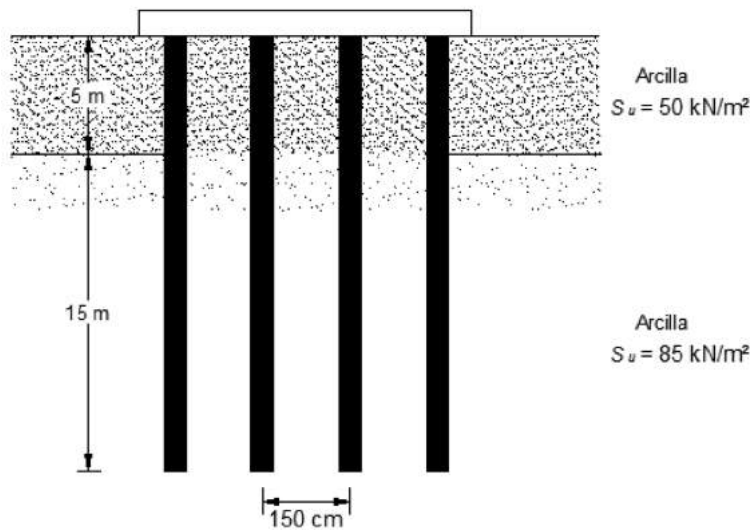


Figura 83: **Ejemplo 4.5: cálculo de capacidad de carga última de grupo de pilotes**

Solución:

De la ecuación (3.61), se utiliza el criterio α del USACE y se obtiene:

$$\sum Q_u = mn(9A_t S_{u(t)} + \sum \alpha S_u A_{si}) \quad (4.63)$$

$$\sum Q_u = mn[9A_t S_{u(t)} + \alpha_1 S_{u(1)} A_{s(1)} + \alpha_2 S_{u(2)} A_{s(2)}]$$

De la Figura 83, $S_{u(1)} = 50 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_1 = 0.86$ y $S_{u(2)} = 85 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0.5$

$$\sum Q_u = (3)(4)[9(0.35)^2(85) + (0.86)(50)[(4 \times 0.35)(5)] + (0.5)(85)[(4 \times 0.35)(15)]]$$

$$\sum Q_u = 14657.13 \text{ kN}$$

De la relación S/D se puede observar que es mayor a 4, y se tendría una eficiencia para pilotes en suelo cohesivo igual a 1.

Para pilotes actuando en grupo

Para pilotes actuando en grupo

$$L_g = (3)(1.50) + 0.35 = 4.85 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(1.50) + 0.35 = 3.35 \text{ m}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{4.85}{3.35} = 1.45$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{20}{3.35} = 5.97$$

De la Figura 82, $N_c^* = 8.40$. De la ecuación (4.62),

$$\sum Q_u = L_g B_g S_{u(t)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) S_u \Delta L$$

$$\sum Q_u = (4.85)(3.35)(85)(8.40) + 2(4.85 + 3.35)[(50)(5) + (85)(15)]$$

$$\sum Q_u = 36610.72 \text{ kN}$$

Por consiguiente,

$$\sum Q_u = 14657.13 \text{ kN}$$

4.2.3 Asentamiento en grupo de pilotes

4.2.3.1 Asentamiento elástico (inmediato) de un grupo de pilotes

Métodos para estimación de $\delta_{g(e)}$

Meyerhof, 1976

En general, el asentamiento de un grupo de pilotes, bajo carga de trabajo similar por pilote, crece con el ancho del grupo (B_g) y el espaciamento centro a centro (S) de los pilotes. Así lo muestra la Figura 84, obtenida de los resultados experimentales de Meyerhof (1961) para grupos de pilotes en arena. En esta figura, $\delta_{g(e)}$ es el asentamiento del grupo de pilotes y δ es el asentamiento de pilotes aislados bajo carga de trabajo similar.

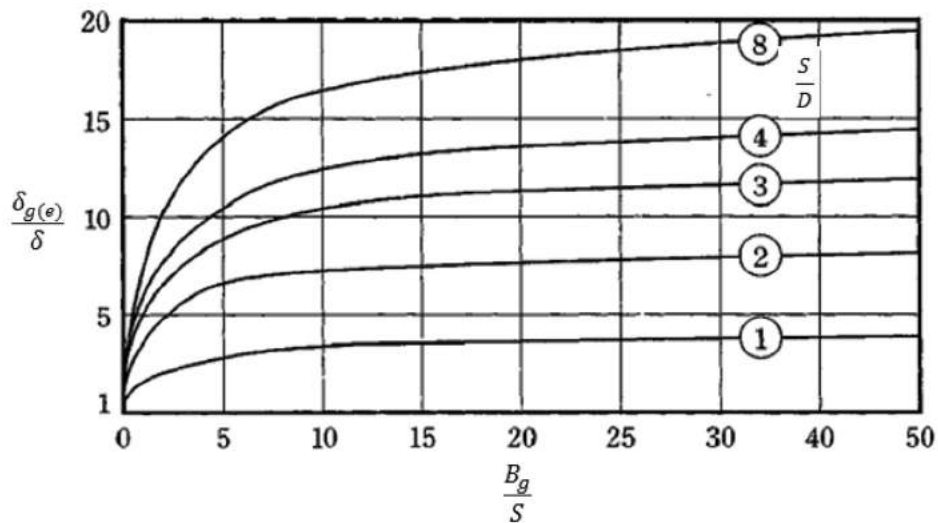


Figura 84: **Asentamiento de grupo de pilotes en arena (Meyerhof, 1961)**

Fuente: Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

Para grupos de pilotes en arena y grava, Meyerhof (1976) sugirió la siguiente relación empírica para el asentamiento elástico:

$$\delta_{g(e)}(\text{pulg}) = \frac{2q\sqrt{B_g l}}{N_{cor}} \quad (4.64)$$

Dónde:

Dónde:

$$q = Q_g / (L_g B_g) \text{ (en U.S. ton/pie}^2\text{)}$$

L_g y B_g = longitud y ancho de la sección del grupo de pilotes, respectivamente (pies)

N_{cor} = número de penetración estándar corregido promedio dentro del sitio del asentamiento ($\approx B_g$ debajo de la punta de los pilotes)

$$I = \text{factor de influencia} = 1 - L / 8B_g \geq 0.5$$

L = longitud de empotramiento de los pilotes

Igualmente, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración por la expresión:

$$\delta_{g(e)} = \frac{q B_g I}{2 q_c} \quad (4.65)$$

Dónde:

q_c = resistencia promedio por penetración de cono dentro del sitio de asentamiento

En la ecuación (4.65), todos los símbolos están en unidades consistentes.

Vesic, 1969

$$\delta_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \delta \quad (4.66)$$

Dónde:

$\delta_{g(e)}$ = asentamiento elástico de grupo de pilotes

B_g = ancho de la sección del grupo de pilotes

D = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo

δ = asentamiento elástico de cada pilote

4.2.3.2 Asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes

Método para estimación de

El asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes en arcilla se estima, aproximadamente, usando el método 2:1 de la distribución de esfuerzos. El procedimiento de cálculo será descrito a continuación en base a las recomendaciones de (Das, 1999) (refiérase a la Figura 85).

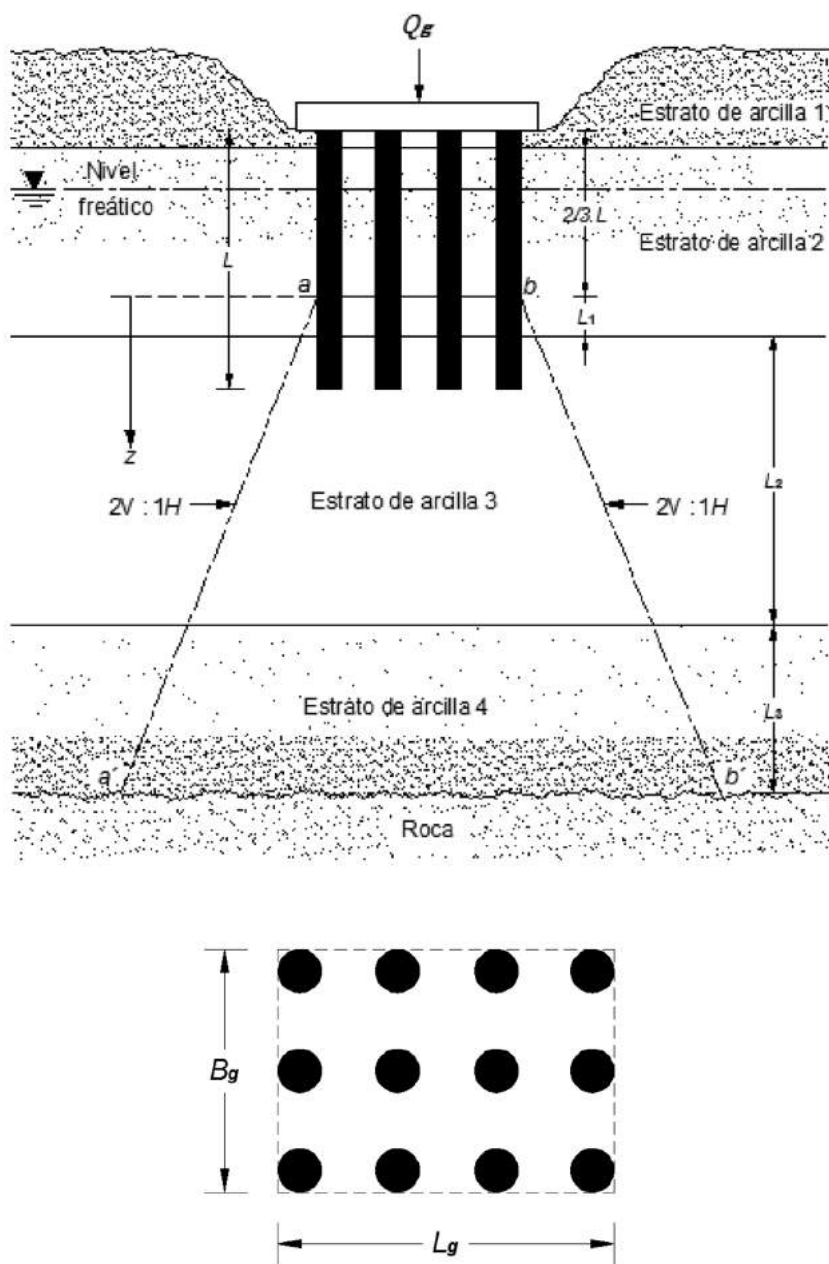


Figura 85: **Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes**

Fuente: Braja M. Das, *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*.

Sea L la profundidad de empotramiento de los pilotes. El grupo está sometido a una carga total Q_g . Suponga que la carga Q_g es transmitida al suelo comenzando a una profundidad de $2L/3$, desde la parte superior del pilote, como muestra la Figura 85. La carga Q_g se reparte según líneas con pendiente de 2 vertical : 1 horizontal a partir de esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas 2 : 1. El incremento de esfuerzo en un punto z_i se puede calcular de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \tag{4.67}$$

Dónde:

$\Delta\sigma_i$ = incremento del esfuerzo a la mitad de la capa i

L_g y B_g = longitud y ancho de la planta del grupo de pilotes, respectivamente

z_i = distancia de $z = 0$ a la mitad de la capa i de arcilla

El cálculo de asentamiento se realiza utilizando la teoría propuesta por Terzaghi, descrita para cimentaciones superficiales anteriormente.

4.2.3.2.1 Ejemplo de cálculo de asentamientos en pilotes

EJEMPLO 4.6

Un grupo de pilotes en arcilla se muestra en la Figura 86. Determine el asentamiento por consolidación del grupo de pilotes. Todas las arcillas están normalmente consolidadas.

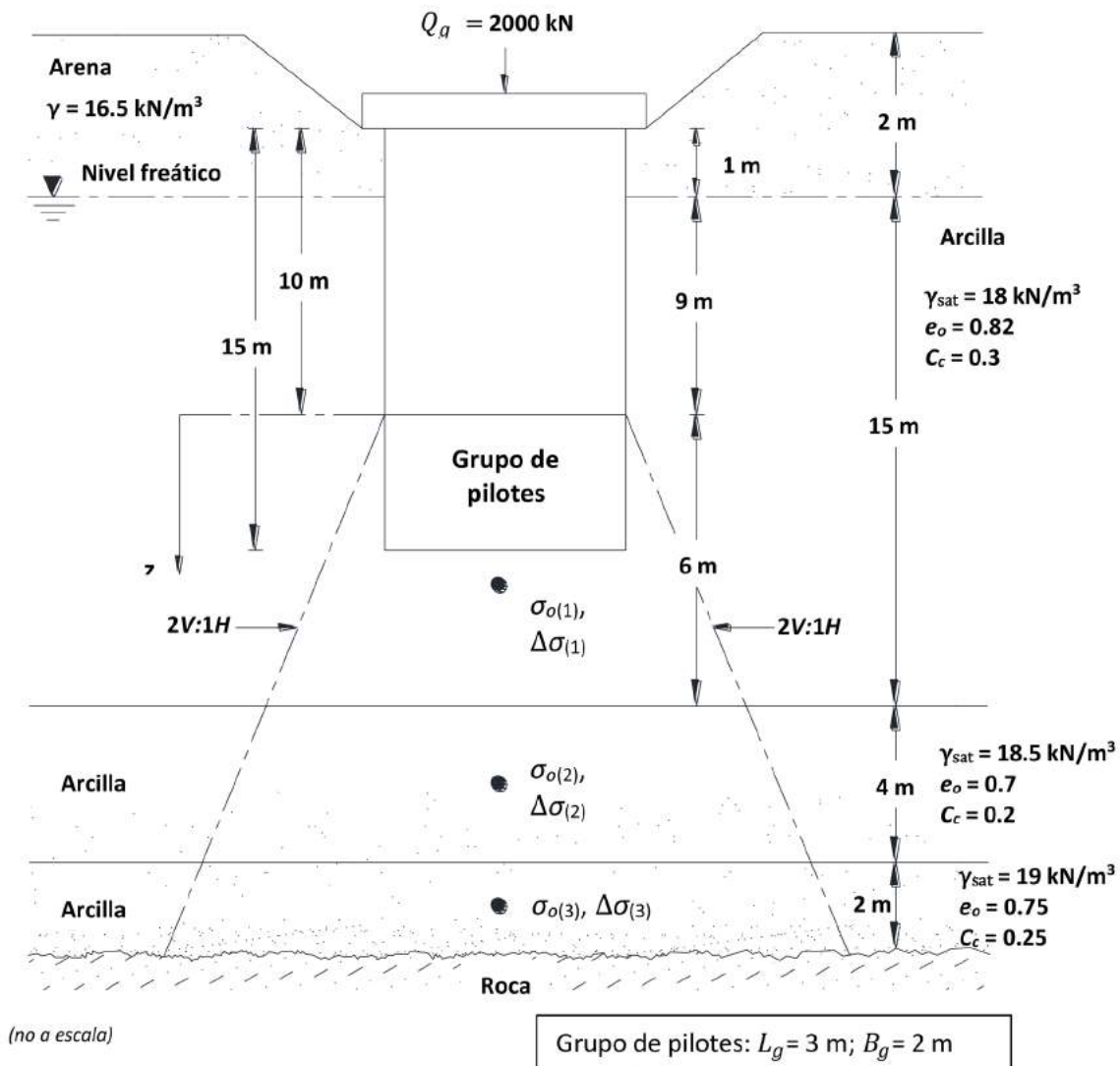


Figura 86: Ejemplo 4.6: cálculo de asentamientos en pilotes

Solución:

El patrón de distribución de esfuerzos se muestra en la Figura 86. Por consiguiente,

$$\Delta\sigma_{(1)} = \frac{Q_g}{(B_g + z_1)(L_g + z_1)} = \frac{2000}{\left(2 + \frac{6}{2}\right)\left(3 + \frac{6}{2}\right)} = 67 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(2)} = \frac{2000}{\left[2 + \left(6 + \frac{4}{2}\right)\right]\left[3 + \left(6 + \frac{4}{2}\right)\right]} = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{(3)} = \frac{2000}{\left[2 + \left(10 + \frac{2}{2}\right)\right]\left[3 + \left(10 + \frac{2}{2}\right)\right]} = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\delta_1 = \frac{C_{c(1)}H_1}{1 + e_{0(1)}} \log \left[\frac{\sigma_{o(1)} + \Delta\sigma_{(1)}}{\sigma_{o(1)}} \right]$$

$$\sigma_{o(1)} = (2)(16.5) + \left(9 + \frac{6}{2}\right)(18 - 10) = 129 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\delta_1 = \frac{(0.3)(6)}{1 + 0.82} \log \left[\frac{129 + 67}{129} \right] = 0.18 \text{ m} = \mathbf{18 \text{ cms.}}$$

$$\Delta\delta_2 = \frac{C_{c(2)}H_2}{1 + e_{0(2)}} \log \left[\frac{\sigma_{o(2)} + \Delta\sigma_{(2)}}{\sigma_{o(2)}} \right]$$

$$\sigma_{o(2)} = (2)(16.5) + (9 + 6)(18 - 10) + \left(\frac{4}{2}\right)(18.5 - 10) = 170 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\delta_2 = \frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7} \log \left[\frac{170 + 18}{170} \right] = 0.021 \text{ m} = \mathbf{2.1 \text{ cms.}}$$

$$\Delta\delta_3 = \frac{C_{c(3)}H_3}{1 + e_{0(3)}} \log \left[\frac{\sigma_{o(3)} + \Delta\sigma_{(3)}}{\sigma_{o(3)}} \right]$$

$$\sigma_{o(3)} = (2)(16.5) + (15)(18 - 10) + (4)(18.5 - 10) + \left(\frac{2}{2}\right)(19 - 10) = 196 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\delta_3 = \frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75} \log \left[\frac{196 + 11}{196} \right] = 0.007 \text{ m} = \mathbf{0.7 \text{ cms.}}$$

Asentamiento total $\Delta\delta_g = 18 + 2.1 + 0.7 = \mathbf{20.8 \text{ cms}}$

5. Cimentaciones en roca

5.1 Estado límite de falla: Capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte

La capacidad de carga última de cimentaciones superficiales sobre roca deberá ser determinada de acuerdo al modo potencial de falla, el cual depende de las características geológicas de la masa rocosa. Para el cálculo existen distintas metodologías como Goodman (1980), Rosenberg y Jouneaux (1976), Williams y Pells(1981), Horvath et al.(1983), Rowe y Armitage(1984) y Kulhawy y Phoon (1993). La revisión de las distintas limitaciones será responsabilidad del lector.

Cuando la calidad de la roca sea pobre, o sea impráctica la recomendación de una cimentación superficial, se podría indicar la utilización de pilas fundidas “*in situ*”, donde la capacidad de carga ultima de una pila es igual para cimentaciones profundas (sección 4.1):

$$Q_{ult} = Q_t + Q_s \quad (5.1)$$

Dónde:

Q_t = capacidad o resistencia última por punta

Q_s = capacidad o resistencia última por fuste

5.1.1 Capacidad de carga por punta de pilotes sobre roca

En algunas ocasiones los pilotes se hincan hasta un estrato subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia unitaria ultima de punta en roca propuesta por Rowe & Armitage (1987) en base a ensayos de campo es aproximadamente:

$$q_t = q_u(2.5) \quad (5.2)$$

Dónde:

q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca

5.1.2 Capacidad de carga por fuste en pilotes

Para el cálculo de fuste para pilotes barrenados en roca, se describirá la teoría propuesta por Kulhawy & Phoon (1993):

$$Q_s = \Sigma \alpha c_u A_s \quad (5.3)$$

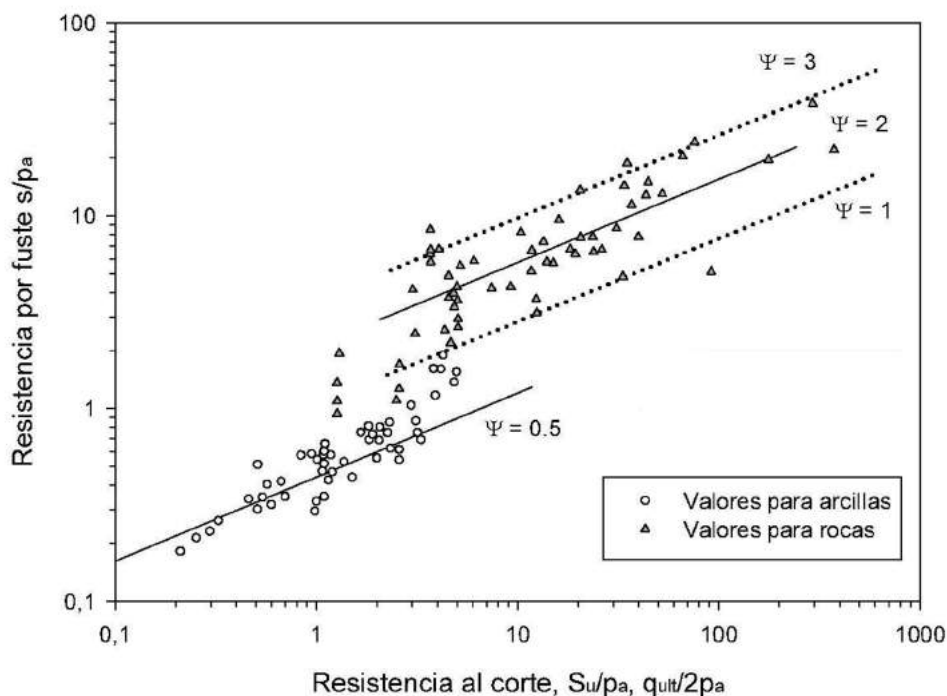
Dónde:

c_u = resistencia al corte de la roca

$$\alpha = \psi \left[\frac{c_u}{P_u} \right]^{-0.5} \quad (5.4)$$

Dónde:

ψ = se determina mediante Figura 87



Fuente: Kullhawy & Phoon, 1993

Roca,	Límite inferior	1
	Media	2
	Límite superior	3

Figura 87: **Relación entre factor de reducción α y esfuerzo cortante normalizado en roca**

Rowe and Armitage (1987) sugieren la siguiente relación para el cálculo de fuste:

$$\frac{f_{su}}{P_a} = 1.42 \sqrt{\frac{q_{uc}}{P_a}} \tag{5.5}$$

Dónde:

q_u = resistencia a la compresión simple de la roca

La resistencia q_u y c_u de la roca se obtiene de ensayos de laboratorio. La resistencia a compresión no confinada de las rocas obtenidas durante investigaciones de campo. Sin embargo, debe procederse con extremo cuidado al obtener el valor apropiado de q_u porque las muestras de laboratorio son usualmente pequeñas en diámetro. Conforme el diámetro de la muestra crece, la resistencia a compresión no confinada decrece.

5.1.3 Capacidad de carga admisible para Rocas

La capacidad de carga admisible será igual a:

$$q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (5.6)$$

Dónde:

= capacidad de carga última

FS = factor de seguridad

Referencias

1. American Petroleum Institute (1993). "API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms," *Report RP-2A*.
2. Bishop A. (1955) The use of Slope Circle in the Stability Analysis of Slopes. First Technical Session: General theory of Stability of Slopes.
3. Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 134 pp.
4. Boore, D.M. and Joyner, W.B. (1991). Estimation of ground motion at deep-soil sites in eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(6), 2167–2185.
5. Bray, J. D. and Sancio, R. B. (2006) "Assessment of the liquefaction susceptibility of finegrained soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 9, pp. 1165-1177.
6. Bray, J.D., Travasarou, T., 2007. Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, 381-392.
7. Bray, J. and Travasarou, T. (2009). "Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0000012, 1336-1340.
8. Cetin, K. O., Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. M., and Seed, R. B. (2009). "Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically Induced Reconsolidation (Volumetric) Settlements." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 135(3), 387–398.
9. Coulomb C.A., (1776). *Essai Sur Une Application Des Regles Des Maximis Et Minimis A Quelques Problemes De Statique Relatifs A L'architecture*. Memoires De L'academie Royale Pres Divers Savants, Vol. 7
10. Das, B. M. (1999). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. Thompson Learning.
11. Das, B. M. (2010). *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*. CRC press.
12. DeBeer, E. E., Experimental determination of the shape factors of sand, *Geotechnique*, 20(4), 307, 1970.
13. Duncan, J. M., and Buchignani, A. L., *An Engineering Manual for Settlement Studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1976.
14. Duncan, M. (2000). "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 4, April, pp. 307-316.

15. EM 1110-2-2906 (1991). *Design of Pile Foundations*. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.
16. Goodman, R. E. (1980). *Introduction to rock mechanics*. New York: Wiley.
17. Hansen, J. B., *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.
18. Horvarth, R.G, Kenney, T.C. and Kosicki, P. (1983) Method of improving the performance of drilled piers in weak rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4): 758-772.
19. Houlsby G. T., Teh C. I. (1988), Analysis of the piezocone in clay, Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 2, Balkema Pub., Rotterdam, 777-83.
20. Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO- 12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp
21. Janbu, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proc. 4thInt.Conf. Soil. Mech. FdnEngng, 2, 207-212. London: Butterworths.
22. Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B., *Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppgaver*, Norwegian Geotechnical Institute Publication 16, Oslo, 1956.
23. Kraft, L. M., Jr., Focht, J. A., Jr., and Amerasinghe, S. F. (1981a). "Friction Capacity of Piles Driven into Clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 107, No. 11, November, pp. 1521-1541.
24. Kullhawy, F.H and Phoon, K. (1993) Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. In proceeding Conference on design and performance of deep foundations: Piles and Piers in Soil and Soft rock, Geotechnical Special Publication No. 38. ASCE, pp 172-183.
25. Ladd, C. C.; Foott, R. (1974), "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", *Journal of Geotechnical Engineering* 100 (GT7)
26. Lowe, J., and Karafiath, L. 1960. Stability of Earth Dams upon Drawdown. Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico D.F., pp 537-552.
27. Marcusen W. (1979) State of the Art of Undisturbed Sampling of Cohesionless Soils. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
28. Matlock, H. (1970). "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," *Proceedings*, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper No. 1204, pp. 577-594.
29. Maugeri & Gazetas (2007). State of Practice Workshop at 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Greece.
30. Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982), " Ko -OCR relationships in soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, GT6, pp. 851-872.
31. McGregor, J. A. and Duncan, J. M., " Performance and Use of the Standard Penetration Test In

- Geotechnical Engineering Practice”, Center for Geotechnical Practice and Research, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, VA, October 1998.
32. Mesri, G. (1973). Coefficient of secondary compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 99(SM1), 123-137.
 33. Mesri, G., and Godlewski, P.M. (1977). Time-and stress-compressibility interrelationship. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 103 (5), 417-430.
 34. Meyerhof, G. G. (1976). “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations,” *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings*, ASCE, Vol. 102, No. GT3, March, pp. 197–228.
 35. Meyerhof, G. G., Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotech. J.*, 1(1), 16, 1963.
 36. Morgenstern, N. R. and Price, V. E. (1965), “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces”, *Geotechnique*, 15, pp. 70-93.
 37. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of surface using micro-tremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Institute*, 30(1), 25-30.
 38. O’Neil, M. and Reese, L. C. (1999). “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods,” *Report No. FHWA-IF-99-025*, prepared for the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC: The International Association of Foundation Drilling.
 39. O’Neill, M. W. (1983). “Group Action in Offshore Piles,” *Proceedings*, Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, University of Texas at Austin, pp. 25–64
 40. Quigley, R.M. and Ogunbadejo, T.A. (1972). Clay layer fabric and oedometer consolidation of soft varved clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 9, 165–175.
 41. Rankine, W. J. M. (1857). “On the Stability of Loose Earth,” *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147.
 42. Reese, L. C., and Van Impe, W. F. (2001). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. Balkema, Rotterdam.
 43. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koch, F. D. (1974). “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand,” *Proceedings*, Offshore Technology Conference, Houston, TX, Vol. II, Paper No. 2080, pp. 473–484.
 44. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koch, F. D. (1975). “Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay,” *Proceedings*, VII Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, Vol. 2, Paper No. 2312, pp. 672–690.
 45. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1989). “Design manual for use of CPT and CPTU”. University of British Columbia. Vancouver, BC.

46. Roseberg, P. and Journeaux, N.L. (1976) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. *Canadian Geotechnical Journal*, 13: 114-124.
47. Rowe, R.K and Armitage, H.H. (1984) Design of piles socketed into weak rock, Research Report GEOT-11-84. University of Western Ontario, London.
48. Rowe, R.K. (2000) *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*.
49. Santamarina, J.C y Narsilio, G, (2004). Clasificación de suelos: Fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones, Georgia Institute of Technology, Atlanta
50. Sarma S. K. (1979), *Stability analysis of embankments and slopes*. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1979, 105, 1511 – 1524
51. Schmertmann, J. H., and Hartman, J. P. (1978). Improved strain influence factor diagrams, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 104(8), 1131.
52. Schmertmann, J.H y Palacios, A. (1979). Energy dynamics of SPT. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105, 909-926.
53. Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., and Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework, Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.
54. Shamoto, Y., Zhang, J., and Tokimatsu, K. (1998). "New charts for predicting large residual postliquefaction ground deformation." *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 17_7-8_, 427-438.
55. Spencer, E. (1967). "A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces". *Géotechnique* 17: 11.
56. Terzaghi, K., and Peck, R. B., *Soil mechanics in engineering practice*, 2nd Ed., Wiley, New York, 1967.
57. Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed. New York: John Wiley and Sons.
58. Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed. New York: John Wiley and Sons.
59. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, New York, 1943.
60. Thompson, G. R. (1977). "Application of the Finite Element Method to the Development of p - y Curves for Saturated Clays," Thesis, Master of Science in Civil Engineering, University of Texas at Austin
61. Tomlinson, M. J. (1980), *Foundation Design and Construction*, 4th Edition, Pitman Advanced Publishing Program.
62. Tyrrel, A.P., Lake L.M. and Parsons, A.W. (1983) 'An investigation of the extra costs arising on highway contracts', *TRRL Supplementary Report SR814*, Transport and Road Research Labo-

ratory, Crowthorne, Berks.

63. Vera Grunauer, X. (2014). Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011. Guayaquil.
64. Vera-Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., and Vera Grunauer, J.G. (2006), Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.
65. Vesic', A. S. (1969), "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand," Performance of deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication, No. 444, pp. 172–222.
66. Vesic', A. S. (1969), "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand," Performance of deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication, No. 444, pp. 172–222.
67. Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr. (1972). "A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay," *Proceedings*, Offshore Technology Conference, Houston, TX, May.
68. Williams, A.F y Pells, P.J. (1981) Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale. *Canadian Geotechnical Journal*, 18 (4): 502-513.
69. Wu, J., Seed, R. B., and Pestana, J. M. (2003). "Liquefaction triggering and post liquefaction Geotechnical Engineering Research Rep. No. UCB/GE-2003/01, Univ. of California, Berkeley, California.
70. Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O. and Makihara, Y. (1984). "Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand," *Soils and Foundations*, 24(4),131-145
71. Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Finn, W., Harder, L., Jr., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson, W., III, Martin, G., Mitchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., Seed, R., and Stokoe, K., II (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817), 817-833.

