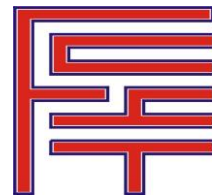




UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE GEOTECNIA



**“APOYO DIDÁCTICO AL APRENDIZAJE DE LA
ASIGNATURA MECÁNICA DE SUELOS II CIV-219”**

TRABAJO DIRIGIDO, POR ADSCRIPCIÓN, PARA OPTAR AL DIPLOMA ACADÉMICO
DE:

LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTADO POR:

**CAMPOS RODRIGUEZ JORGE
GUARDIA NIÑO DE GUZMÁN GERMÁN MARCELO**

TUTOR:

Ing. Msc. LUIS MAURICIO SALINAS PEREIRA

COCHABAMBA – BOLIVIA
5 DE DICIEMBRE DEL 2005

Dedicado a:

- Mis papás Germán Guardia y Rosario Niño de Guzmán por apoyarme y haber confiado en mí siempre.
- A mis hermanos Ximena, Sergio, Javier, Cristhían, Carlos y Annelisse, por su comprensión y ayuda desinteresada.
- A mis abuelitos y tíos que siempre confiaron en mí.

Germán M. Guardia Niño de Guzmán

Dedicado a:

- Mis papás Juan Campos y Julieta Rodríguez por su apoyo y confianza en mí.
- Mis hermanos Ronald y Patricia por apoyarme y haber confiado en mí siempre.
- A mis abuelitos y tíos que siempre confiaron en mí.

Jorge Campos Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

A

Dios, por no abandonarnos nunca y habernos ayudado a llegar a esta etapa de nuestra vida.

Agradecemos a nuestros padres por todo el amor, aliento y confianza con que nos apoyaron durante toda nuestra carrera, a nuestros hermanos por su comprensión y apoyo desinteresado, a nuestros tíos y abuelitos que siempre confiaron en nosotros.

Agradecemos a Ingrid Fernández por su colaboración en la realización de este proyecto de grado.

Agradezco al Ing. Mauricio Salinas Pereira, director del Laboratorio de Geotecnia y Tutor del presente trabajo, por su colaboración, enseñanzas y guió durante la realización de dicho proyecto.

A todo el personal del Laboratorio de Geotecnia que ayudaron y facilitaron el desarrollo del presente trabajo.

Al Ing. Oscar Zabalaga Montaña director de la carrera de ingeniería civil, quien apoyo e impulso la culminación de dicho proyecto.

Al tribunal, Ing Gabriel Rodríguez, Ing. Martín Duchén e Ing. Guido León, por el tiempo dedicado a la lectura y corrección de este proyecto de grado.

A los compañeros de carrera por su amistad y por todos los momentos compartidos durante los años de estudio universitario.

FICHA RESUMEN

La asignatura Mecánica de Suelos I – CIV 219 corresponde al sexto semestre de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Mayor de San Simón.

En los últimos tiempos, la Universidad Mayor de San Simón ha establecido la necesidad de mejorar el proceso de aprendizaje, a través de la realización de textos que permitan mejorar y apoyar el desempeño del alumno. Es por tal razón, que la elaboración de este texto referido a la materia de “Mecánica de Suelos I” surge como respuesta a la necesidad del estudiante de poder disponer de un texto adecuado, en un lenguaje simple y que cumpla cabalmente con las exigencias del contenido de la materia.

El presente documento es el producto de la investigación de abundante bibliografía sintetizada en un volumen que engloba lo más importante y útil para el aprendizaje de la materia.

El texto se divide en siete capítulos. El primer capítulo desarrolla las propiedades índice de los suelos. En el segundo capítulo se exponen los sistemas mas usados para la clasificación de suelos en laboratorio. El tercer capítulo desarrolla el sistema de clasificación de suelos por medio de métodos visuales y manuales, el cual consiste en describir el suelo para poder posteriormente identificarlo. En el cuarto capítulo se desarrolla el flujo de agua en los suelos ya sea en una, dos y tres dimensiones. En el quinto capítulo se desarrolla el concepto de los esfuerzos efectivos actuantes en el interior de una masa de suelo. El sexto capítulo comprende la resistencia al corte que ofrece un suelo, al ser sometido a cambios de esfuerzos. Finalmente en el séptimo capítulo se desarrolla la compactación de los suelos para el uso en obras civiles.

PREFACIO

Todas las obras de ingeniería civil descansan de una u otra forma sobre el suelo y muchas de ellas utilizan el suelo como elemento de construcción como es el caso de terraplenes, diques y rellenos en general; por lo que, en consecuencia su estabilidad, comportamiento funcional y estético están regidos, entre otros factores, por la conducta del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por el suelo utilizado para conformar los rellenos. Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo, o si aún sin llegar a ellos las deformaciones en el suelo son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales no hayan sido considerados en el diseño, lo que produce importantes consecuencias en la estructura como ser fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos el colapso de la obra o su inutilización y abandono de la misma. En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación, construcción y las del cimiento como dispositivo de transición entre aquél y la superestructura, han de ser siempre observados, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, a través de una correcta investigación con la mecánica de suelos.

Durante los últimos años se han estado empleando cada vez más los vocablos geotecnia y geomecánica para significar la asociación de las disciplinas que estudian la corteza terrestre desde el interés de la ingeniería civil, concurriendo a este vasto campo ciencias como la geología con sus diversas ramas y la geofísica con su división, la sismología. A la vista de los tres materiales sólidos naturales que ocupan nuestra atención, puede dividirse la geotecnia en: mecánica de suelos, mecánica de rocas y mecánicas de nieves, todas presentadas en orden de aparición dentro de las cuales la última no tiene cabida en un medio subtropical. La más utilizada es la mecánica de suelos donde se considera al suelo como un material heterogéneo, distinto de partícula a partícula, donde su contenido de humedad que puede ser variable con el tiempo ejerce una importante influencia sobre su comportamiento; debiendo aplicarse los conocimientos físicos-matemáticos para evaluar y

predecir su comportamiento. El caso es distinto para con otros materiales de construcción tales como el acero y el hormigón, donde las cualidades físicas son claras y comprensibles, con relativa facilidad a través de procesos metalúrgicos que ofrecen una amplia gama de productos finales, en el primer caso, y mediante diseños de mezclas en el segundo, todo en armonía con las necesidades de un proyecto dado.

Sin embargo, esta rama de la ciencia ha tenido un desarrollo esforzado y acelerado en los últimos años, pese a la utilización de teorías e hipótesis de cumplimiento parcial o entre rangos determinados. Al suelo se aplican leyes como las de Hooke y Navier que presuponen al hormigón como un cuerpo perfectamente elástico donde las secciones planas, antes de la deformación, continúan siendo planas durante y después de la deformación, distantes de ser exactas; aceptándose como buenos y válidos los resultados obtenidos de su aplicación.

Terzaghi definió que la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica. La mecánica de suelos incluye:

- a.** Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetos a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.
- b.** Investigación de las propiedades físicas de los suelos.
- c.** Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

Los métodos de investigación de laboratorio son parte de la mecánica de suelos. En los suelos se tiene no solo los problemas que se presentan en el acero y concreto (módulo de elasticidad y resistencia a la ruptura), sino otros como su tremenda variabilidad (uniformidad, homogeneidad, isotropiedad, etc.) además de que todos los procesos naturales que originan la formación de los suelos están fuera del control del ingeniero.

En la mecánica de suelos es importante el tratamiento de las muestras (inalteradas – alteradas). La mecánica de suelos desarrolló los sistemas de clasificación de suelos – color, olor, texturas, distribución de tamaños, plasticidad (A. Casagrande). El muestreo y la

clasificación de los suelos son dos requisitos previos indispensables para la aplicación de la mecánica de suelos a los problemas de diseño.

Problemas planteados por el terreno en la ingeniería civil.

En su trabajo práctico el ingeniero civil ha de enfrentarse con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno. Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada.

Cuando el terreno firme está próximo a la superficie, una forma viable de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o pilares de un edificio es mediante zapatas. Un sistema de zapatas se denomina cimentación superficial. Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un sistema habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales como pilotes.

El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Cuando el ingeniero emplea el suelo como material de construcción debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como el método de colocación y, luego, controlar su colocación en obra. Ejemplos de suelos como material de construcción son las presas en tierra, rellenos para urbanizaciones o terraplenes para las carreteras y ferrocarriles.

Otro problema común es cuando la superficie del terreno no es horizontal y existe un componente del peso que tiende a provocar el deslizamiento del suelo. Si a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento, los esfuerzos tangenciales debidos al peso o cualquier otra causa (como agua de filtración, peso de una estructura o de un terremoto) superan la resistencia al corte del suelo, se produce el deslizamiento de una parte del terreno.

Las otras estructuras muy ligadas a la mecánica de suelos son aquellas construidas bajo la superficie del terreno como las alcantarillas y túneles, entre otros, y que están sometidas a las fuerzas que ejerce el suelo en contacto con las mismas. Las estructuras de contención son otro problema a resolver con el apoyo de la mecánica de suelos entre las más comunes

están los muros de gravedad, los tablestacados, las pantallas ancladas y los muros en tierra armada.

Historia y desarrollo de la mecánica de suelos.

El suelo uno de los elementos más abundantes en la naturaleza, ya señalado por los antiguos como uno de los cuatro básicos tomados como material de construcción. En su manejo y utilización el análisis científico ha ido reemplazando, gradualmente, a las reglas intuitivas, siendo el estado actual del conocimiento la suma de los aportes de diversos científicos, físicos, matemáticos e ingenieros, que desde el principio fueron forjando, sin saberlo, una nueva ciencia, nutrida por sus investigaciones.

En la dinastía Chou, 1000 A. C, se dan recomendaciones para construir los caminos y puentes. El siglo XVII trae las primeras contribuciones literarias sobre ingeniería de suelos y el siglo XVIII marca el comienzo de la Ingeniería Civil, cuando la ciencia se toma como fundamento del diseño estructural.

Entre los principales contribuyentes literarios cabe destacar los nombres de:

C. A. de Coulomb (1736-1806)

Alexander Collin (1627-1694)

T. Telford (1757-1834)

J. V. Poncelet (1810-1894)

G. Rankine (1820-1872)

Karl Culmann (1821-1881)

O. Mohr (1835-1918)

J. V. Boussinesq (1842-1929)

Coulomb, Poncelet, Collin y Rankine aportaron valiosas experiencias en el análisis de presiones de tierras. Las contribuciones del ingeniero militar francés Coulomb tienen todavía vigencia, en fricción, electricidad y magnetismo.

Poncelet ofreció en 1840 un método gráfico para la determinación directa de la superficie de falla y las presiones de tierra activa y pasiva.

Collin publicó en 1846 su trabajo "Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux". Guillermo M. Rankine fue un ingeniero y físico escocés que se distinguió, también, por sus trabajos en termodinámica.

Culmann le dio una solución gráfica a la teoría Coulomb - Poncelet, permitiendo la resolución de problemas complejos de presiones de tierras.

Tomás Telford fue un ingeniero inglés, constructor de puentes, puertos y canales, primer presidente de la Asociación Británica de Ingenieros Civiles, en 1820. Sus investigaciones le llevaron a desarrollar una modalidad de pavimentos.

Mohr ideó un método gráfico para representar esfuerzos normales y tangenciales actuantes en planos inclinados, cuando el material se somete a esfuerzos biaxiales, de útil aplicación en el campo de los suelos.

De Boissinesq se ha aprovechado sus ecuaciones para establecer los valores de las componentes verticales de esfuerzos generados por la aplicación de cargas.

Dos nombres no incluidos en la relación de precursores antiguos y que merecen ser citados son los G. G. Stokes, quien enunció una ley que rige el descenso de una esfera en un líquido, fundamento del ensayo granulométrico por sedimentación y el del físico francés H. Darcy autor, en 1856, de una ley básica para el estudio del flujo del agua en los suelos.

Entre los principales contribuyentes modernos se tiene a:

Karl Terzaghi (1883-1963)

A. Atterberg (1880-1947)

Wolmar Fellenius (1876-1957)

A. Casagrande (1902-1981)

Laurits Bjerrum (1918-1973)

A. W. Skempton (1914-)

En 1925, Terzagui, presenta en Viena el tratado ERDBAUMECHANIK que hace de la Mecánica de Suelos una rama autónoma de la Ingeniería. El científico de Praga, Karl Terzagui, es el padre de la Mecánica de Suelos.

En la Sede de Manizales cuando la entonces Facultad de Ingeniería creada en 1948, hacia 1952 se dictó por primera vez el curso de M de S por el Ingeniero Civil Julio Robledo Isaza.

Karl Terzaghi, el padre indiscutible de la mecánica de suelos, nació en Praga, Checoslovaquia, y murió en los Estados Unidos de Norteamérica, a los ochenta (80) años de edad. Trabajó en Austria, Hungría y Rusia, de 1915 a 1911. Fue profesor del Robert College de Constantinopla, de 1915 a 1925. Enseñó ingeniería de fundaciones en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, entre 1925 a 1929, dedicándose simultáneamente a la práctica consultiva en Norte y Centro América. Catedrático en Viena, de 1929 a 1938, comenzó a laborar a partir de este último año con la Universidad de Harvard. Su obra "Erdbaumechnik", publicada en 1925, en Viena y en idioma alemán, marcó el nacimiento de una nueva disciplina.

A. Atterberg, sueco, estableció una serie de ensayos para determinar el comportamiento plástico de los suelos cohesivos, de amplia difusión mundial, hoy en día, en cuyos resultados están basados todos los sistemas de clasificación ideados.

Fellenius, trabajando para la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado Sueco, creó un método para analizar y diseñar taludes que se designa con su apellido o es denominado "Método Sueco", el cual se ha convertido en el procedimiento indispensable para el estudio de taludes de presas, carreteras o de cualquier otro tipo.

Arthur Casagrande, alemán de origen, emigró a los EE.UU. en 1926. Alumno sobresaliente y compañero de Terzaghi, es después del maestro la figura más relevante en la mecánica de suelos; siendo notables sus contribuciones en equipos y sistemas al estudio de la plasticidad, consolidación y clasificación de los suelos. Organizó junto al Dr. Terzaghi el Primer Congreso de Mecánica de Suelos y Fundaciones, celebrado en la Universidad de Harvard, Cambridge, Massachusetts, en el año de 1936, habiendo sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Bjerrum nació y estudió en Dinamarca. Trabajo en Suiza y en su país natal, siendo el primer director, en 1951, del Instituto Geotécnico Noruego. De esa época son sus valiosas investigaciones en torno a la resistencia al corte de los suelos y de modo especial sobre la sensibilidad de las arcillas.

Skempton, nacido en Inglaterra, es profesor del colegio Imperial de la Universidad de Londres, donde introdujo la enseñanza de la mecánica de suelos. Ha sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones. Sus contribuciones han discurrido sobre presiones efectivas, capacidad de carga y estabilidad de taludes.

Es oportuno señalar que la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, organizada por Terzaghi y con asiento en Londres, tiene como miembros componentes a sociedades nacionales de igual naturaleza constituidas en casi todos los países del mundo. Esta sociedad auspicia cada cuatro (4) años, como suceso principal, congresos mundiales que hasta el momento presente han sido celebrados en las ciudades y años indicados a continuación:

Primero Cambridge 1936

Segundo Rotterdam 1948

Tercero Zurich 1953

Cuarto Londres 1957

Quinto París 1961

Sexto Montreal 1965

Séptimo Ciudad de México 1969

Octavo Moscú 1973

Noveno Tokio 1977

Décimo Estocolmo 1981

De igual modo tienen lugar eventos regionales dentro de los cuales nos tocan directamente los congresos panamericanos. El primero de ellos tuvo lugar en la Ciudad de México en el año 1959.

Casos mundiales en los que hizo falta la aplicación de la mecánica de suelos.

Dos de las obras de construcción de carácter monumental en el ámbito mundial donde se hizo patética la ausencia de los postulados de la mecánica de suelos moderna son la Torre de Pisa y el canal de Panamá.

La llamada Torre Inclinada de Pisa fue comenzada por Bonno Pisano en el 1174 y terminada en la segunda mitad del Siglo XIV. Con una altura de cuarenta y cinco metros y un peso total de 14500 toneladas, su cimentación anular transmite presiones al subsuelo del orden de 5 Kg/cm². Fundada sobre capas alternadas de arena y arcilla, su inclinación comenzó a producirse desde la época de su construcción como consecuencia de presiones diferenciales de los suelos afectados, observándose en la actualidad una separación entre la vertical y el eje longitudinal de la torre de 4.90 m en su parte más alta.

Una estructura parecida construida en Venecia, de 100 m de altura, se desplomó en 1902 cuando su inclinación era de apenas 0.8%. Una nueva torre, existente, fue erigida en el lugar de la antigua, con una cimentación más grande.

El primer intento por construir un canal artificial que uniese los océanos Atlántico y Pacífico fue realizado por el Ing. Francés Fernando de Lesseps, en el 1881, quien antes había llevado a cabo el Canal de Suez. Pero no fue hasta el año 1914 que el canal de navegación solucionado por los norteamericanos mediante un sistema de esclusas pudo ser puesto en servicios, después de lograr el saneamiento de la zona de la fiebre amarilla y la malaria. El costo final de la obra fue de 380 millones de dólares, suma superior a la estimada en el presupuesto. Se excavaron 315 millones de metros cúbicos de material, en los 82.5 Km. de longitud del canal, de los cuales 129 millones correspondieron al corte de Gaillard. La construcción se caracterizó por grandes deslizamientos en las formaciones denominadas "culebra" y "cucaracha", estando constituida esta última por arenisca arcillosa estructuralmente débil. Las fallas se siguieron produciendo años después de la inauguración del canal provocando el cierre temporal por períodos más o menos largos. La estabilidad actual de las laderas del canal plantea un problema de resistencia a largo tiempo, donde las respuestas hay que buscarlas en la asociación de la geología y la mecánica de suelos.

Ciudades notorias por sus hundimientos

A nivel universal hay ciudades grandes y populosas caracterizadas por hundimientos importantes, pudiéndose citar entre ellas a las siguientes urbes:

Ciudad de México

Venecia

Roma
Tokio
Shanghai
Bangkok
Madrás
Bombay

Ciudad de México fue fundada por los Aztecas en el año 1325, en una isla sobre el lago de Texcoco. La parte colonial de ciudad, ubicada encima del fondo del depósito de agua, tiene uno de los subsuelos de cimentación más críticos del mundo, constituido por gruesos depósitos de arcillas volcánicas, lacustres, altamente compresibles, habiéndose perforado hasta 2000 pies de profundidad sin haber encontrado roca. Presenta contenidos medio de humedad del orden de 200% con valores esporádicos de hasta 600%. Existen allí capas alternadas de arena de pequeño tamaño, consecuencia todo del origen sedimentario del área. A unos treinta y tres (33) metros de profundidad está localizado un manto de arena densa y espesor de más o menos cinco (5) metros en la cual está cimentada la Torre Latinoamericana, de cuarenta y tres (43) pisos de altura, uno de los edificios más elevados construidos en la América hispana.

El hundimiento de la ciudad es debido al secado de los antiguos lagos del Valle de México, acrecentado por la extracción de agua del subsuelo en la medida del crecimiento demográfico. En la Catedral se llegaron a medir velocidades de hundimiento de hasta cuarenta (40) centímetros anuales, pudiendo observarse un plano de curvas con iguales hundimientos correspondientes a observaciones efectuadas dentro del lapso 1891-1956. En los últimos tiempos se ha logrado reducir la compresión de los suelos, controlándose la explotación de los acuíferos de la zona urbana, sustituyéndose por fuentes alejadas de la metrópoli que aunque subterráneas parecen pertenecer a cuencas hidráulicas independientes.

Venecia, construida sobre una serie de lagunas del Mar Adriático, sufre hundimientos estimados en 32 cm durante el presente siglo, mayores que en la centuria pasada. Las inundaciones marinas, las actividades fabriles y la extracción de agua subterránea parecen ser las causas más importantes del deterioro; habiendo preocupación mundial por detener

las anomalías y preservar los grandes tesoros artísticos de la ciudad, considerados patrimonio universal. En el año de 1973 el parlamento italiano aprobó un proyecto de obras de protección a la ciudad, con financiamiento extranjero, por 500 millones de dólares.

Entre 1955 y 1970 Roma - La Ciudad Eterna - registró un hundimiento total de treinta (30) centímetros. Para explicar el fenómeno se ha dicho que las lluvias han ido elevando paulatinamente el nivel de las aguas subterráneas que reblandecen el suelo al no poder escapar hacia el río Tíber, por estar sus orillas revestidas con hormigón.

Sobre Tokio, una de las ciudades más grandes del mundo, se ha dicho que desde la Segunda Guerra Mundial el sector oriental de la gran capital se ha hundido más de dos (2) metros. Juzgándose que el problema tiene su origen en la explotación de los mantos acuíferos, los japoneses han implantado leyes severas contra el uso de las aguas subterráneas.

Shanghai, la población más extendida de China, importante puerto y centro industrial - comercial, es otra metrópoli que experimenta problemas de descensos por la extracción de agua del subsuelo para fines domésticos e industriales. Un informe presentado por el Servicio Geológico de la ciudad indica que en los 44 años transcurridos entre 1921 y 1965 el hundimiento fue de 2.63 m.

Bangkok, capital de Tailandia, tiene una velocidad de hundimiento de 7 cm/año. Las ciudades de Madrás y Bombay también se están hundiendo aunque lentamente.

En muchas de las supradichas ciudades la explotación de los depósitos subterráneos de agua, petróleo o gas se indica como causa de los problemas de grandes hundimientos, aunque también se ha sustentado la tesis de que los movimientos tectónicos de los bloques o placas que constituyen la corteza terrestre tienen responsabilidad en los fenómenos. (G. Duque E. y C. E. Escobar)

INDICE GENERAL

	Página
1. Propiedades índice de los suelos.	1
1. Definiciones.	1
2. Origen del suelo y ciclo de la roca.	3
2.1 Meteorización.	3
2.2 Transporte y deposición.	5
2.3 Rocas ígneas.	7
2.4 Rocas sedimentarias.	8
2.5 Rocas metamórficas.	9
2.6 Ciclo de la roca.	10
3. Composición mineralógica del suelo.	11
4. Forma y textura de las partículas del suelo.	15
5. Estructura y cohesión del suelo.	16
6. Fases del suelo	18
6.1 Relaciones de volumen.	20
6.2 Relaciones de peso.	21
6.3 Modelo del volumen de sólidos unitario.	25
6.4 Modelo del volumen total unitario.	26
6.5 Relaciones de peso - volumen.	29
7. Distribución del tamaño de partículas.	29
7.1 Suelo de grano grueso.	31
7.1.1 Análisis mecánico por tamices.	31
7.2 Suelo finos.	35
7.2.1 Análisis mecánico por hidrómetro.	35
8. Consistencia del suelo.	40
8.2 Límites de Atterberg.	43
8.2.1 Liquidez.	44
8.2.2 Plasticidad.	47
8.2.3 Contracción.	50
8.2.4 Índice de consistencia.	53
2. Clasificación de suelos.	54
1. Sistema de clasificación Unificado.	54
1.1. Características del sistema de clasificación Unificado.	54
1.2. Procedimiento para la clasificación de suelos.	57
1.3. Propiedades de los suelos.	62
2. Sistema de clasificación AASHTO.	65
2.1. Características del sistema de clasificación AASHTO.	66
2.2. Procedimiento para la clasificación de suelos.	57
2.3. Calculo del índice de grupo.	68
2.4. Propiedades de los suelos en el uso de las carreteras.	69
3. Comparación entre los sistemas de clasificación Unificado y AASHTO.	75

3.	Descripción e identificación de suelos.	78
1.	Características del sistema de clasificación Unificado.	78
2.	Material, equipo y reactivos.	79
3.	Precauciones de seguridad.	79
4.	Muestreo o preparación de las muestras a ensayar.	80
5.	Procedimiento para la clasificación de suelos.	80
6.	Procedimiento para la identificación de suelos.	84
6.1	Identificación de la turba.	84
6.2	Procedimiento para identificar suelos de grano fino.	85
6.3	Procedimiento para identificar suelos de grano grueso.	88
7.	Procedimiento para la identificación de suelos.	90
4.	Flujo de agua.	96
1.	Ciclo hidrológico y ocurrencia de agua en el suelo.	96
2.	Aguas subterráneas.	98
3.	Capilaridad.	100
4.	Concepto de carga.	105
5.	Condiciones de flujo subterráneo.	109
6.	Flujo en una dimensión.	111
6.1	Ensayos en laboratorio para determinar la conductividad hidráulica.	119
6.2	Métodos empíricos para determinar la conductividad hidráulica.	125
6.3	Ensayos en campo para determinar la conductividad hidráulica.	133
6.5	Flujo unidimensional en suelo anisotrópico.	138
6.6	Flujo unidimensional en suelo estratificado.	140
7.	Flujo en dos dimensiones.	144
7.1	Ecuación de Laplace.	145
7.2	Redes de flujo.	147
7.3	Soluciones matemáticas para presas de tierra.	165
7.4	Método de los fragmentos.	168
7.5	Analogías y modelos físicos para resolver problemas de flujo.	177
7.6	Gradiente hidráulico de salida.	188
7.7	Presión ascendente de flujo.	191
7.8	Factor de seguridad contra la flotación.	195
7.9	Flujo en dos dimensiones en suelo anisotrópico.	197
7.10	Flujo en dos dimensiones en suelo estratificado	201
8.	Flujo de agua en tres dimensiones.	205
8.1	Análisis del problema de pozos.	206
8.2	Ecuaciones básicas del pozo para flujo en estado estacionario.	208
8.2.1	Flujo estacionario radial en pozos con penetración total.	208
8.2.2	Flujo estacionario radial en pozos con penetración parcial.	214
5.	Esfuerzos efectivos.	217
1.	Introducción	217
1.1	Esfuerzos y deformaciones.	217
1.2	Esfuerzo total.	223

1.3 Esfuerzo neutral o presión de poros del agua.	225
1.4 Concepto de esfuerzo efectivo.	225
1.5 Principio del esfuerzo efectivo.	229
1.6 Calculo del esfuerzo efectivo.	230
1.6.1 Determinación del esfuerzo total.	230
1.6.2 Determinación de la presión de poros del agua.	231
1.6.3 Calculo del esfuerzo efectivo en suelos saturados sin flujo de agua.	232
1.6.4 Calculo del esfuerzo efectivo en suelos con flujo de agua ascendente.	234
1.6.5 Calculo del esfuerzo efectivo en suelos con flujo de agua descendente.	236
2 Aplicaciones del esfuerzo efectivo a propósitos ingenieriles.	238
2.1 Fuerza de escurrimiento.	239
2.2 Calculo de la fuerza de escurrimiento.	239
2.3 Uso de filtros para aumentar el factor de seguridad contra el levantamiento.	243
3 Cambio de esfuerzos efectivos.	246
3.1 Modelo mecánico.	247
3.2 Generación de la presión de poros en el cargado y descargado de suelos.	249
4 Esfuerzos y deformaciones elásticas en los suelos.	252
4.1 Ley de Hooke.	253
4.2 Esfuerzos principales.	254
4.3 Desplazamientos de las deformaciones y fuerzas de los esfuerzos.	255
4.4 Estado de deformación plana.	255
4.5 Simetría axial o condición axisimetrica.	256

6 Resistencia al corte.	258
1 Respuesta de los suelos a esfuerzos de corte.	268
2 Envolvente de falla.	272
2.1 Suelos del tipo I.	272
2.2 Suelos del tipo II.	274
2.3 Suelos del tipo II A.	277
2.4 Suelos cementados.	278
3 Círculo de falla de Mohr - Coulomb.	278
4 Ensayos de laboratorio para determinar los parámetros de resistencia al corte.	284
4.1 Ensayo del corte directo.	284
4.2 Ensayos triaxiales.	289
4.2.1 Cámara triaxial y preparación de la muestra.	290
4.2.2 Compresión no drenada.	300
4.2.3 Compresión drenada.	304
4.3 Ensayo de compresión incofinada.	306
4.5 Selección del ensayo triaxial adecuado.	308
4.6 Otros ensayos en laboratorio.	309
5 Métodos empíricos para determinar los parámetros de resistencia al corte.	311
6 Sensibilidad de la arcilla.	313
7 Análisis mediante trayectoria de esfuerzos.	314
8 Modelo del estado critico.	324
8.1 Suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en estado drenado.	338

8.2 Suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en estado no drenado..	339
8.3 Suelos sobreconsolidados en estados drenados y no drenados.	341
8.4 Ensayo triaxial drenado.	343
8.5 Ensayo triaxial no drenado.	344
8.6 Rigidez del suelo.	347
8.7 Deformaciones en el modelo e estado crítico.	349
8.7.1 Deformación volumétrica.	349
8.7.2 Deformación por corte.	351
8.8 Respuesta del suelo K_0 consolidado.	352
7 Compactación.	283
1 Concepto de compactación.	357
2 Compactación en laboratorio.	359
2.1 Curva de compactación.	359
2.2 Factores que afectan la compactación.	361
2.3 Prueba Proctor estándar.	365
2.4 Prueba Proctor modificado.	366
3 Aplicación de la compactación a obras civiles	368
3.1 Efecto de la compactación en las propiedades del suelo.	368
4 Control de la compactación.	379
4.1 Especificaciones del resultado final	380
4.2 Especificaciones del método.	382
4.3 Determinación del grado de compactación.	382
5. Determinación de la compactación en campo.	389
5.1 Tipos de compactadoras.	390
5.2 Elección de la compactadora en campo.	398
Bibliografía	399

INDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1. Proyectos de ingeniería que requieren un análisis del suelo. (a) Estribo de puente, (b) Muro de contención, (c) Presa de concreto, (d) Talud.	1
Figura 1.2. Ciclo geológico de la roca (Coduto, 1999).	11
Figura 1.3. Estructuras atómicas básicas de los minerales de arcilla (Whitlow, 1994), (a) Unidad tetraédrica, (b) Unidad octaédrica.	12
Figura 1.4. Láminas formadas por estructuras atómicas básicas (Whitlow, 1994). (a) Lámina de sílice, (b) Lámina de gibsita, (c) Lámina de brucit,	13
Figura 1.5. Estructuras laminares (Whitlow, 1994). (a) Estructura de dos láminas, (b) Estructura de tres láminas.	14
Figura 1.6. Minerales de arcilla (Whitlow, 1994). (a) Caolinita, (b) Halosita, (c) Ilita, (d) Montmorilonita, (e) Vermiculita	14
Figura 1.7. Ábaco para evaluar las partículas de forma granular (Krumbein & Sloss, 1963)	15
Figura 1.8. Textura de partículas con forma granular (Das, 1998)	16
Figura 1.9. Estructuras que dan cohesión a los suelos granulares. (a) Partículas con textura angular, Partículas con textura redondeada,	(b) 16
Figura 1.10. Estructura de las partículas de arcilla sedimentadas (Whitlow, 1994). (a) Partículas floculadas, (b) Partículas dispersas	17
Figura 1.11 Estructuras microscópicas que dan cohesión al suelo (Das, 1998). (a) Macroestructura, (b) Microestructura.	17
Figura 1.12. Composición del suelo.	18
Figura 1.13. Estados del suelo, (a) Saturado, (b) No saturado, (c) Seco, (d) No saturado contráctil	19
Figura 1.14 Cuantificación del volumen y masa de las fases del suelo.	19
Figura 1.15. Modelo del volumen de sólidos unitario.	25
Figura 1.16. Modelo del volumen de sólidos unitario para suelo saturado.	26
Figura 1.17. Modelo del volumen total unitario.	27
Figura 1.18. Modelo del volumen total unitario para suelo saturado.	27
Figura 1.19. Tamices para el análisis mecánico del suelo de grano grueso.	

	(a) Tamiz,	
	(b) Tamiz de 8",	
	(c) Tamiz de 12"	31
Figura 1.20.	Tamizador de laboratorio.	32
Figura 1.21.	Curva de distribución del tamaño de partículas.	33
Figura 1.22.	Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos (Coduto, 1999).	
	(a) Suelo de grano grueso (grava y arena).	
	(b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula.	
	(c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d)	
	Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula.	
	(e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla).	34
Figura 1.23.	Hidrómetro (Das, 1998).	
	(a) Hidrómetro tipo ASTM 152H,	(b)
	Determinación de la gravedad específica,	36
Figura 1.24.	Curva de distribución del tamaño de partículas	40
Figura 1.25.	Formas de empaquetamiento de las partículas del suelo (Das, 1998).	
	(a) Densa.,	
	(b) Suelta	41
Figura 1.26.	Variación de e_{\max} y e_{\min} respecto a la angularidad y C_U (Youd, 1973)	42
Figura 1.27.	Relación aproximada de d_s , e y D_r para suelos de grano grueso (Das, 1998)	43
Figura 1.28.	Consistencia del suelo según al contenido de humedad (Coduto, 1999)	43
Figura 1.29.	Cuchara de Casagrande para determinar el límite líquido del suelo. Vista lateral. (b) Vista frontal. (c) Espátula	44
Figura 1.30.	División de la pasta de suelo.	
	(a) Raspado del suelo (Laboratorio de geotecnia, UMSS),	(b)
	Vista superior,	
	(c) Vista frontal,	44
Figura 1.31.	Cierre de la pasta de suelo.	
	(a) Vista superior,	
	(b) Vista frontal.	45
Figura 1.32.	Determinación del límite líquido del suelo.	45
Figura 1.33.	Determinación del límite plástico (Laboratorio de geotecnia, UMSS).	
	(a) Realizando el rollito.	
	(b) Rollitos de suelo empezando a fragmentarse.	47
Figura 1.34.	Relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje en peso de partículas compuestas de minerales de arcilla (Seed, Woodward y Lundgren, 1964).	48
Figura 1.35.	Gráfico de plasticidad (Casagrande, 1932).	49
Figura 1.36.	Variación del volumen respecto al contenido de humedad.	50
Figura 1.37.	Determinación del límite de contracción (Das, 1998).	
	(a) Muestra de suelo en consistencia líquida.	(b)
	Muestra de suelo sin contenido de humedad.	51
Figura 1.38.	Estimación del límite de contracción con el gráfico de plasticidad (Das, 1998).	52
Figura 1.39.	Molde para el ensayo de contracción lineal.	52
Figura 2.1.	Carta de plasticidad. (Norma ASTM, 2003).	63

Figura 2.2.	Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7 (Norma ASTM, 2003).	66
Figura 2.3.	Ábaco para el calculo del índice de grupo (Norma ASTM, 2003).	70
Figura 3.1.	Partículas angulares.	92
Figura 3.2.	Partículas subangulares.	92
Figura 3.3.	Partículas subredondeadas.	92
Figura 3.4.	Partículas redondeadas.	92
Figura 3.5.	Forma de las partículas.	92
Figura 3.6.	Color.	92
Figura 3.7.	Consistencia.	92
Figura 3.8.	Cementación.	92
Figura 3.9.	Dureza.	93
Figura 3.10.	Humedad y estructura.	93
Figura 3.11.	Tamaño de partículas Grava	93
Figura 3.12.	Tamaño de partículas Guijarros.	93
Figura 3.13.	Separación de la muestra. finos de los gruesos.	93
Figura 3.14.	Esferas de 1" y ½" resistencia en seco.	93
Figura 3.15.	Presión con los dedos resistencia en seco.	93
Figura 3.16.	Reacción del agua en la superficie de la esfera.	93
Figura 3.17.	Presión de la muestra con la mano y su reacción.	94
Figura 3.18.	Formado un rollo de 1/8" con la mano y una superficie lisa.	94
Figura 3.19.	Ruptura del rollo luego de llegar al límite plástico.	94
Figura 3.20.	Resistencia del rollito 1/8".	94
Figura 3.21.	Rejuntado de las piezas del rollo hasta que esta se quiebre.	94
Figura 3.22.	Diagrama para la identificación de suelos de grano fino.	90
Figura 3.23.	Diagrama para la identificación de suelos de grano grueso.	91
Figura 4.1.	Ciclo hidrológico del agua. (a) Ciclo hidrológico (Diccionario del agua). (b) Esquema del ciclo hidrológico con todos los procesos (Blyth & de Freitas, 1989).	96
Figura 4.2.	Aguas subterráneas (Whitlow, 1994).	98
Figura 4.3.	Formaciones geológicas subterráneas (Coduto, 1999).	100
Figura 4.4.	Máximo ascenso capilar en tubos (Das, 1998).	101
Figura 4.5.	Máximo ascenso capilar en tubos (Whitlow 1994; Das, 1998). (a) Detalle de la superficie libre, (b) Tubo capilar. (c) Presión hidrostática.	101
Figura 4.6.	Ascenso capilar en el suelo (Terzagui & Peck; Das, 1998). (a) Columna de suelo en contacto con el agua. (b) Variación del grado e saturación en la columna de suelo. (c) Variación de la velocidad del ascenso capilar en el suelo.	103
Figura 4.7.	Relación aproximada entre el ascenso capilar y el tipo de suelo (Whitlow, 1994).	104
Figura 4.8.	Tubería con un piezómetro y tubo Pitot instalados (Coduto, 1999).	105
Figura 4.9.	Piezómetro instalado en un suelo.	105
Figura 4.10.	Tubería con piezómetros instalados en los puntos A y B (Coduto, 1999).	106
Figura 4.11.	Ubicación correcta de los puntos	

	para determinar el gradiente hidráulico.	107
Figura 4.12.	Presión de poros en el suelo.	108
Figura 4.13.	Variación natural de la velocidad de descarga con el gradiente hidráulico.	109
Figura 4.14.	Condiciones de flujo en una dos y tres dimensiones.	109
Figura 4.15.	Permeámetro para la presión de flujo (Whitlow, 1994).	110
Figura 4.16.	Permeámetro utilizado por Darcy (Lambe & Whitman, 1976).	113
Figura 4.17.	Valores límites del número de Reynolds (U.S. Engineers Corps, 1986).	114
Figura 4.18.	Trayectoria del flujo de agua en un suelo (Lambe & Whitman, 1976).	115
Figura 4.19.	Velocidad de descarga y de flujo.	115
Figura 4.20.	Secciones transversales del permeámetro. (a) Sección transversal donde circula el agua con una velocidad de descarga v . (b) Sección transversal donde circula el agua con una velocidad de flujo v_s .	116
Figura 4.21.	Permeámetro de carga constante (Coduto, 1999).	119
Figura 4.22.	Simplificación del permeámetro de carga constante (Das, 1998).	120
Figura 4.23.	Permeámetro de carga variable (Coduto, 1999).	122
Figura 4.24.	Simplificación del permeámetro de carga variable (Das, 1998).	123
Figura 4.25.	Curva granulométrica de una muestra de suelo.	125
Figura 4.26.	Ábaco para la conversión de mm a unidades Φ \square (U.S. Army Corps, 1986).	126
Figura 4.27.	Curva granulométrica de una muestra de suelo en unidades Φ .	127
Figura 4.28.	Ábaco para la conductividad hidráulica (U.S. Army Corps, 1986).	127
Figura 4.29.	Ábaco preparado por Shepherd (Tindall & Kunkel, 1999).	128
Figura 4.30.	Ábaco para la conductividad hidráulica en suelos granulares (Das, 1998).	131
Figura 4.31.	Variación de C_k en función a e_0 (Das, 1998).	132
Figura 4.32.	Abatimiento del nivel freático (U.S. Army Corps, 1986).	133
Figura 4.33.	Ensayo del extremo inferior abierto (Das, 1999). (a) Nivel freático interceptado. (b) Nivel freático no interceptado.	134
Figura 4.34.	Ensayo de la empaquetadura (Das, 1999). (a) Nivel freático interceptado. (b) Nivel freático no interceptado.	136
Figura 4.35.	Ensayo de caída rápida de carga (Whitlow, 1994).	137
Figura 4.36.	Variación de la conductividad hidráulica según a la dirección del flujo. (a) Conductividad hidráulica horizontal. (b) Conductividad hidráulica vertical. (c) Componentes de la conductividad hidráulica.	139
Figura 4.37.	Conductividad hidráulica horizontal en suelo estratificado (Das, 1998).	139
Figura 4.38.	Conductividad hidráulica horizontal en suelo estratificado (Das, 1998).	141
Figura 4.39.	Ejemplos de flujo de agua en dos dimensiones. (P. L. Berry & D. Reid, 1993) (a) Presa de concreto, (b) Ataguías, (c) Presa de tierra.	143
Figura 4.40.	Flujo de agua expresado en campo vectorial.	

	(a) Vectores de velocidad.	
	(b) Componentes del vector de velocidad.	144
Figura 4.41.	Fracción diferencial de suelo extraído del campo vectorial (Coduto, 1999).	144
Figura 4.42.	Red de flujo isotrópica.	
	(a) En un sistema no confinado,	
	(b) En un sistema confinado.	148
Figura 4.43.	Curva que representa la trayectoria del agua (J. Badillo, 2000).	149
Figura 4.44.	Cantidad de flujo entre dos líneas de flujo (Atkinson & Bransby, 1978).	150
Figura 4.45.	Cantidad de flujo en una porción de la red (Atkinson & Bransby, 1978).	151
Figura 4.46.	Red de flujo cuadrada. (Atkinson & Bransby, 1978).	152
Figura 4.47.	Cantidad de flujo en la red de flujo cuadrada. (Atkinson & Bransby, 1978)	153
Figura 4.48.	Condiciones de borde.	
	(a) Presa impermeable de concreto en flujo no confinado.	
	(b) Permeable de tierra en flujo confinado.	
	(c) Presa permeable de tierra con filtro de pie.	154
Figura 4.49.	Línea freática de una presa de tierra (U.S. Engineers Corps, 1986).	155
Figura 4.50.	Construcción de la parábola básica.	
	(a) Determinación de los valores de y_0 y d .	
	(b) Trazado de la parábola básica AF.	156
Figura 4.51.	Corrección en el borde de entrada para la parábola básica (Whitlow, 1994).	
	(a) Para $\beta < 90^\circ$,	
	(b) Para $\beta = 90^\circ$,	
	(c) Para $\beta > 90^\circ$.	157
Figura 4.52.	Corrección en el borde de salida para la parábola básica (Whitlow, 1994).	
	(a) Para $\alpha = 180^\circ$,	
	(b) Para $\alpha > 90^\circ$,	
	(c) Para $\alpha = 90^\circ$,	
	(d) Para $\alpha < 90^\circ$.	158
Figura 4.53.	Ábaco para determinar a (New England Waterworks Association, 1937).	159
Figura 4.54.	Determinación gráfica del valor de a .	
	(a) Método de Schaffernak & Van Iterson.	
	(b) Método de L. Casagrande.	160
Figura 4.55.	Construcción de la red de flujo cuadrada. Condiciones de borde.	
	(a) Presa de concreto con ataguía.	
	(b) Presa de tierra con filtro de pie.	161
Figura 4.56.	Construcción de la red de flujo cuadrada. Ubicación de las líneas de flujo.	
	(a) Presa de concreto con ataguía.	
	(b) Presa de tierra con filtro de pie.	161
Figura 4.57.	Construcción de la red de flujo cuadrada. Líneas equipotenciales.	
	(a) Presa de concreto con ataguía.	
	(b) Presa de tierra con filtro de pie.	161
Figura 4.58.	Ejemplos de redes de flujo cuadradas (J. Badillo, 2000).	
	(a) Ataguía. (b) Presa de tierra.	
	(c) Presa de concreto con mensuras.	163
Figura 4.59.	Análisis analítico para la parábola básica	

	(U.S. Engineers Corps, 1986).	164
Figura 4.60.	Nomenclatura de la solución de Pavlovsky (Harr, 1962).	165
Figura 4.61.	Condiciones para la solución de Dupuit (J. Badillo, 2000).	167
Figura 4.62.	División de la región de flujo del sistema en fragmentos.	
	(a) Sistema de doble ataguía	
	(b) Presa de tierra.	168
Figura 4.63.	Fragmento tipo I (Harr, 1962).	169
Figura 4.64.	Fragmento tipo II (Harr, 1962).	169
Figura 4.65.	Fragmento tipo III (Harr, 1962).	170
Figura 4.66.	Fragmento tipo IV (Harr, 1962).	172
Figura 4.67.	Fragmento tipo V (Harr, 1962).	172
Figura 4.68.	Fragmento tipo VI (Harr, 1962).	173
Figura 4.69.	Fragmento tipo VII (Harr, 1962).	174
Figura 4.70.	Fragmento tipo VIII (Harr, 1962).	175
Figura 4.71.	Fragmento tipo VIII (Harr, 1962).	175
Figura 4.72.	Sistemas divididos en fragmentos reconocibles.	
	(a) Sistema de doble ataguía,	
	(b) Presa de tierra.	176
Figura 4.73.	Ábaco para los fragmentos del tipo II y III (Harr, 1962).	179
Figura 4.74.	Ábaco para el fragmentos del tipo II (Griffiths, 1984).	181
Figura 4.75.	Ábaco para los fragmentos del tipo II y III (Polubarinova & Kochina, 1962).	182
Figura 4.76.	Ábaco para el fragmento del tipo V (Harr, 1962).	182
Figura 4.77.	Modelo de la analogía eléctrica con papel conductor (Wiley, 1982)	
	(a) Electrodo en los bordes permeables.	
	(b) Electrodo en los bordes impermeables.	184
Figura 4.78.	Modelos en tanque de arena (U.S. Engineers Corps, 1986).	
	(a) Flujo de canal a pozo. (b) Flujo de laguna a canal.	
	(c) Tinte trazador en una presa.	186
Figura 4.79.	Modelos con fluido viscoso (U.S. Engineers Corps, 1986).	186
Figura 4.80.	Cara de la estructura donde se mide el gradiente hidráulico de salida.	
	(a) Presa de concreto.	
	(b) Sistema de doble ataguía.	187
Figura 4.81.	Longitud de la cara de la estructura en el borde de salida.	188
Figura 4.82.	Ábaco para determinar el gradiente hidráulico de salida (Harr, 1962).	189
Figura 4.83.	Determinación del diagrama de presiones mediante redes de flujo.	191
Figura 4.84.	Diagrama de la presión ascendente en la cara de contacto de la estructura.	191
Figura 4.85.	Determinación de diagrama de presiones con el método de los fragmentos.	192
Figura 4.86.	Determinación de diagrama de presiones con el método de Lane.	194
Figura 4.87.	Factor de seguridad contra la tubificación (Whitlow, 1994).	195
Figura 4.88.	Elemento de la red de flujo en suelo anisotrópico (Atkinson & Bransby, 1978).	
	(a) Elemento en dimensiones reales.	
	(b) Elemento en dimensiones reales.	197
Figura 4.89.	Redes de flujo construidas en suelo anisotrópico (Cedergren, 1972).	
	(a) Red de flujo anisotrópica en dimensiones reales $k_z > k_x$.	
	(b) Red de flujo anisotrópica en dimensiones reales $k_x > k_z$.	
	(c) Red de flujo construida en la sección transformada.	198

Figura 4.90.	Deflexión de las líneas equipotenciales y de flujo en el borde de suelos con distinta conductividad hidráulica (Atkinson & Bransby, 1978).	200
Figura 4.91.	Presa con sección compuesta. (a) Sección con dos conductividades (b) Sección con núcleo de distinta permeabilidad.	202
Figura 4.92.	Condiciones de transferencia para la línea freática (J. Badillo, 2000). (a) Para $k_1 > k_2$ y $w < 90$. (b) Para $k_1 < k_2$ y $w < 90$. (c) Para $k_1 < k_2$ y $w > 90$ (caso poco común). (d) Para $k_1 \ll k_2$ y $w > 90$ (k_2 muy permeable). (e) Para $k_1 > k_2$ y $w > 90$.	202
Figura 4.93.	Modelo eléctrico para flujo tridimensional (Duncan, 1963).	204
Figura 4.94.	Salida del flujo radial simple (Taylor, 1968). (a) Flujo horizontal del pozo, (b) Red de flujo vista en planta. (c) Red de flujo vista en perfil	206
Figura 4.95.	Flujo radial estacionario con penetración total (J. Badillo, 2000).	207
Figura 4.96.	Flujo radial estacionario con penetración total (J. Badillo, 2000).	209
Figura 4.97.	Flujo radial estacionario con penetración total (J. Badillo, 2000).	211
Figura 4.98.	Superficie libre y superficie piezométrica (J. Badillo, 2000).	212
Figura 4.99.	Flujo radial estacionario con penetración parcial (J. Badillo, 2000).	213
Figura 4.100.	Relación de caudales en penetración parcial y total (J. Badillo, 2000).	215
Figura 5.1.	Esfuerzos y deformaciones debido a las cargas aplicadas	218
Figura 5.2.	Esfuerzo y deformación de corte. (Budhu, 2000)	219
Figura 5.3.	Fuerzas y desplazamientos en un cilindro. (Budhu, 2000)	220
Figura 5.4.	Curvas esfuerzo-deformación de un material elástico lineal y no lineal	221
Figura 5.5.	Curvas esfuerzo-deformación de un material elastoplástico. (Budhu, 2000)	222
Figura 5.6.	Respuesta esfuerzo de corte-deformación de corte para un material elastoplástico. (Budhu, 2000)	223
Figura 5.7.	Esfuerzos en estado elástico, plástico y elastoplástico. (Budhu, 2000)	224
Figura 5.8.	Fuerzas intergranulares actuando en la superficie b-b. (Simons & Menzies, 2000)	226
Figura 5.9.	Separación de las componentes de las fuerzas intergranulares. (Simons & Menzies, 2000)	228
Figura 5.10.	Representación esquemática de la transmisión de fuerzas a través de un suelo. (a) Sección de un recipiente lleno de suelo, (b) Ampliación de una parte de la sección mostrando las fuerzas transmitidas por dos puntos de contacto. (Lambe Whitman, 1976).	230
Figura 5.11.	Esfuerzos en campo debidos al peso del suelo mismo en reposo. (Simons & Menzies, 2000)	230
Figura 5.12.	(a) Estrato de suelo en un tanque donde no hay flujo de agua; variación de (b) esfuerzos totales, (c) presión de poros del agua; (d) esfuerzo efectivo con la profundidad para un estrato de suelo sumergido sin flujo de agua. (Das, 1998)	232
Figura 5.13.	(a) Estrato de suelo en un tanque con flujo de agua ascendente; variación de (b) esfuerzos totales, (c) presión de poros del agua,	

	(d) esfuerzo efectivo con la profundidad para un estrato de suelo con flujo de agua ascendente. (Das, 1998)	234
Figura 5.14.	(a) Estrato de suelo en un tanque con flujo de agua descendente, variación de (b) esfuerzos totales, (c) presión de poros del agua, (d) esfuerzo efectivo con la profundidad para un estrato de suelo con flujo de agua descendente. (Das, 1998).	237
Figura 5.15	Fuerza producida en un volumen de suelo (a) sin flujo de agua, (b) Flujo de agua ascendente (c) Flujo de agua descendente. (Das, 1998)	241
Figura 5.16.	(a) Verificación contra el levantamiento aguas abajo para una fila de tabla estacas introducidas en un estrato permeable, (b) ampliación de la zona de levante. (Das, 1998)	241
Figura 5.17.	Uso de un filtro para aumentar el factor de seguridad contra el levantamiento. (Das, 1998)	244
Figura 5.18.	Definición del material base y material del filtro.	245
Figura 5.19.	Criterio para la selección de filtros. (Das, 1998)	246
Figura 5.20.	Modelo cilindro–resorte para la condición de carga. (Simons & Menzies, 2000)	248
Figura 5.21.	Modelo cilindro-resorte para la condición de descarga (Simons & Menzies, 2000)	249
Figura 5.22.	Respuesta de la presión de poros de una arcilla saturada cargada rápidamente en forma local. (Simons & Menzies, 2000)	250
Figura 5.23.	Presión de poros en un corte a largo y corto plazo. (Simons & Menzies, 2000)	251
Figura 5.24.	Estado de esfuerzos general. (Budhu, 2000)	254
Figura 5.25.	Condición de deformación plana para un elemento de suelo detrás de un muro de contención. (Budhu, 2000)	256
Figura 5.26.	Condición axisimétrica en un elemento de suelo bajo el centro de un tanque. (Budhu, 2000)	256
Figura 6.1.	Bloque que se desliza sobre una superficie inclinada. (a) Bloque encima de una superficie plana, (b) Fuerzas resultantes debido a la inclinación,	258
Figura 6.2.	Esfuerzo de corte generado en la superficie de contacto.	258
Figura 6.3.	Fuerzas surgidas por el contacto interparticular.	259
Figura 6.4.	Situaciones donde se genera la falla al corte del suelo. (a) Talud. (b) Fundación.	259
Figura 6.5.	Estado de esfuerzos de un elemento de suelo en la superficie de corte. (a) Elemento ubicado en la superficie de corte, (b) Esfuerzos que actúan en las caras del elemento, (c) Esfuerzos que actúan en el prisma triangular.	260
Figura 6.6.	Círculo de esfuerzos de Mohr.	262
Figura 6.7.	Ubicación de los esfuerzos en el círculo de esfuerzos de Mohr. (a) Esfuerzos que actúan en el elemento, (b) Esfuerzos ubicados en el círculo.	263
Figura 6.8.	Método del polo. (a) Esfuerzos que actúan en el elemento, (b) Esfuerzos ubicados en el círculo.	263
Figura 6.9.	Elemento libre de esfuerzos de corte.	

	(a) Esfuerzos normales máximo y mínimo en el elemento,	
	(b) Esfuerzos en el círculo.	264
Figura 6.10.	Ejemplo del drenaje en suelos.	
	(a) Esponja de orificios grandes,	
	(b) Esponja de orificios muy pequeños.	264
Figura 6.11.	Incremento de la presión de poros por el terraplén	
	(Simons & Menzies, 2000).	265
Figura 6.12.	Variación de espesores en un perfil de suelo	
	(Simons & Menzies, 2000).	266
Figura 6.13.	Línea de consolidación del suelo.	266
Figura 6.14.	Arcilla normalmente consolidada y sobreconsolidada.	
	(a) Variación del contenido de humedad y el esfuerzo de corte,	
	respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.	
	(b) Niveles de deposición y erosión en toda la historia geológica.	267
Figura 6.15.	Distorsión debida al cortante puro en suelos del Tipo I y II (Budhu, 2000).	
	(a) Elemento de suelo en su estado original,	
	(b) Suelo del Tipo I. (c) Suelo del tipo II.	269
Figura 6.16.	Esfuerzo de corte respecto a la deformación angular	
	(Budhu, 2000).	269
Figura 6.17.	Variación de la deformación unitaria respecto a la angular	
	(Budhu, 2000).	270
Figura 6.18.	Índice de vacíos respecto a la deformación angular	
	(Budhu, 2000).	270
Figura 6.19.	Esfuerzo de corte en función al esfuerzo efectivo normal	
	(Budhu, 2000).	271
Figura 6.20.	Deformación unitaria en función al esfuerzo efectivo normal	
	(Budhu, 2000).	271
Figura 6.21.	Índice de vacíos crítico en función al esfuerzo efectivo normal	
	(Budhu, 2000).	272
Figura 6.22.	Envolvente de falla para suelos del Tipo I, II y II-A	
	(Budhu, 2000).	272
Figura 6.23.	Modelo físico para suelos del Tipo I (Budhu, 2000).	
	(a) Bloque de madera antes del deslizamiento,	
	(b) Partículas antes del deslizamiento.	273
Figura 6.24.	Forma de deslizamiento de las partículas en suelos del Tipo I.	274
Figura 6.25.	Forma de deslizamiento de las partículas en suelos del Tipo II.	274
Figura 6.26.	Modelo físico para suelos del Tipo II (Budhu, 2000).	275
Figura 6.27.	Efecto de la dilatancia en la envolvente de falla en suelos Tipo II	
	(Budhu, 2000).	276
Figura 6.28.	Envolvente de falla alternativa.	277
Figura 6.29.	Envolvente de falla para suelos cementados (Budhu, 2000).	278
Figura 6.30.	Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos del Tipo I.	279
Figura 6.31.	Envolvente de falla de Mohr-Coulomb para suelos del Tipo II.	280
Figura 6.32.	Envolvente de falla de Mohr-Coulomb	
	alternativa para suelos del Tipo II.	281
Figura 6.33.	Envolvente de falla de Mohr-Coulomb en estado no drenado.	282
Figura 6.34.	Aparato para el ensayo del corte directo	
	(Laboratorio de geotecnia, UMSS).	285
Figura 6.35.	Accesorios del aparato de corte (ELE).	
	(a) Caja de corte,	
	(b) Muestreador,	

	(c) Extractor de muestra,	
	(d) Placa de transferencia de carga,	
	(e) Piedras porosas.	285
Figura 6.36.	Armado de la caja de corte (Laboratorio de geotecnia, UMSS).	285
Figura 6.37.	Anillo de carga y deformímetro (Laboratorio de geotecnia, UMSS).	286
Figura 6.38.	Caja de corte (Das, 1997).	287
Figura 6.39.	Variación del esfuerzo de corte respecto al desplazamiento horizontal.	288
Figura 6.40.	Variación del desplazamiento vertical de corte respecto al horizontal.	288
Figura 6.41.	Envolvente de falla.	288
Figura 6.42.	Fotografía del sistema triaxial completo (Laboratorio de geotecnia, UTN).	289
Figura 6.43.	Esquema del banco triaxial completo.	289
Figura 6.44.	Prensa de compresión (Laboratorio de geotecnia, UTN).	290
Figura 6.45.	Cámara o celda triaxial.	291
Figura 6.46.	Componentes del exceso de presión de poros (Skempton, 1954).	292
Figura 6.47.	Influencia de la historia del suelo en la presión de poros (Bishop, 1960).	295
Figura 6.48.	Variación de A_f según OCR (Bishop, 1960).	295
Figura 6.49.	ConFiguración del banco triaxial para las etapas 1 y 2.	296
Figura 6.50.	ConFiguración del banco triaxial para medir el cambio de volumen.	298
Figura 6.51.	Variación de la presión de poros durante la compresión (Whitlow, 1994). (a) Esfuerzos durante la compresión, (b) Presión de poros inicial, (c) Presión de poros de falla.	298
Figura 6.52.	Tipos de falla en ensayos triaxiales (Whitlow, 1994). (a) Falla frágil (corte), (b) Falla parcial al corte, (c) Falla de flexibilidad plástica o en barril.	299
Figura 6.53.	Envolvente de falla no drenado resultante del triaxial UU.	300
Figura 6.54.	Deformación vertical en función al esfuerzo desviador en un ensayo triaxial UU.	301
Figura 6.55.	Deformación vertical en función a σ_d , Δu y \bar{A} en un triaxial CU en suelo Tipo II	303
Figura 6.56.	Envolvente de falla para un suelo Tipo II en un ensayo triaxial CU.	303
Figura 6.57.	Deformación vertical en función al esfuerzo desviador en un ensayo triaxial CD.	305
Figura 6.58.	Envolvente de falla para un suelo Tipo I en un ensayo triaxial CD.	306
Figura 6.59.	Ensayo de compresión inconfina (Das, 1997).	306
Figura 6.60.	Deformación vertical respecto al esfuerzo axial en la compresión inconfina.	307
Figura 6.61.	Combinación de esfuerzos en la falla en el ensayo de compresión inconfina.	307
Figura 6.62.	Combinación de esfuerzos en la falla en el ensayo de compresión inconfina.	309
Figura 6.63.	Extremo inferior de la Veleta.	309
Figura 6.64.	Ensamblado de la veleta en campo (U.S. Navy, 1982).	

	(a) Dimensiones estándar.	
	(b) Ensamblado.	310
Figura 6.65.	Penetrómetro de bolsillo (ELE).	311
Figura 6.66.	Micromolinete (ELE).	311
Figura 6.67.	Valores típicos de Φ' para suelos poco cohesivos (U.S. Navy, 1982).	312
Figura 6.68.	Valores típicos de Φ' para arcillas y limos NC (Mitchell, 1993).	312
Figura 6.69.	Compresión inconfinda en arcilla inalterada y remoldeada (Das, 1998).	314
Figura 6.70.	Comportamiento esfuerzo-deformación unitaria (Whitlow, 1994). (a) Elástico frágil, (b) Dúctil, (c) Completamente plástico, (d) Inelástico, (e) Cedencia dúctil.	315
Figura 6.71.	Comportamiento esfuerzo-deformación unitaria (Whitlow, 1994).	316
Figura 6.72.	Trayectorias de esfuerzos en el espacio (σ'_1, σ'_3) (Whitlow, 1994).	317
Figura 6.73.	Trayectorias de esfuerzos en el espacio (t', s')(Whitlow, 1994). (a) Condición drenada, (b) Condición no drenada.	318
Figura 6.74.	Trayectorias de esfuerzos por descarga en una excavación (Whitlow, 1994). (a) Condición drenada, (b) Condición no drenada.	319
Figura 6.75.	Envolvente de puntos de esfuerzo de falla (Whitlow, 1994).	320
Figura 6.76.	Trayectorias de esfuerzos en el espacio (q', p') (Whitlow, 1994).	322
Figura 6.77.	Parámetros del modelo de estado crítico (Budhu, 2000). (a) Envolvente de falla, (b) Línea de consolidación, (c) Línea de consolidación normalizada.	325
Figura 6.78.	Proyección tridimensional de la línea de estado crítico (Whitlow, 1994).	327
Figura 6.79.	Líneas de estado crítico en los espacios (q, p') y (e, p') (Whitlow, 1994).	328
Figura 6.80.	Expansión de la superficie de fluencia (Budhu, 2000).	329
Figura 6.81.	Formas de la línea de estado crítico (Budhu, 2000).	330
Figura 6.82.	Representación de ensayos triaxiales en el espacio (q, p') (Whitlow, 1994).	331
Figura 6.83.	Determinación del índice de vacíos en la línea de estado crítico (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) CSL en el espacio (e, p'), (b) CSL en el espacio ($e, \ln p'$).	332
Figura 6.84.	Trayectoria de esfuerzos efectivos (Budhu, 2000).	333
Figura 6.85.	Superficie de Roscoe en suelo muy sobreconsolidado (Whitlow, 1994).	334
Figura 6.86.	Superficie de Hvorslev en un suelo muy sobreconsolidado (Whitlow, 1994).	335
Figura 6.87.	Aspecto tridimensional de la superficie límite de estado (Whitlow, 1994).	336

Figura 6.88.	Superficie límite de estado normalizada (Whitlow, 1994).	337
Figura 6.89.	Predicción de resultados de un ensayo CD usando el MSC (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga, (c) Deformación debido al esfuerzo desviador, (d) Variación del índice de vacíos respecto a la deformación.	338
Figura 6.90.	Predicción de resultados de un ensayo CU ($R_0 \leq 2$) en el CSM (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga, (c) Deformación debido al esfuerzo desviador, (d) Variación de la presión de poros respecto a la deformación.	340
Figura 6.91.	Predicción de resultados de un ensayo CD ($R_0 > 2$) en el CSM (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga, (c) Deformación debido al esfuerzo desviador, (d) Variación de la presión de poros respecto a la deformación.	341
Figura 6.92.	Predicción de resultados de un ensayo CU ($R_0 \geq 2$) en el CSM (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga, (c) Deformación debido al esfuerzo desviador, (d) Variación de la deformación volumétrica ε_p respecto a la deformación.	341
Figura 6.93.	Falla en ensayos CD (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga.	343
Figura 6.94.	Falla en ensayos CU (Budhu, 2000).	345
Figura 6.95.	Respuesta del suelo a la carga y descarga/recarga (elástica) (Budhu, 2000).	347
Figura 6.96.	Variación de los parámetros de rigidez según a la deformación (Budhu, 2000).	348
Figura 6.97.	Determinación de la deformación plástica (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga.	350
Figura 6.98.	Suelo K_0 -consolidado y el isotrópicamente consolidado (Budhu, 2000). (a) Superficie de fluencia, (b) Trayectoria de carga/descarga.	353
Figura 7.1.	Principios de compactación. (Das, 1998)	358
Figura 7.2.	Curva de compactación típica.	359
Figura 7.3.	Curvas de compactación para ocho suelos utilizando la prueba Proctor estándar, (Jonson y Sallberg, 1960).	362
Figura 7.4.	Cuatro tipos de curvas de compactación encontradas en los suelos.	362
Figura 7.5.	Efecto de la energía de compactación en la compactación de una arcilla arenosa.	364
Figura 7.6.	Equipo para la prueba Proctor estándar (a) molde, (b) pison, (Das, 1998).	365
Figura 7.7.	Compactación de un suelo, usando el pison Proctor estándar	366
Figura 7.8.	Equipo de compactación en laboratorio.	367
Figura 7.9.	Curvas de compactación para los ensayos Proctor estándar y modificado. (Holtz & Kovacs, 2000)	368

Figura 7.10.	Estructuras extremas de un suelo arcilloso: (a) Alto grado de orientación de las partículas, (b) bajo grado de orientación de las partículas.	369
Figura 7.11.	Efecto de la compactación en la estructura del suelo. (Lambe, 1958)	370
Figura 7.12.	Influencia del tipo de compactación en la estructura adquirida por el suelo compactado.	371
Figura 7.13.	Cambio en la permeabilidad con el contenido de agua del moldeado. (Lambe, 1958)	372
Figura 7.14.	Cambio en la compresibilidad con el contenido de agua del moldeado. (a) Baja presión de consolidación, (b) Alta presión de consolidación. (Lambe, 1958)	374
Figura 7.15.	Expansión de una muestra de arcilla arenosa compactada estáticamente y por manipulación.	375
Figura 7.16.	Relación entre la presión estática de compactación (energía de compactación) y la presión de expansión en una arcilla.	375
Figura 7.17.	La contracción como una función del contenido de agua y tipo de compactación. (Seed y Chan, 1959)	376
Figura 7.18.	La resistencia como una función de la energía de compactación, y el contenido de agua del moldeado. (Seed y Chan, 1959)	378
Figura 7.19.	La resistencia como medida del CBR y la densidad seca versus el contenido de agua para compactación de impactos en laboratorio. (Tumbull y Foster, 1956)	378
Figura 5.20.	Conceptos de densidad relativa y compactación relativa. (Lee y Singh, 1971)	380
Figura 7.21.	Densidad seca en función del contenido de humedad, ilustrando la condición más eficiente para la compactación en campo. (Seed, 1964)	381
Figura 7.22.	Algunos métodos para determinar la densidad en campo (Holtz & Kovacs, 2000)	385
Figura 7.23.	Procedimiento del método rápido de determinación del grado de compactación del terraplén.	387
Figura 7.24.	Densímetro nuclear en funcionamiento. (ELE internacional, 1993)	388
Figura 5.25.	Determinación nuclear de la densidad y el contenido de humedad: (a) Transmisión directa, (b) Dispersión trasera, (c) Boquete de aire. (Troxler electronic laboratorios, Inc., Research triangle park, North Carolina).	389
Figura 7.26.	Comparación entre las compactaciones en laboratorio y en campo, (1) Compactación estática en laboratorio, 140 kg/cm ² , (2) Proctor modificado, (3) Proctor estándar, (4) Compactación estática en laboratorio a 14 kg/cm ² , (5) Compactación en campo con seis pasadas de un rodillo neumático, (6) Compactación en campo con seis pasadas de un rodillo pata de cabra.	390
Figura 7.27.	Compactador con rodillos pata de cabra.	391

Figura 7.28.	Formas usuales en las patas de los rodillos pata de cabra, (J. Badillo, 1976).	392
Figura 7.29.	Influencia de la forma en la punta del vástago de los “rodillos pata de cabra”, (J. Badillo, 1976).	392
Figura 7.30.	Influencia del tamaño y área de la sección recta en los vástagos de los “rodillos pata de cabra”, (J. Badillo, 1976).	393
Figura 7.31.	Compactador con rodillos de pata apisonadora.	394
Figura 7.32.	Compactador con rodillos neumáticos.	394
Figura 7.33.	Compactación con rodillo neumático. Relación entre el peso específico seco y la presión de inflado. (Juárez Badillo, 1976)	395
Figura 7.34.	(a) Compactador con rodillos vibratorios, (b) Rodillo liso vibratorio tipo remolcado.	396
Figura 7.35.	Compactador con rodillos lisos de acero.	397
Figura 7.36.	Compactador con placa vibratoria.	397
Figura 7.37.	Tipos de suelo lo mejor posible satisfechos para varios tipos de equipos de compactación. (Coduto, 1998)	398
Figura 7.38.	Relación entre el peso específico seco y el número de pasadas (por un rodillo liso de tres llantas de 9.5 ton), el suelo de un estrato suelto es compactado 9 plg a diferentes contenidos de humedad. Curva de crecimiento para una arcilla limosa.	399
Figura 7.39.	Efecto del número de pasadas en el grado de compactación de diversos suelos con un rodillo para de cabra, (Lambe Whitman, 1976)	400
Figura 7.40.	Compactación con rodillo neumático. Efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso específico seco de diversos suelos.	401
Figura 7.41.	Ilustración de la eficiencia de la compactación por vibración.	401
Figura 7.42.	Variación del peso específico seco con el número de pasadas del rodillo; espesor del terraplén = 2.44 m.	402

INDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1.1. Ejemplos de rocas ígneas (Blyth & de Freitas, 1989).	8
Tabla 1.2. Ejemplos de rocas sedimentarias (Blyth & de Freitas, 1989).	9
Tabla 1.3. Ejemplos de rocas metamórficas (Blyth & de Freitas, 1989).	10
Tabla 1.4. Índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario sec (Coduto, 1999).	23
Tabla 1.5. Gravedad específica de algunos minerales (Coduto, 1999).	24
Tabla 1.6. Relaciones de peso-volumen (Das, 1998).	28
Tabla 1.7. Sistemas para identificar el tamaño de partículas del suelo (Das, 1998).	29
Tabla 1.8. Serie ASTM de tamices (ASTM D422 y E100).	32
Tabla 1.9. Valores de K (ASTM D422).	37
Tabla 1.10. Valores de L para distintas lecturas (R) del hidrómetro.	38
Tabla 1.11. Valores de a (ASTM D422).	39
Tabla 1.12. Descripción del suelo según la densidad relativa (Lambe & Whitman, 1969).	41
Tabla 1.13. Valores para la relación $(N/25)^{0.121}$ (ASTM D4318).	46
Tabla 1.14. Grado de plasticidad del suelo (Sowers, 1979).	48
Tabla 1.15. Actividad de las arcillas (Whilow, 1994).	49
Tabla 1.16. Valores de los límites de Atterberg para los minerales de arcilla (Mitchell, 1976).	53
Tabla 2.1. Símbolos de grupo para la clasificación de suelos según el sistema Unificado	59
Tabla 2.2. Nombres de grupo para suelos gravosos.	60
Tabla 2.3. Nombres de grupo para suelos arenosos.	60
Tabla 2.4. Nombres de grupo para suelos finos inorgánicos.	61
Tabla 2.5. Nombres de grupo para suelos finos orgánicos.	62
Tabla 2.6. Evaluación de las propiedades del suelo en base al símbolo de grupo. (Coduto, 1999)	64
Tabla 2.7. Clasificación de suelos sistema AASHTO. (a) Material granular; (b) Material fino.	67
Tabla 2.8. Propiedades y características físicas. en suelos Granulares y suelos Finos (Valle Rodas, 1976).	71
Tabla 2.9. Compactación y tipo de pavimento. (a) Suelos granulares, (b) Suelos Finos (Valle Rodas, 1976).	74
Tabla 2.10. Comparación del sistema AASHTO con el sistema Unificado.	75
Tabla 2.11. Comparación del sistema Unificado con el sistema AASHTO.	76
Tabla 3.1. Cantidad mínima de muestra que se debe examinar.	79
Tabla 3.2. Criterio para describir la angularidad de las partículas granulares.	80
Tabla 3.3. Criterio para describir la forma de las partículas granulares.	80
Tabla 3.4. Criterio para describir la reacción del HCl.	81
Tabla 3.5. Criterio para describir la condición de humedad.	81
Tabla 3.6. Criterio para describir la consistencia.	81

Tabla 3.7.	Criterio para describir el grado de cementación.	81
Tabla 3.8.	Criterio para describir la estructura.	82
Tabla 3.9.	Criterio para describir la resistencia en seco.	85
Tabla 3.10.	Criterio para describir la Dilatancia.	85
Tabla 3.11.	Criterio para describir la Tenacidad.	86
Tabla 3.12.	Criterio para describir la Plasticidad.	86
Tabla 3.13	Identificación de suelos finos Inorgánicos sobre la base de ensayos manuales.	87
Tabla 3.14.	Información básica en una Descripción e Identificación se Suelos	89
Tabla 4.1.	Valores del coeficiente C en mm ² (Crespo, 2001).	103
Tabla 4.2.	Rango aproximado de ascenso capilar en suelos (Das, 1998).	104
Tabla 4.3.	Valores típicos de la conductividad hidráulica (Coduto, 1999).	117
Tabla 4.4.	Grado de permeabilidad del suelo (Whitlow, 1994).	118
Tabla 4.5.	Valores para C _i (Das, 1998).	118
Tabla 4.6.	Valores del coeficiente C (Tindall & Kunkel 1999; Whitlow, 1994)	125
Tabla 4.7.	Factor de angularidad (U.S. Army Corps, 1986).	129
Tabla 4.8.	Valores de S _i para USCS (U.S. Army Corps, 1986).	130
Tabla 4.9.	Relaciones empíricas para determinar k (Das, 1998).	132
Tabla 4.10	Implicaciones de la conductividad hidraulica (Holtz & Kovacs,1981)	138
Tabla 4.11.	Tipos de fragmentos (Harr, 1962).	177-178
Tabla 4.12.	Tabla para los fragmentos del tipo II y III (Harr, 1962).	180
Tabla 4.13.	Correspondencia entre el flujo de agua y la corriente eléctrica (J. Badillo, 2000).	184
Tabla 5.1	Típicos valores del índice de Poisson.	221
Tabla 5.2.	Variación de C _o con d/T	243
Tabla 5.3.	Típicos valores de E y G.	254
Tabla 6.1.	Rango de valores para ángulos de fricción (Budhu, 2000).	278
Tabla 6.2.	Ensayos para determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo.	284
Tabla 6.3.	Valores de coeficiente A _f . (Skempton, 1964)	296
Tabla 6.4.	Rango de valores de \bar{A} en la falla para diversos suelos.	304
Tabla 6.5.	Consistencia de la arcilla (Das, 1997).	308
Tabla 6.6.	Parámetros determinados en los ensayos triaxiales.	308
Tabla 6.7.	Relaciones empíricas para los parámetros de resistencia al corte (Budhu, 2000).	313
Tabla 6.8.	Sensitividad de la arcilla. (Das, 1997)	314
Tabla 6.9.	Valores de α . (Jamiołkowski, 1991)	349
Tabla 6.10.	Valores de k ₁ (Seed & Idriss, 1970).	349
Tabla 7.2.	Efecto de la energía de compactación con el número de caídas por capa (Das, 1998)	363
Tabla 7.1.	Especificaciones técnicas para la prueba de compactación Proctor según las especificaciones ASTM.	367
Tabla 5.4.	Comparación de las propiedades del suelo entre la compactación por el lado húmedo y por el lado seco del óptimo (Holtz & Kovacs, 1981).	379

1	Incremento de esfuerzos en una masa de suelo	1
1.	Método de Boussinesq.	7
1.1	General.	7
1.2	Incremento de esfuerzos debido a una carga lineal.	11
1.3	Incremento de esfuerzos debido a una carga continua (ancho finito y longitud infinita).	12
1.4	Incremento de esfuerzos debido a un área circular uniformemente cargada.	16
1.5	Incremento de esfuerzos debido a un área rectangular uniformemente cargada	20
1.6	Incremento de esfuerzo vertical debido a un área uniformemente cargada de cualquier forma	25
1.7	Casos especiales de carga para la solución de Boussinesq	26
2.	Métodos probabilísticos aproximados.	28
2.1	Carga Puntual.	28
2.2	Carga Lineal.	31
2.3	Carga continua.	32
2.4	Carga vertical uniforme sobre un área rectangular	32
2.5	Carga vertical uniforme sobre un área circular	32
3.	Método de Westergaard.	35
4.	Incremento de esfuerzos en medios estratificados.	36
4.1	Incremento de esfuerzos debido a una carga de franja continua.	37
4.2	Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada en forma circular	46
5.	Incremento de esfuerzos en medios finitos.	52
5.1	Incremento de esfuerzos debido a una carga de franja continua	52
5.2	Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada de forma circular	54
5.3	Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada de forma rectangular	54
6.	Determinación del incremento de esfuerzos en medios estratificados a través del método probabilístico.	55
7.	Incremento de esfuerzos debido a una carga rígida.	56
8.	Tipos de cargas impartidas en el terreno.	66
2	Asentamiento de fundaciones superficiales	67
1.	Asentamiento inmediato.	69
1.1.	Asentamiento inmediato en estratos de suelo cohesivo de espesor finito.	74
1.1.1	Asentamiento inmediato en estratos de suelo cohesivo de espesor finito.	75
1.2.	Asentamiento inmediato en suelos granulares.	75
1.2.1.	Cálculo del asentamiento en suelos granulares a partir del método de Schmertmann.	76
1.2.2.	Cálculo del asentamiento en suelos granulares a partir de ensayos de penetración estándar (SPT).	83
1.3	Determinación del módulo de elasticidad apropiado a utilizarse en el cálculo de asentamientos.	86

2 Asentamiento por consolidación primaria.	92
2.1 Relación de esfuerzos de campo-laboratorio	93
2.2. Ensayo de consolidación.	96
2.3 Determinación de la curva virgen de compresión de laboratorio	100
2.4 Esfuerzo o presión de preconsolidación.	104
2.4.1 Determinación de la presión de preconsolidación.	106
2.5 Obtención de la curva de consolidación de campo	108
2.6. Determinación de parámetros de campo.	111
2.6.1 Compresibilidad del suelo.	111
2.7 Cálculo del asentamiento producido en el ensayo de consolidación. (Asentamiento odométrico).	116
2.7.1. Cálculo del asentamiento odométrico en suelos normalmente consolidados.	116
2.7.2. Cálculo del asentamiento edométrico en suelos sobreconsolidados.	117
2.8 Cálculo del asentamiento por consolidación primaria determinado a partir de los resultados obtenidos del ensayo de consolidación	117
2.9 Cálculo del asentamiento total producido en suelos cohesivos.	118
2.10 Tiempo de consolidación	119
2.11 Coeficiente de consolidación.	128
2.11.1 Método de Casagrande (Método de Log-tiempo).	128
2.11.2 Método de Taylor (Método de la raíz cuadrada de tiempo).	129
3 Asentamiento por consolidación secundaria.	132
4. Asentamientos tolerables, diferenciales y totales	133

3 Capacidad de apoyo de fundaciones superficiales.	134
1 Carga última de apoyo.	139
2 Métodos semi- empíricos para la determinación de la capacidad última de apoyo.	148
2.1 Método de Terzaghi.	148
2.2 Método de Meyerhof.	152
2.3 Ecuación de Hansen.	153
2.4 Método de Vesic.	157
3 Criterio para la elección de la ecuación utilizada para la determinación de la capacidad de apoyo.	159
4. Elección de parámetros de resistencia.	161
4.1 Condiciones drenadas.	161
4.2 Condición no drenada.	162
5. Capacidad de apoyo para una fundación rectangular cuando la carga es aplicada en un lugar distinto al centroide.	162
5.1 Método de Meyerhof	163
5.2 Método de Prakash y Saran.	165
5.3 Método de Hightner y Anders.	164
5.4 Método de Hansen y Vesic.	173
6. Capacidad última de apoyo en un suelo estratificado.	173

6.1 Estrato de suelo fuerte sobre estrato de suelo débil.	173
6.2 Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo fuerte.	183
4 Suelos especiales.	185
1 Suelos dispersivos.	185
1.1 Definición.	185
1.2 Identificación de arcillas dispersivas.	186
1.2.1 Ensayo de erosión interna (Pinhole test).	187
1.2.2 Análisis químico del extracto de agua de poros.	192
1.2.3 Método Estándar para las características de suelos arcillosos por doble hidrometría.	193
1.2.4 Ensayo químico de fracciones del suelo (Crumb test).	195
1.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con arcillas dispersivas.	196
2 Suelos colapsables.	197
2.1 Definición.	197
2.2 Identificación de suelos colapsables.	197
2.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con suelos colapsables.	205
3 Suelos expansivos.	205
3.1 Definición.	205
3.2 Identificación de suelos expansivos.	207
3.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con suelos expansivos.	214
5 Esfuerzos laterales del terreno.	216
1 Esfuerzo lateral del terreno en condición de reposo.	220
2 Esfuerzo lateral del terreno en condición activa.	223
2.1 Teoría de Rankine	224
2.1.1 Esfuerzo activo para suelos granulares determinado a través de la Teoría de Rankine.	225
2.1.2 Esfuerzo activo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Rankine.	227
2.2 Teoría de Coulomb.	228
2.2.1 Esfuerzo activo para suelos granulares determinado a través de la Teoría de Coulomb.	231
2.2.1.1 Solución gráfica para la teoría de Coulomb en suelos granualres (Método de Culmann).	232
2.2.2 Esfuerzo activo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Coulomb.	239
3 Esfuerzo lateral del terreno en condición pasiva.	240
3.1 Teoría de Rankine.	241
3.1.1 Esfuerzo pasivo para suelos granulares determinado a través de la Teoría de Rankine.	242
3.1.2 Esfuerzo pasivo para suelos cohesivos determinado a	244

través de la Teoría de Rankine.	
3.2 Teoría de Coulomb.	244
3.2.1 Esfuerzo pasivo para suelos granulares determinado a través de la teoría de Coulomb.	244
3.2.2 Esfuerzo pasivo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Coulomb.	248
3.3 Determinación de la presión pasiva del terreno considerando una superficie de falla circular (Método de Terzaghi & Peck).	249
4 Cartas semi-empíricas para la determinación del esfuerzo lateral del terreno	255
5 Determinación del esfuerzo lateral del terreno basada en la teoría de elasticidad.	257
6 Determinación del esfuerzo lateral del terreno en cortes.	258
7. Comentarios.	262
6 Diseño de muros de contención.	264
1 Tipos de muros de contención.	264
1.1 Muros de contención tipo gravedad.	264
1.2 Muros de contención tipo ménsula (voladizo).	265
1.3 Muros de contención con contrafuertes.	265
1.4 Muros de contención tipo bandeja.	265
1.5 Muros de contención tipo criba.	266
2 Predimensionamiento de muros de contención.	267
3 Fuerzas actuantes en un muro de contención.	267
4 Diseño de muros de contención.	270
4.1 Verificación al volteo respecto a la punta del muro.	270
4.2 Verificación al deslizamiento a lo largo de la base.	273
4.3 Verificación a la falla por capacidad de carga de la base.	275
4.4 Verificación a la falla por asentamiento.	278
5 Fallas por cortante en un muro de contención.	279
7 Estabilidad de taludes.	283
1 Tipos de fallas.	284
2 Análisis de estabilidad.	286
3 Taludes infinitos.	290
4 Taludes finitos.	294
4.1 Superficie de falla plana.	295
4.2 Superficie de falla circular	298
4.2.1 Método de masas.	298
4.2.1.1 Método de masas – Condición a corto plazo.	300
4.2.1.2 Método de masas – Condición a largo plazo.	303
4.2.1.2.1 Método del círculo de fricción para suelos $c'-\phi'$ con $u = 0$.	303
4.2.1.2.2 Cartas de Cousins para suelos $c'-\phi'$ con $u > 0$.	306
4.2.2 Método de fragmentos.	310
4.2.2.1 Método de Bishop simplificado.	313
4.2.2.2 Método de Bishop & Morgenstern.	317

4.2.2.3. Método de Spencer.	321
5. Consideraciones de niveles y presiones de agua.	321
5.1 Superficie freática.	321
5.2 Superficie piezométrica.	323
5.3 Coeficiente de presión de poros r_u	324
6. Método generalizado del equilibrio límite.	325
7. Comparación de métodos.	327
8. Fluctuación del factor de seguridad.	330
8.1 Fluctuación del factor de seguridad para terraplenes construidos.	330
8.2 Fluctuación del factor de seguridad para cortes.	331
8 Exploración del subsuelo.	335
1. Profundidad y número de sondeos.	336
2. Perforaciones.	340
3. Muestreo de suelo	344
4. Ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test: SPT)	347
4.1 Factores que afectan el número de golpes N	348
4.2 Método empírico para estimar el valor de N_{60} y N_{70} .	350
4.3 Correlaciones a partir de ensayos SPT.	352
4.4 Capacidad de apoyo en arenas a partir de ensayos SPT.	356
5. Ensayo de carga de placa (Plate loading Test)	357
5.1. Determinación de la capacidad de apoyo convencional a partir del ensayo de carga de placa.	362
6. Ensayo de penetración del cono (CPT).	364
6.1 Correlaciones a partir de ensayos CPT.	367
6.2 Valores de capacidad de carga a partir de ensayos CPT.	371
6.3 Valores equivalentes con el ensayo SPT.	372
7. Ensayo del dilatómetro.	373
8. Ensayo de refracción sísmica.	375
9. Sondeo eléctrico vertical (SEV).	378
Bibliografía	379

CAPITULO UNO

Incremento de esfuerzos en una masa de suelo

Todas las obras de ingeniería civil imparten cargas en el suelo donde son emplazadas, tales cargas producen compresión, corte, y en algunos casos esfuerzos de tracción. Por ejemplo, cuando se construye un tanque de almacenamiento de petróleo, éste impone una carga uniforme y circular sobre la superficie; la cual produce deformaciones y en algunas ocasiones planos de falla al corte. Esta presión disminuye a medida que aumenta la profundidad.

Las fundaciones producen asentamientos debido a un cambio en la forma de la masa de suelo, es decir, debido a un cambio en el volumen. Este cambio de volumen o asentamiento se debe a un incremento de esfuerzos en la masa de suelo.

La forma del perfil de suelo deformado depende de dos factores fundamentales:

- Estructura del suelo (cohesivo o granular)
- La rigidez de la fundación

Se define como presión de contacto a la intensidad de carga transmitida por la cara inferior de la fundación al suelo. La Figura 1.1 muestra las diferentes posibilidades de respuesta del suelo cuando se imponen cargas sobre la superficie a través de fundaciones rígidas o flexibles.

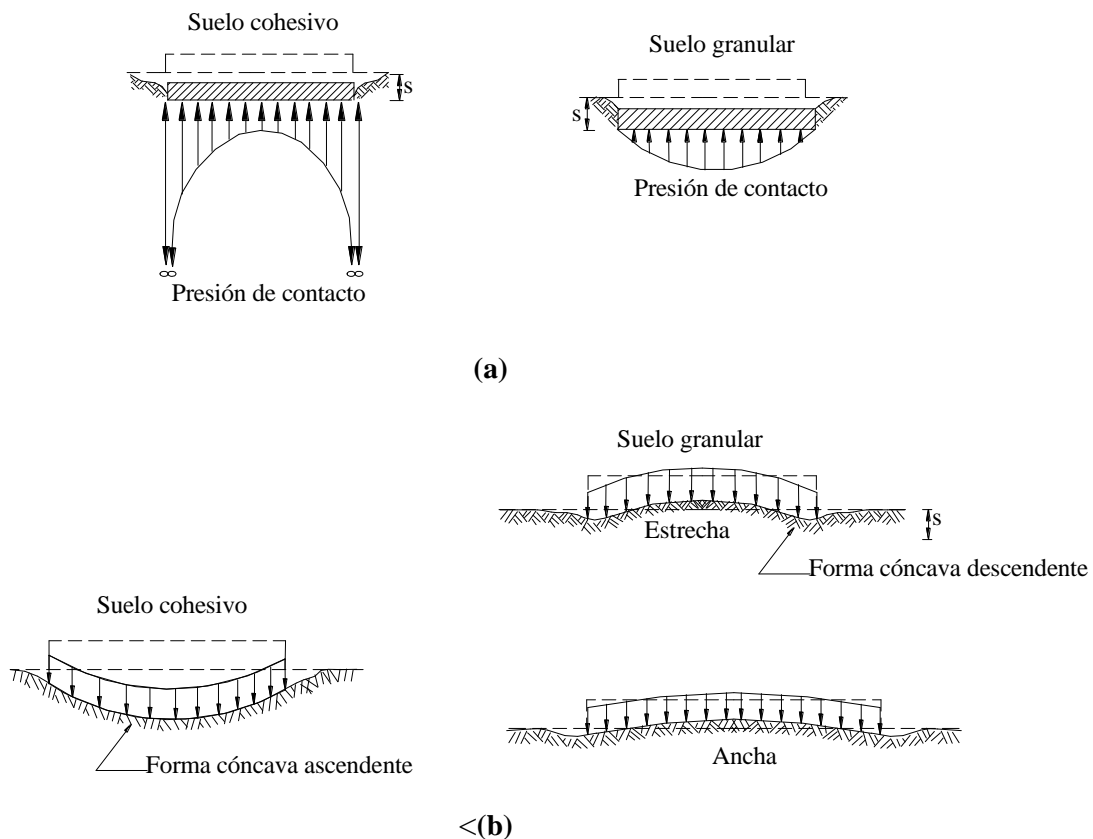


Figura 1.1. Distribución del perfil de asentamiento y la presión de contacto debido a la aplicación de cargas **(a)** Para fundaciones rígidas **(b)** Para fundaciones flexibles (Holtz, 1991)

A partir de la Figura 1.1 desarrollada por Holtz (1991), se puede ver que en el caso de fundaciones rígidas, Fig. 1.1(a), los asentamientos producidos son uniformes mientras que la distribución de la presión de contacto debajo de la fundación no es uniforme.

Cuando se tiene una fundación rígida emplazada sobre un suelo cohesivo perfectamente elástico, el esfuerzo producido en los bordes exteriores se considera infinito; aunque en realidad éste se halla limitado por la resistencia cortante del suelo. En el caso de fundaciones rígidas emplazadas en suelos granulares, debido a que el confinamiento es menor en los bordes exteriores, el esfuerzo en tales bordes es también menor. Finalmente, para el caso de fundaciones muy anchas (por ejemplo: losa rígida de fundación), tanto el asentamiento como la presión de contacto son medianamente uniformes.

La Figura 1.1(b) muestra que mientras la distribución de la presión de contacto debajo el área de una fundación flexible cargada es uniforme, los perfiles de asentamiento son bastante diferentes, en función a si el suelo es cohesivo o granular.

En el caso de suelos cohesivos, la superficie se deforma en forma cóncava ascendente; mientras que en suelos granulares, la forma del perfil de asentamiento es exactamente la opuesta, cóncava descendente, debido a que el esfuerzo de confinamiento es mayor en el centro que en los bordes. Al estar la arena confinada en el centro, tiene un módulo más alto que en los bordes, lo que implica que existe menor asentamiento en el centro que en los bordes. Por otro lado, si el área cargada flexible es muy grande, los asentamientos cerca del centro son relativamente uniformes y menores que en los bordes.

Para el diseño estructural de fundaciones, se asume a menudo una distribución lineal de la presión de contacto; a pesar que desde el punto de vista de la mecánica de suelos esta hipótesis es obviamente incorrecta.

Una adecuada selección del tipo de fundación debe ser hecha en función a la magnitud y a la dirección de las cargas estructurales, además de las condiciones de la superficie de emplazamiento, el subsuelo y de otros factores. Los dos tipos de fundaciones más importantes son:

- *Fundaciones superficiales.* Son aquellas en las que las cargas estructurales son transmitidas al suelo de fundación que se encuentra cercano a la superficie. Según Budhu (2000) una fundación es considerada superficial cuando la relación entre el nivel de fundación, D_f y el ancho de la fundación, B ; $D_f/B \leq 2.5$; por otro lado Bowles (1988) indica que una fundación es superficial cuando $D_f/B \leq 1$, pudiendo aceptarse en algunos casos un valor mayor. Existen dos tipos de fundaciones superficiales, Fig. 1.2:
 - Zapatas aisladas. Son una ampliación de la sección inferior de la columna, éstas actúan como un muro portante que expande la carga estructural sobre una determinada área de suelo. En su mayoría son fabricadas de concreto reforzado, dependiendo el tamaño requerido, de la magnitud de la carga y de las propiedades geotécnicas del suelo donde son emplazadas.
 - Losas de fundación. Son fundaciones aisladas grandes cuyo tamaño abarca a toda o gran parte de la estructura. Debido a su tamaño, éstas reparten el peso de la estructura en un área grande, disminuyéndose así tanto los esfuerzos inducidos como los consiguientes asentamientos en el suelo de fundación. Son aconsejables para estructuras que resultan muy pesadas para el uso de fundaciones aisladas pero que no son lo suficientemente pesadas para el uso de fundaciones profundas.

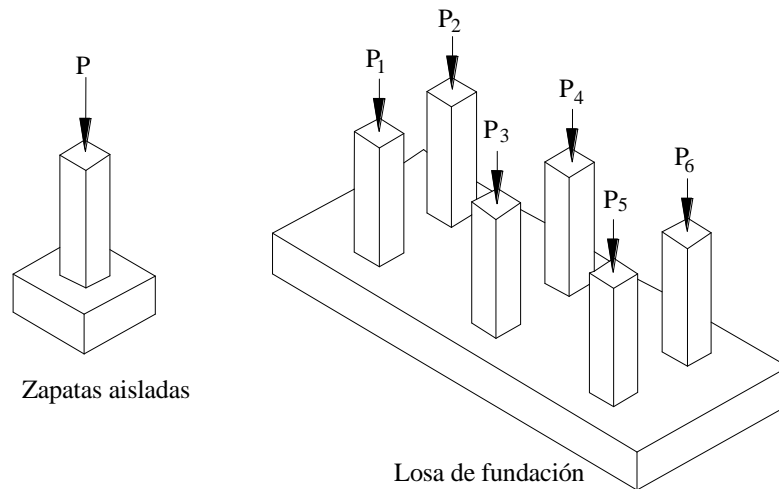


Figura 1.2. Fundaciones superficiales (Coduto, 1998).

- *Fundaciones profundas.* Son aquellas que transmiten una o todas las cargas de la estructura a suelos profundos o a rocas (Fig. 1.3). Estas fundaciones son usadas cuando se trabaja con estructuras grandes o cuando el suelo de fundación es débil. Se dividen en tres tipos principales:
 - Pilotes. Son postes prefabricados hechos de acero, madera o concreto; los cuales son manipulados en el terreno.
 - Pilas perforadas. Son construidas perforando agujeros cilíndricos en el terreno, insertando luego el refuerzo de acero y rellenando posteriormente el agujero con concreto.
 - Otros tipos. Cuya construcción incluye varios métodos híbridos además de otras técnicas.

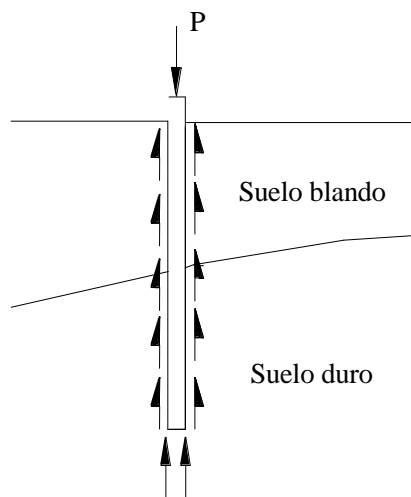


Figura1.3. Fundaciones profundas (Coduto, 1998).

Uno de los objetivos fundamentales de la ingeniería geotécnica es el de determinar los esfuerzos y deformaciones que se producen en el suelo. Para evaluar los esfuerzos en un punto del suelo se necesita conocer la localización, la magnitud y la dirección de las fuerzas que los causan.

Los esfuerzos producidos en el suelo pueden ser de dos tipos, dependiendo la manera en que se producen:

- **Esfuerzos geoestáticos.-** Son aquellos que ocurren debido al peso del suelo que se encuentra sobre el punto que está siendo evaluado. Los esfuerzos geoestáticos se presentan naturalmente en el suelo; sin embargo estos esfuerzos pueden también ser causados; debido a actividades humanas, tales como el emplazamiento de terraplenes o la realización de excavaciones.
- **Esfuerzos inducidos.-** Son aquellos causados por cargas externas, tales como fundaciones de estructuras, presas, muros de contención, etc. Los esfuerzos inducidos pueden ser tanto verticales (debido a cargas transmitidas por fundaciones) como horizontales o laterales (es el caso de muros de contención).

En este capítulo se desarrollan íntegramente las maneras de determinación de los valores de esfuerzos inducidos, los cuales se deben adicionar a los esfuerzos ya existentes debidos al peso del propio suelo (geoestáticos); por tanto el cálculo de esfuerzos inducidos se considera como el cálculo del incremento de esfuerzos en la masa de suelo.

Mediante experiencias realizadas se ha mostrado que al aplicar una carga a la superficie del terreno sobre un área bien definida, los incrementos de esfuerzos a una cierta profundidad no se limitan a la proyección del área cargada.; ya que en los alrededores de ésta ocurre también un aumento de esfuerzos.

Como la sumatoria de incrementos de los esfuerzos verticales en planos horizontales es siempre constante a cualquier profundidad, el incremento de esfuerzos inmediatamente debajo del área cargada disminuye a medida que aumenta la profundidad, debido a que el área comprendida aumenta también con la profundidad.

La Figura 1.4 indica cualitativamente como se da la distribución de incremento de esfuerzos en planos horizontales a diferentes profundidades y la Figura 1.5 representa la variación del incremento de esfuerzos verticales, $\Delta\sigma_v$, a lo largo de una línea vertical que pasa por el eje de simetría del área cargada.

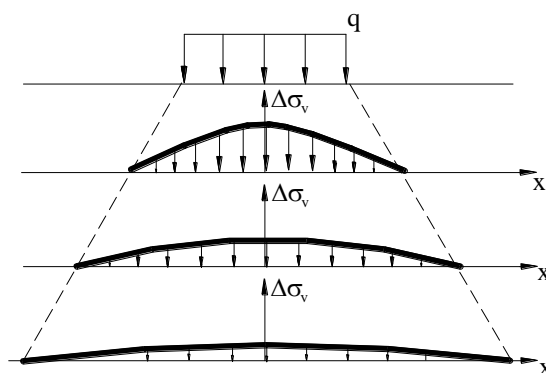


Figura 1.4. Distribución del incremento de esfuerzos en planos horizontales.

Para la determinación del incremento de esfuerzos (verticales y horizontales) existen una serie de métodos desarrollados, basándose todos ellos en la teoría de la elasticidad, y a pesar de que el suelo no es un material que cumple cabalmente con esta teoría, De Sousa Pinto (1999) afirma que la aplicación de esta teoría es justificable cuando se trabaja en el análisis de incremento de esfuerzos, debido que hasta un cierto nivel de esfuerzos existe cierta proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones; sin embargo la mayor justificación para la utilización de esta teoría es la de no disponer de una mejor alternativa y también debido a que el uso de ésta tiende a presentar una evaluación satisfactoria de los esfuerzos actuantes en el suelo, que es deducida a partir del análisis del comportamiento de obras.

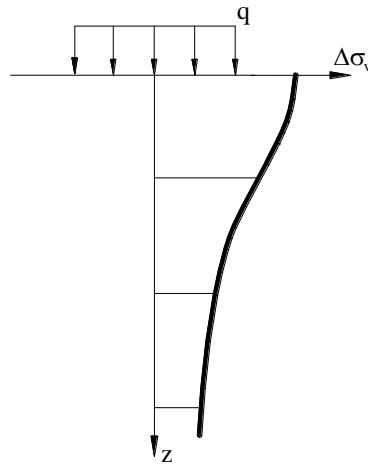


Figura 1.5. Distribución del incremento de esfuerzos en un plano vertical.

Por otro lado existen métodos aproximados que son de mucha utilidad cuando se requiere una solución rápida o cuando no se dispone de una computadora o calculadora para la determinación del incremento de esfuerzos.

Dentro de estos métodos el método usado más comúnmente es el conocido con el nombre de Método 2:1. Este permite hallar el incremento de esfuerzos verticales a una cierta profundidad situada debajo el centro de un área uniformemente cargada. Este método consiste en dibujar superficies inclinadas descendentes a partir del borde del área cargada, como se muestra en la Figura 1.6. Tales superficies tienen una pendiente de 1 horizontal a 2 vertical.

Para calcular el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ a una profundidad z debajo el área cargada, simplemente basta con dibujar una superficie horizontal plana a esa profundidad y calcular el área del plano ubicado dentro de estas superficies inclinadas, dividiendo luego la carga total aplicada P ($P = q \cdot B \cdot L$) por el área calculada.

Cuando el área uniformemente cargada es un área rectangular de dimensiones $B \times L$; Fig. 1.6, el método 2:1 presenta la siguiente ecuación para el cálculo del incremento de esfuerzo vertical a una profundidad z :

$$\Delta\sigma_v = q \left(\frac{BL}{(B+z)(L+z)} \right) \quad [1.1]$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$ = Incremento de esfuerzo vertical

q = Carga aplicada por unidad de área

B = Ancho del área rectangular

L = Largo del área rectangular

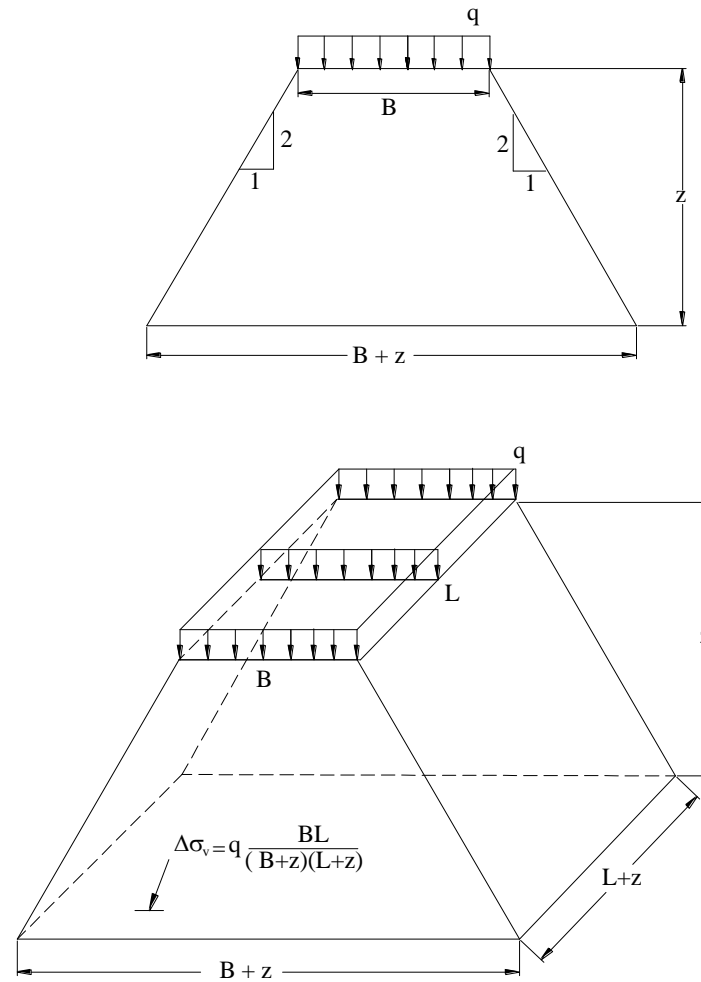


Figura 1.6. Método 2:1 para el cálculo de incremento de esfuerzos.

La distribución de esfuerzos puede también ser obtenida de gráficas adimensionales como las mostradas en las Figuras 1.7(a) y 1.7(b). El valor de x y de z para estas Figuras es obtenido del mismo modo que en la Figura 1.4. Las curvas de estas gráficas se denominan bulbos de presión o bulbos de esfuerzos y son el resultado de la unión de los puntos que presentan igual incremento de esfuerzos, el cual es expresado en función de la carga q aplicada uniformemente sobre el área cargada ($\Delta\sigma_v / q$).

Estas gráficas son fáciles de usar y ayudan a identificar en forma visual la manera en que los esfuerzos se distribuyen al interior de la masa de suelo. Sin embargo, estas gráficas no cuentan con la aproximación proporcionada mediante el uso de métodos numéricos.

El método 2:1 considera que la carga es aplicada sobre una fundación flexible, mientras que las gráficas de los bulbos de presión no son más que una representación gráfica del método de Boussinesq. Tanto el método de Boussinesq como sus respectivas hipótesis son desarrollados en el apartado siguiente.

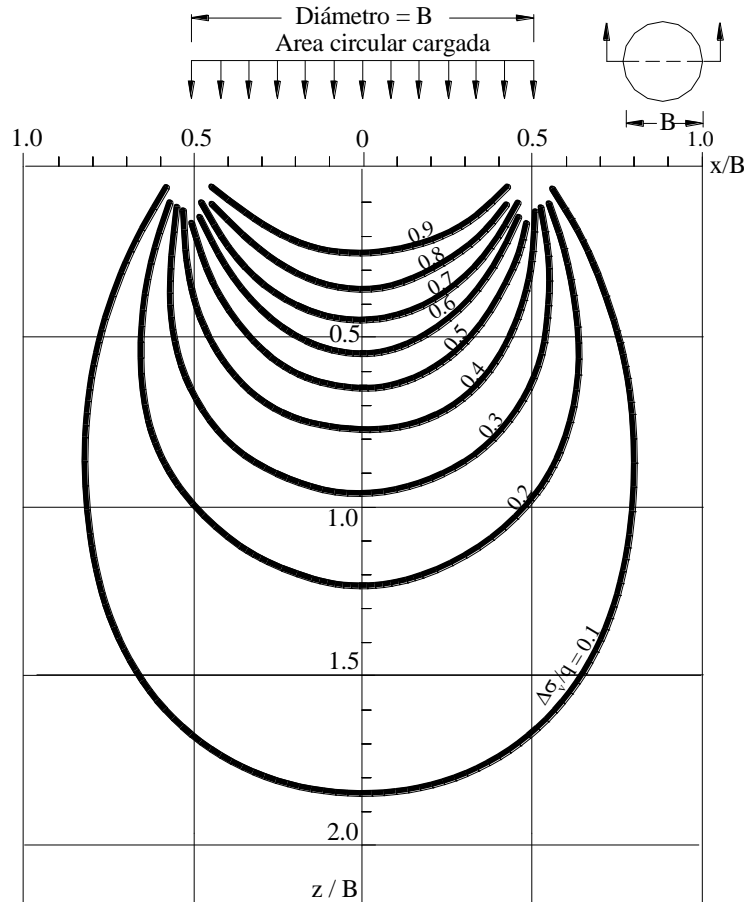


Figura 1.7(a). Bulbo de presión para una fundación circular (Coduto, 1998).

1. Método de Boussinesq.

1.1 General.

Existen varios tipos de superficies cargadas que se aplican sobre el suelo. Para saber de que manera se distribuyen los esfuerzos aplicados en la superficie al interior de la masa de suelo se debe aplicar la solución del matemático francés Joseph Boussinesq (1883) quién desarrolló un método para el cálculo de incremento de esfuerzos (esfuerzos inducidos) en cualquier punto situado al interior de una masa de suelo.

La solución de Boussinesq determina el incremento de esfuerzos como resultado de la aplicación de una **carga puntual** 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. A continuación se detalla el significado de las hipótesis

realizadas por Boussinesq. Estas definiciones son realizadas para el contexto específico de incremento de esfuerzos.

- *Semiespacio infinitamente grande.* Significa que la masa de suelo está limitada en uno de sus lados mientras que se extiende infinitamente en las otras direcciones. Para el caso de suelos, la superficie horizontal es el lado limitante.

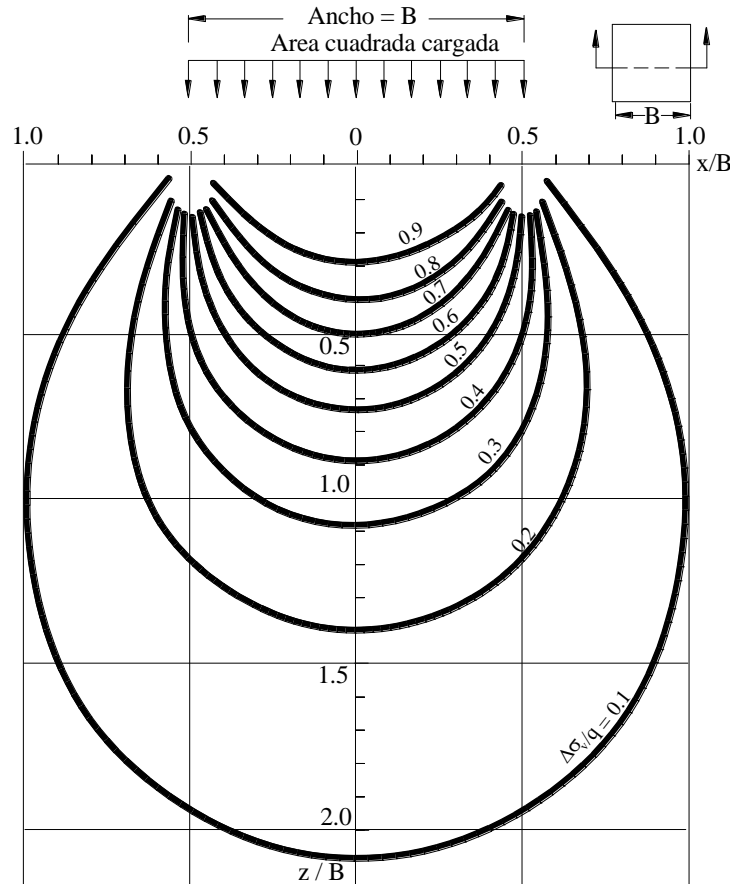


Figura 1.7(b). Bulbo de presión para una fundación cuadrada (Coduto, 1998).

- *Material homogéneo.* Un material se considera homogéneo cuando presenta las mismas propiedades a lo largo de todos sus ejes o direcciones. Cuando se trabaja con suelos, esta hipótesis se refiere solamente a que el módulo de elasticidad, módulo cortante y el coeficiente de Poisson deben ser constantes; lo que implica la no existencia de lugares duros y lugares blandos que afecten considerablemente la distribución de esfuerzos. Sin embargo, es posible admitir la variación del peso unitario de un lugar a otro.

Debido a que el suelo no es un material completamente homogéneo, el tomar en cuenta esta hipótesis introduce siempre algún porcentaje de error.

- *Material isotrópico.* Significa que tanto el módulo de elasticidad, módulo cortante y el coeficiente de Poisson son los mismos en todas las direcciones. La mayoría de los suelos cumplen con este criterio, pero existen materiales, tales como los lechos rocosos sedimentarios que no lo cumplen.

- *Material con propiedades lineales elásticas de esfuerzo-deformación.* Significa que a cada incremento de esfuerzos está asociado un incremento correspondiente de deformación. Esta hipótesis implica que la curva esfuerzo-deformación es una línea recta que no ha alcanzado el punto de fluencia.

La solución original de Boussinesq (1885) para la determinación del incremento de esfuerzos en el punto A de la Figura 1.8, debido a una carga puntual P aplicada en la superficie; fue realizada inicialmente para el sistema de coordenadas polares (r, θ, z) .

Para este sistema, el incremento de esfuerzos en el punto A es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad [1.2]$$

$$\Delta\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2} \left(\frac{3zr^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu')}{R+z} \right) \quad [1.3]$$

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi R^2} (2\nu'-1) \left(\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right) \quad [1.4]$$

Donde:

ν' = Coeficiente de Poisson referido a esfuerzos efectivos.

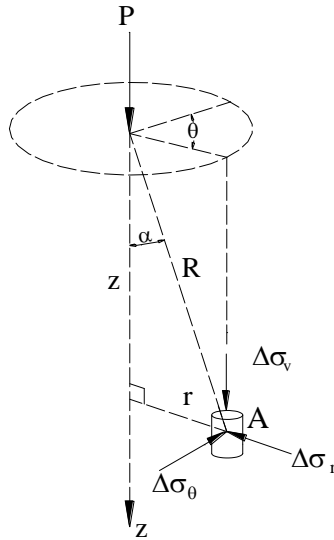


Figura 1.8. Solución de Boussinesq para el sistema de coordenadas polares.

Posteriormente, estas ecuaciones fueron transformadas al sistema de coordenadas rectangulares, Fig. 1.9, donde el valor de z es medido en forma descendente y es igual a la profundidad del plano horizontal que contiene al punto donde se calculan los esfuerzos, siendo x y y las dimensiones laterales. Las ecuaciones presentadas por Boussinesq para el cálculo de esfuerzos se presentan a continuación:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\mu') \left[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad [1.5]$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{2y^2z}{L^5} - (1-2\mu') \left[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad [1.6]$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \quad [1.7]$$

Donde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$\nu' =$ Coeficiente de Poisson referido a esfuerzos efectivos.

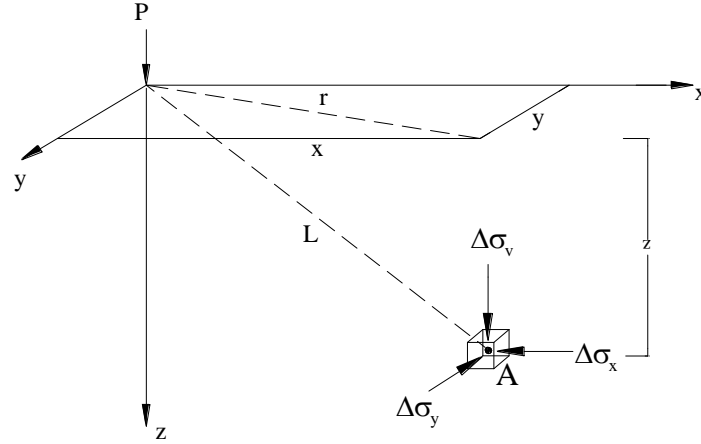


Figura 1.9. Solución de Boussinesq para el sistema de coordenadas rectangulares.

Las ecuaciones [1.5] y [1.6] sirven para determinar el incremento de esfuerzos normales horizontales (esfuerzos laterales) y dependen del coeficiente de Poisson del medio; mientras que la ecuación [1.7] dada para el incremento de esfuerzo normal vertical $\Delta\sigma_v$ es independiente de tal coeficiente.

La ecuación [1.7] puede describirse de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1 \quad [1.7a]$$

Donde:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 + 1\right]^{5/2}} \quad [1.8]$$

La variación de I_1 para varios valores de r/z está dada en la Tabla 1.1.

La Tabla 1.2 muestra valores típicos para el coeficiente de Poisson de varios tipos de suelo.

Tabla 1.1. Variación de I_1 para varios valores de r/z .

r/z	I_1	r/z	I_1
0,00	0,4775	0,90	0,1083
0,10	0,4657	1,00	0,0844
0,20	0,4329	1,50	0,0251
0,30	0,3849	1,75	0,0144
0,40	0,3295	2,00	0,0085
0,50	0,2733	2,50	0,0034
0,60	0,2214	3,00	0,0015
0,70	0,1762	4,00	0,0004
0,80	0,1386	5,00	0,00014

Tabla 1.2. Valores del coeficiente de Poisson para diferentes tipos de suelo

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson , ν
Arcila saturada	0,4-0,5
Arcilla no saturada	0,1-0,3
Arcilla arenosa	0,2-0,3
Limo	0,3-0,35
Arena, arena gravosa	0,1-1,0 ^a
Roca	0,1-0,4 ^b
Loess	0,1-0,3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

^a Valor comúnmente usado 0,3-0,4

^b Es dependiente del tipo de roca

1.2 Incremento de esfuerzos debido a una carga lineal.

Consecuentemente a la solución desarrollada por Boussinesq, muchas otras ecuaciones para diferentes tipos de carga han sido determinadas a partir de ésta. La extensión más simple de la ecuación de Boussinesq es la desarrollada para una carga lineal que está verticalmente distribuida a lo largo de una línea horizontal. Esta es una carga de longitud infinita, que no tiene anchura y que tiene una intensidad q por longitud unitaria, aplicada sobre la superficie de una masa de suelo semi-infinita, Fig. 1.10.

Luego, el incremento de esfuerzos en el punto A es:

$$\Delta\sigma_x = \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} \quad [1.9]$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad [1.10]$$

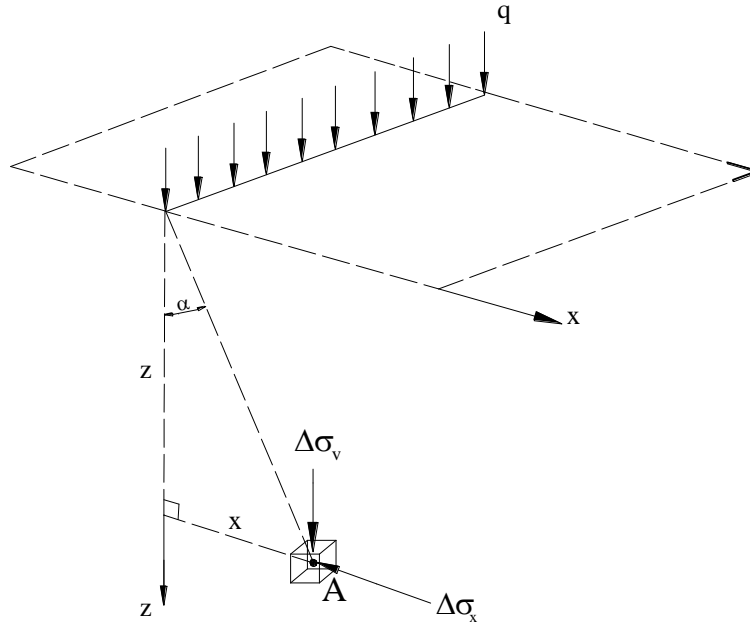


Figura 1.10. Incremento de esfuerzos debido a una carga lineal.

La ecuación [1.10] puede reescribirse de tal forma que se convierta en una relación adimensional:

$$\frac{\Delta\sigma_v}{(q/z)} = \frac{2}{\pi \left[\left(\frac{x}{z} \right)^2 + 1 \right]^2} \quad [1.11]$$

La variación de $\Delta\sigma_v/(q/z)$ con x/z se presenta en la Tabla 1.3.

1.3 Incremento de esfuerzos debido a una carga continua (ancho finito y longitud infinita).

Una carga continua es la carga transmitida por una estructura de ancho finito y largo infinito a la superficie del suelo. El criterio para considerar a una carga continua varía según los autores, por ejemplo Mc Carron (1991) dice que una carga es continua cuando la relación $L/B \geq 5$; mientras que Holtz (1991) afirma que esta relación debe ser mayor a 10 ($L/B > 10$).

Existen dos tipos de cargas continuas: el primer tipo es el que transmite al suelo un esfuerzo uniforme, y el segundo tipo es el debido a una carga inducida por una distribución de esfuerzos triangulares sobre un área de ancho B .

La ecuación para el cálculo del incremento de esfuerzos causado por la **aplicación de una carga continua que transmite un esfuerzo uniforme** es deducida a partir de la ecuación [1.10] y de acuerdo a la Figura 1.11, considerando que q es la carga unitaria por unidad de área.

Tabla 1.3. Variación de $\Delta\sigma/(q/z)$ con x/z .

x/z	$\Delta\sigma/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma/(q/z)$
0	0,637	1,00	0,159
0,10	0,624	1,50	0,06
0,20	0,589	2,00	0,025
0,30	0,536	3,00	0,006
0,40	0,473	4,00	0,0022
0,50	0,407	5,00	0,0009
0,60	0,344	6,00	0,0005
0,70	0,287	7,00	0,00025
0,80	0,237	8,00	0,00015
0,90	0,194	9,00	0,0001

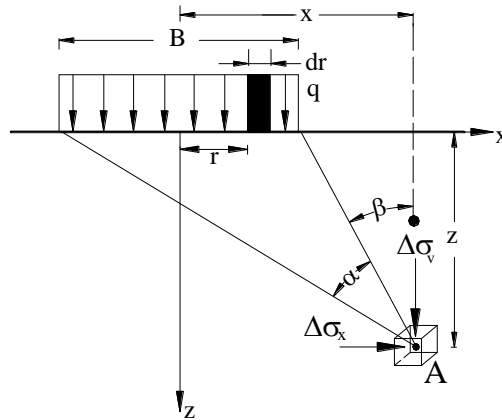


Figura 1.11. Incremento de esfuerzos debido a una carga continua.

Se considera una franja elemental de ancho dr , siendo la carga por longitud unitaria de esta franja igual a $q dr$. Esta franja elemental es tratada como una carga lineal

La ecuación [1.12] representa el incremento de esfuerzo vertical $d\sigma_v$ causado por la franja elemental en el punto A. Para calcular este incremento se debe sustituir en la ecuación [1.10] $q dr$ por q y $(x-r)$ por x . Luego:

$$d\sigma_v = \frac{2(qdr)z^3}{\pi[(x-r)^2 + z^2]^2} \quad [1.12]$$

El incremento total en el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$, causado por la carga continua completa de ancho B que se produce en el punto A se obtiene integrando la ecuación [1.12] con límites de r de $-B/2$ a $+B/2$, entonces se tiene:

$$\Delta\sigma_v = \int d\sigma = \int_{-B/2}^{+B/2} \left(\frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{[(x-r)^2 + z^2]^2} \right\} dr$$

$$= \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x - (B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x + (B/2)} \right] - \frac{Bz[x^2 - z^2 - (B^2/4)]}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2 z^2} \right\} \quad [1.13]$$

Simplificando la ecuación [1.13]

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} [\alpha + \text{sen}\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad [1.14]$$

El esfuerzo horizontal (esfuerzo lateral) producido por una carga continua que transmite un esfuerzo uniforme se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \text{sen}\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad [1.15]$$

Los ángulos α y β están definidos en la Figura 1.11. En las ecuaciones [1.14] y [1.15] el valor de α y π debe ser introducido en radianes.

La Tabla 1.4(a) se usa para calcular el esfuerzo vertical en un punto debido a la aplicación de una carga continua flexible. Esta tabla muestra la variación de $\Delta\sigma_v/q$ con $2z/B$ y $2x/B$.

Cuando se pretende calcular los esfuerzos causados por la aplicación de una **carga continua inducida por una distribución de esfuerzos triangulares (carga que varía linealmente)**, es decir cuando la presión de contacto varía linealmente a través del ancho B de 0 hasta alcanzar su valor máximo; se tienen las siguientes ecuaciones que son deducidas de la misma manera que las ecuaciones [1.14] y [1.15].

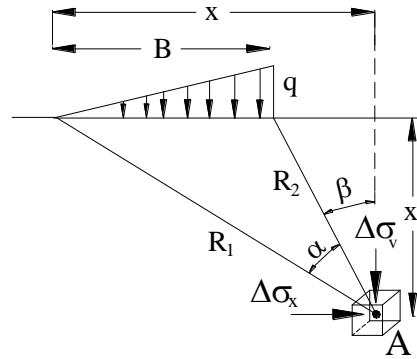


Figura 1.12. Incremento de esfuerzos debido a una carga que varía linealmente (Budhu, 2000)

Luego, el incremento en el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$, que se produce en el punto A , Fig. 1.12, se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \text{sen} 2\beta \right) \quad [1.16]$$

2z/B	2x/B																			
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,997	0,976	0,954	0,921	0,831	0,500	0,091	0,020	0,007	0,003	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,40	0,977	0,973	0,955	0,906	0,773	0,498	0,224	0,090	0,040	0,020	0,011	0,003	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,60	0,937	0,928	0,896	0,825	0,691	0,495	0,298	0,163	0,088	0,050	0,030	0,010	0,004	0,002	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
0,80	0,881	0,869	0,829	0,755	0,638	0,489	0,338	0,218	0,137	0,086	0,056	0,021	0,010	0,005	0,003	0,002	0,001	0,001	0,001	0,000
1	0,818	0,805	0,766	0,696	0,598	0,480	0,360	0,256	0,177	0,122	0,084	0,036	0,017	0,009	0,005	0,003	0,002	0,001	0,001	0,001
1,20	0,755	0,743	0,707	0,646	0,564	0,468	0,371	0,282	0,209	0,152	0,111	0,052	0,026	0,015	0,009	0,005	0,004	0,002	0,002	0,001
1,40	0,696	0,685	0,653	0,602	0,534	0,455	0,374	0,298	0,232	0,177	0,135	0,069	0,037	0,021	0,013	0,008	0,005	0,004	0,003	0,001
1,60	0,642	0,633	0,605	0,562	0,506	0,440	0,373	0,307	0,248	0,197	0,155	0,085	0,048	0,028	0,018	0,011	0,008	0,005	0,004	0,002
1,80	0,593	0,585	0,563	0,526	0,479	0,425	0,368	0,311	0,258	0,212	0,172	0,101	0,060	0,036	0,023	0,015	0,010	0,007	0,005	0,003
2	0,550	0,543	0,524	0,494	0,455	0,409	0,360	0,311	0,265	0,222	0,185	0,114	0,071	0,045	0,029	0,019	0,013	0,009	0,007	0,004
2,50	0,462	0,458	0,445	0,426	0,400	0,370	0,337	0,302	0,268	0,235	0,205	0,141	0,095	0,065	0,044	0,031	0,022	0,016	0,012	0,007
3	0,396	0,393	0,385	0,372	0,355	0,334	0,311	0,286	0,261	0,236	0,211	0,157	0,114	0,082	0,059	0,043	0,032	0,024	0,018	0,011
3,50	0,345	0,343	0,338	0,329	0,317	0,302	0,286	0,268	0,249	0,229	0,210	0,165	0,127	0,096	0,072	0,055	0,042	0,032	0,025	0,015
4	0,306	0,304	0,301	0,294	0,285	0,275	0,263	0,249	0,235	0,220	0,205	0,168	0,134	0,106	0,083	0,065	0,051	0,040	0,031	0,020
4,50	0,274	0,273	0,270	0,266	0,259	0,251	0,242	0,232	0,221	0,209	0,197	0,167	0,138	0,113	0,091	0,073	0,059	0,047	0,038	0,025
5	0,248	0,247	0,245	0,242	0,237	0,231	0,224	0,216	0,207	0,198	0,188	0,164	0,139	0,117	0,097	0,080	0,065	0,054	0,044	0,030
5,50	0,227	0,226	0,224	0,222	0,218	0,213	0,208	0,202	0,195	0,187	0,179	0,159	0,138	0,119	0,101	0,085	0,071	0,059	0,049	0,035
6	0,208	0,208	0,207	0,205	0,202	0,198	0,194	0,189	0,183	0,177	0,171	0,154	0,136	0,119	0,103	0,088	0,075	0,064	0,054	0,039
7	0,179	0,179	0,178	0,177	0,175	0,173	0,170	0,166	0,163	0,159	0,154	0,142	0,130	0,117	0,104	0,092	0,080	0,070	0,061	0,046
8	0,158	0,157	0,157	0,156	0,155	0,153	0,151	0,149	0,146	0,143	0,140	0,132	0,122	0,112	0,102	0,092	0,083	0,074	0,066	0,052
9	0,140	0,140	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,134	0,132	0,130	0,128	0,121	0,114	0,107	0,099	0,091	0,083	0,075	0,068	0,055
10	0,126	0,126	0,126	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,120	0,119	0,117	0,112	0,107	0,101	0,095	0,088	0,082	0,075	0,069	0,058

Tabla 4(a). Variación de $\Delta\sigma_v/q$ para distintos valores de $2z/B$ y $2x/B$.

El incremento de esfuerzo horizontal (esfuerzo lateral) para este caso es:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{z}{B} \ln \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \sin 2\beta \right) \quad [1.17]$$

La Tabla 1.4(b) presenta los valores de $\Delta\sigma_v/q$ para distintos valores de $2z/B$ y $2x/B$.

Tabla 1.4(b). Variación de $\Delta\sigma_v/q$ para distintos valores de $2z/B$ y $2x/B$ (Das, 1998).

$2z/B$	$2x/B$								
	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
-3,0	0	0,0003	0,0018	0,00054	0,0107	0,0170	0,0235	0,0347	0,0422
-2,0	0	0,0008	0,0053	0,0140	0,0249	0,0356	0,0448	0,0567	0,0616
-1,0	0	0,0041	0,0212	0,0447	0,0643	0,0777	0,0854	0,0894	0,8580
0,0	0	0,0748	0,1273	0,1528	0,1592	0,1553	0,1469	0,1273	0,1098
1,0	0,50	0,4797	0,4092	0,3341	0,2749	0,2309	0,1979	0,1735	0,1241
2,0	0,50	0,4220	0,3254	0,2952	0,2500	0,2148	0,1872	0,1476	0,1211
3,0	0	0,0152	0,0622	0,1010	0,1206	0,1268	0,1258	0,1154	0,1026
4,0	0	0,0019	0,0119	0,0285	0,0457	0,0596	0,0691	0,0775	0,0776
5,0	0	0,0005	0,0035	0,0097	0,0182	0,0274	0,0358	0,0482	0,0546

1.4 Incremento de esfuerzos debido a un área circular uniformemente cargada.

Una superficie circular uniformemente cargada que transmite esfuerzos a la masa de suelo es, por ejemplo, la fundación circular de un tanque de almacenamiento de petróleo.

Para el caso del incremento de esfuerzo vertical debajo el centro de un área circular flexible de radio R uniformemente cargada con carga q , Fig. 1.13(a); la carga que se produce en un diferencial de área es:

$$d\sigma_v = qrd\theta dr$$

Entonces, haciendo uso de la ecuación básica propuesta por Boussinesq [1.2] para carga puntual e integrando ésta sobre el área circular se tiene:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{qrd\theta dr}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1+(r/z)^2} \right)^{5/2}$$

Luego, el incremento total de esfuerzo vertical en el punto A situado debajo el centro del área circular cargada es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1+(R/z)^2} \right]^{3/2} \right\} \quad [1.18]$$

El incremento de esfuerzo radial (horizontal) es:

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_\theta = \frac{q}{2} \left[(1+2\nu') - \frac{2(1+\nu')}{[1+(R/z)^2]^{1/2}} + \frac{1}{[1+(R/z)^2]^{3/2}} \right] \quad [1.19]$$

La Tabla 1.5(a) muestra la variación $\Delta\sigma_v/q$ con z/R .

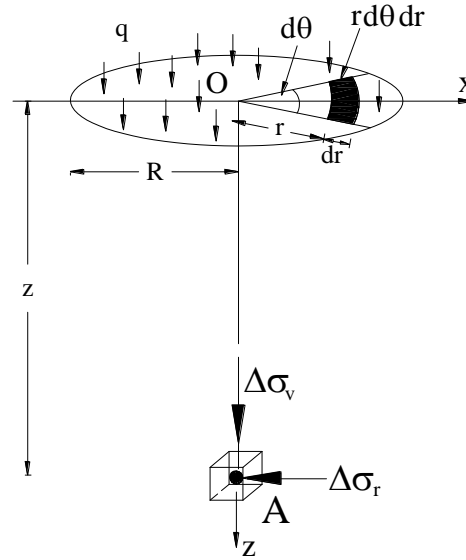


Figura 1.13(a). Incremento de esfuerzos debajo el centro de un área circular uniformemente cargada.

Tabla 1.5(a). Variación de $\Delta\sigma_v/q$ con z/R .

z/R	$\Delta\sigma_v/q$	z/R	$\Delta\sigma_v/q$
0	1	2,0	0,2845
0,02	0,9999	2,5	0,1996
0,05	0,9998	3,0	0,1436
0,1	0,9990	4,0	0,0869
0,2	0,9925	5,0	0,0571
0,4	0,9488	6	0,0403
0,5	0,9106	7	0,0299
0,8	0,7562	8	0,0230
1,0	0,6465	9	0,0182
1,5	0,4240	10	0,0148

Sin embargo, si se desea calcular el incremento de esfuerzos en cualquier punto situado debajo de una superficie circular uniformemente cargada, puede utilizarse la tabla dada por Alvin y Ulery (1962). Esta tabla proporciona los valores de A' y B' que una vez determinados deben ser reemplazados en la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q(A' + B') \quad [1.18a]$$

La Tabla 1.5 (b) es la tabla propuesta por Alvin y Ulery. En esta tabla los valores de A' y B' se encuentran en función de los valores de z/R y r/R ; donde z y r son la profundidad y la distancia del punto al centro del área circular cargada, Fig. 1.13(b).

z/R	r/R																	
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,5	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14
0	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,90050	0,89748	0,88679	0,86126	0,78797	0,43015	0,09645	0,02787	0,00856	0,00211	0,00084	0,00042						
0,2	0,80388	0,79824	0,77884	0,73843	0,63014	0,38269	0,15433	0,05251	0,01680	0,00419	0,00167	0,00083	0,00048	0,00030	0,00020			
0,3	0,71265	0,70518	0,68316	0,62690	0,52081	0,34375	0,17964	0,07199	0,02440	0,00622	0,00250							
0,4	0,62861	0,62015	0,59241	0,53767	0,44329	0,31048	0,18709	0,08593	0,03118									
0,5	0,55279	0,54403	0,51622	0,46448	0,38390	0,28156	0,18556	0,09499	0,03701	0,01013	0,00407	0,00209	0,00118	0,00071	0,00053	0,00025	0,00014	0,00009
0,6	0,48550	0,47691	0,45078	0,40427	0,33676	0,25588	0,17952	0,10010										
0,7	0,42654	0,41874	0,39491	0,35428	0,29833	0,21727	0,17124	0,10228	0,04558									
0,8	0,37531	0,36832	0,31729	0,31243	0,26581	0,21297	0,16206	0,10236										
0,9	0,33101	0,32492	0,30669	0,27707	0,23832	0,19468	0,15253	0,10094										
1	0,29289	0,28763	0,27005	0,24697	0,21468	0,17868	0,14329	0,09819	0,05185	0,01742	0,00761	0,00393	0,00226	0,00143	0,00097	0,00050	0,00029	0,00018
1,2	0,23178	0,22795	0,21662	0,19890	0,17626	0,15101	0,12570	0,09192	0,05260	0,01935	0,00871	0,00459	0,00269	0,00171	0,00115			
1,5	0,16795	0,16552	0,15877	0,14804	0,13436	0,11892	0,10296	0,08018	0,05116	0,02142	0,01013	0,00548	0,00325	0,00210	0,00141	0,00073	0,00043	0,00027
2	0,10557	0,10453	0,10140	0,09647	0,09011	0,08269	0,07471	0,06275	0,04496	0,02221	0,01160	0,00659	0,00399	0,00264	0,00180	0,00094	0,00056	0,00036
2,5	0,07152	0,07098	0,06947	0,06698	0,06373	0,05974	0,05550	0,04880	0,03787	0,02143	0,01221	0,00732	0,00463	0,00308	0,00214	0,00115	0,00068	0,00043
3	0,05132	0,05101	0,05022	0,04886	0,04707	0,04487	0,04241	0,03839	0,03150	0,01980	0,01220	0,00770	0,00505	0,00346	0,00242	0,00132	0,00079	0,00051
4	0,02986	0,02976	0,02907	0,02802	0,02832	0,02749	0,02651	0,02490	0,02193	0,01592	0,01109	0,00768	0,00536	0,00384	0,00282	0,00160	0,00099	0,00065
5	0,01942	0,01938				0,01835			0,01573	0,01249	0,00949	0,00708	0,00527	0,00394	0,00298	0,00179	0,00113	0,00075
6	0,01361					0,01307			0,01168	0,00983	0,00795	0,00628	0,00492	0,00384	0,00299	0,00188	0,00124	0,00084
7	0,01005					0,00976			0,00894	0,00784	0,00661	0,00548	0,00445	0,00360	0,00291	0,00193	0,00130	0,00091
8	0,00772					0,00755			0,00703	0,00635	0,00554	0,00472	0,00398	0,00332	0,00276	0,00189	0,00134	0,00094
9	0,00612					0,00600			0,00566	0,00520	0,00466	0,00409	0,00353	0,00301	0,00256	0,00184	0,00133	0,00096
10								0,00477	0,00465	0,00438	0,00397	0,00352	0,00326	0,00273	0,00241			

Tabla 5(a). Variación de A' con z/R y r/R (Das, 1998)

z/R	r/R																	
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,5	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,09852	0,1014	0,11138	0,13424	0,18796	0,05388	-0,07899	-0,02672	-0,00845	-0,0021	-0,00084	-0,00042						
0,2	0,18857	0,19306	0,20772	0,23524	0,25983	0,08513	-0,07759	-0,04448	0,01593	-0,00412	-0,00166	-0,00083	-0,00024	-0,00015	-0,00010			
0,3	0,02636	0,26787	0,28018	0,29483	0,27527	0,10757	-0,04316	-0,04999	-0,02166	-0,00599	-0,00245							
0,4	0,03202	0,32259	0,32748	0,32273	0,26925	0,12404	-0,00766	-0,04535	-0,02522									
0,5	0,03578	0,35752	0,35323	0,33106	0,26236	0,13591	0,02165	-0,03455	-0,02651	-0,00991	-0,00388	-0,00199	-0,00116	-0,00073	-0,00049	-0,00025	-0,00014	-0,00009
0,6	0,37831	0,37531	0,36308	0,32822	0,25411	0,14440	0,04457	-0,02101										
0,7	0,38487	0,37962	0,36072	0,31929	0,24638	0,14986	0,06200	-0,00702	-0,02329									
0,8	0,38091	0,37408	0,35133	0,30699	0,23770	0,15292	0,07530	0,00611										
0,9	0,36962	0,36275	0,33731	0,29299	0,22891	0,15404	0,08507	0,01795										
1	0,35355	0,34553	0,32075	0,27819	0,21978	0,15355	0,09210	0,02814	-0,01005	-0,01115	-0,00608	-0,00344	-0,00210	-0,00135	-0,00092	-0,00048	-0,00028	-0,00018
1,2	0,31485	0,30730	0,28481	0,24836	0,20113	0,14915	0,10002	0,04378	0,00023	-0,00995	-0,00632	-0,00378	-0,00236	-0,00156	-0,00107			
1,5	0,25602	0,25025	0,23338	0,20694	0,17368	0,13732	0,10193	0,05745	0,01385	-0,00669	-0,00600	-0,00401	-0,00265	-0,00181	-0,00126	-0,00068	-0,00040	-0,00026
2	0,17889	0,18144	0,16614	0,15198	0,13375	0,11331	0,09254	0,06371	0,02836	0,00028	-0,00410	-0,00371	-0,00278	-0,00202	-0,00148	-0,00084	-0,00050	-0,00033
2,5	0,12807	0,12633	0,12126	0,11327	0,10298	0,09130	0,07869	0,06022	0,03429	0,00661	-0,00130	-0,00271	-0,00250	-0,00201	-0,00156	-0,00094	-0,00059	-0,00039
3	0,09487	0,09394	0,09099	0,08635	0,08033	0,07325	0,06551	0,05354	0,03511	0,01112	0,00157	-0,00134	-0,00192	-0,00179	-0,00151	-0,00099	-0,00065	-0,00046
4	0,05707	0,05666	0,05562	0,05383	0,05145	0,04773	0,04532	0,03995	0,03666	0,01515	0,00595	0,00155	-0,00029	-0,00094	-0,00109	-0,00094	-0,00068	-0,00050
5	0,03772	0,03760				0,03384			0,02474	0,01522	0,00810	0,00371	0,00132	0,00013	-0,00043	-0,00070	-0,00061	-0,00049
6	0,02666					0,02468			0,01968	0,01380	0,00867	0,00496	0,00254	0,00110	0,00028	-0,00037	-0,00047	-0,00045
7	0,01980					0,01868			0,01577	0,01204	0,00842	0,00547	0,00332	0,00185	0,00093	-0,00002	-0,00029	-0,00037
8	0,01526					0,01459			0,01279	0,01034	0,00779	0,00554	0,00372	0,00236	0,00141	0,00035	-0,00008	-0,00025
9	0,01212					0,01170			0,01054	0,00888	0,00705	0,00533	0,00386	0,00265	0,00178	0,00066	0,00012	-0,00012
10									0,00879	0,00764	0,00631	0,00501	0,00382	0,00281	0,00199			

Tabla 5(b). Variación de B' con z/R y r/R (Das,1998).

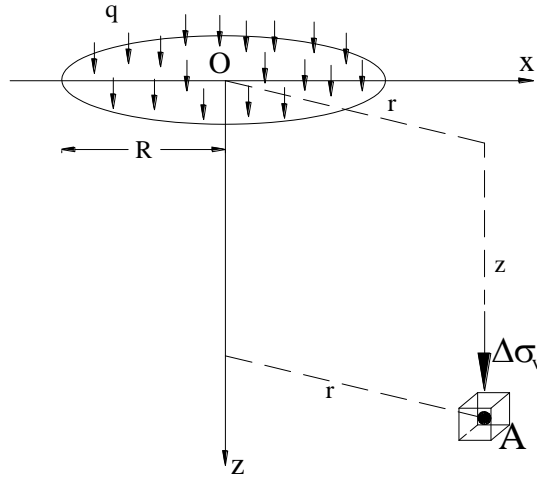


Figura 1.13(b). Incremento de esfuerzos debajo de cualquier punto de una superficie circular uniformemente cargada.

1.5 Incremento de esfuerzos debido a un área rectangular uniformemente cargada

Este es el caso que se presenta más a menudo cuando se calcula incremento de esfuerzos, debido a que la mayoría de las fundaciones tienen forma rectangular o una forma muy parecida a ésta.

La solución de Boussinesq es también utilizada para este caso, en el que se considera un área flexible rectangular de ancho B y de largo L en la que la carga q es uniformemente distribuida por área unitaria.

Para determinar el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ en el punto A situado a una profundidad z debajo de la esquina del área rectangular; se considera una pequeña área elemental del rectángulo $dx dy$, Fig. 1.14. La carga sobre esta área diferencial es:

$$dq = q dx dy$$

El incremento de esfuerzos en el punto A causado por dq se determina mediante el uso de la ecuación [1.2], entonces se tiene:

$$d\sigma_v = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad [1.20]$$

El incremento total de esfuerzo vertical se obtiene integrando la ecuación [1.20] sobre el área rectangular uniformemente cargada:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3q z^3 (dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q I_2$$

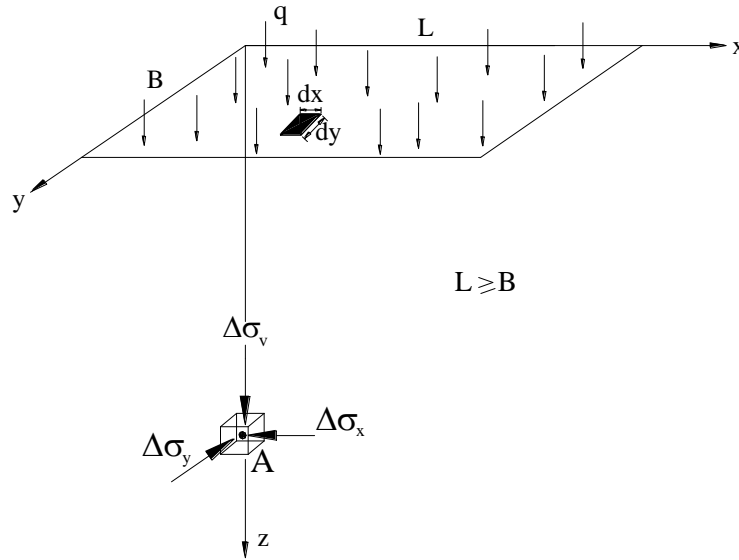


Figura 1.14. Incremento de esfuerzos debido a un área rectangular uniformemente cargada.

Donde, el factor de influencia, I_2 , según Newmark (1935), es:

$$I_2 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad [1.21]$$

Para:

$$m = \frac{B}{z}; n = \frac{L}{z}.$$

NOTA.-Se debe tener mucho cuidado cuando se calcula el valor del último término $\tan^{-1}()$. Primero se debe verificar que $m^2 + n^2 + 1 > m^2n^2$, en caso de que la condición anterior no se cumpla, es decir cuando el valor del denominador sea negativo; se debe sumar una cantidad igual π a todo el término que se encuentra entre paréntesis. Se debe aclarar que las unidades del término entre paréntesis son radianes, por tanto, una vez que se ha realizado la verificación y la respectiva suma en caso de ser necesario, se debe transformar el valor obtenido del paréntesis a grados sexagesimales ($^\circ$) y luego proceder recién a calcular \tan^{-1} .

El valor del factor influencia I_2 se halla tabulado en función de los valores de m y n . La Tabla 1.6 presenta la variación de I_2 con m y n .

Por otro lado, el valor de I_2 puede también ser obtenido a través de la gráfica realizada por Fadum (1948), quien graficó un conjunto de curvas que muestran la variación de I_2 con m y n , Fig. 1.15 (a).

n	m																		
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	5	6
0,1	0,0047	0,0092	0,0132	0,0168	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0279	0,0293	0,0301	0,0306	0,0309	0,0311	0,0315	0,0316	0,0316	0,0316
0,2	0,0092	0,0179	0,0259	0,0328	0,0387	0,0435	0,0473	0,0504	0,0528	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610	0,0618	0,0619	0,0620	0,0620
0,3	0,0132	0,0259	0,0374	0,0474	0,0559	0,0629	0,0686	0,0731	0,0766	0,0794	0,0832	0,0856	0,0871	0,088	0,0887	0,0895	0,0904	0,0901	0,0902
0,4	0,0168	0,0328	0,0474	0,0602	0,0711	0,0801	0,0873	0,0931	0,0977	0,1013	0,1063	0,1094	0,1114	0,1126	0,1134	0,1145	0,1153	0,1154	0,1154
0,5	0,0198	0,0387	0,0559	0,0711	0,084	0,0947	0,1034	0,1104	0,1158	0,1202	0,1263	0,13	0,1324	0,134	0,135	0,1363	0,1372	0,1374	0,1374
0,6	0,0222	0,0435	0,0629	0,0801	0,0947	0,1069	0,1168	0,1247	0,1314	0,1361	0,1431	0,1475	0,1503	0,1521	0,1533	0,1548	0,156	0,1561	0,1562
0,7	0,0242	0,0474	0,0686	0,0873	0,1034	0,1169	0,1277	0,1365	0,1436	0,1491	0,157	0,162	0,1652	0,1672	0,1686	0,1704	0,1717	0,1719	0,1719
0,8	0,0258	0,0504	0,0731	0,0931	0,1104	0,1247	0,1365	0,1461	0,1537	0,1598	0,1684	0,1739	0,1774	0,1797	0,1812	0,1832	0,1847	0,1849	0,185
0,9	0,027	0,0528	0,0766	0,0977	0,1158	0,1311	0,1436	0,1537	0,1619	0,1684	0,1777	0,1836	0,1874	0,1899	0,1915	0,1938	0,1954	0,1956	0,1957
1,0	0,0279	0,0547	0,0794	0,1013	0,1202	0,1361	0,1491	0,1598	0,1684	0,1752	0,1851	0,1914	0,1955	0,1981	0,1999	0,2024	0,2042	0,2044	0,2045
1,2	0,0293	0,0573	0,0832	0,1063	0,1263	0,1431	0,157	0,1684	0,1777	0,1851	0,1958	0,2028	0,2073	0,2103	0,2124	0,2151	0,2172	0,2175	0,2176
1,4	0,0301	0,0589	0,0856	0,1094	0,13	0,1475	0,162	0,1739	0,1836	0,1914	0,2028	0,2102	0,2151	0,2184	0,2206	0,2236	0,226	0,2263	0,2264
1,6	0,0306	0,0599	0,0871	0,1114	0,1324	0,1503	0,1652	0,1774	0,1874	0,1955	0,2073	0,2151	0,2203	0,2237	0,2261	0,2294	0,232	0,2323	0,2325
1,8	0,0309	0,0606	0,088	0,1126	0,124	0,1521	0,1672	0,1707	0,1899	0,1981	0,2103	0,2183	0,2237	0,2274	0,2299	0,2333	0,2362	0,2366	0,2367
2,0	0,0311	0,061	0,0887	0,1134	0,135	0,1533	0,1686	0,1812	0,1915	0,1999	0,2124	0,2206	0,2261	0,2299	0,2325	0,2364	0,2391	0,2395	0,2397
2,5	0,0314	0,0616	0,0895	0,1145	0,1363	0,1548	0,1704	0,1832	0,1938	0,2024	0,2151	0,2236	0,2294	0,2333	0,2361	0,2401	0,2434	0,2439	0,2441
3,0	0,0315	0,0618	0,0898	0,115	0,1368	0,1555	0,1711	0,1841	0,1947	0,2034	0,2163	0,225	0,2309	0,235	0,2378	0,242	0,2455	0,2461	0,2463
4,0	0,0316	0,0619	0,0901	0,1153	0,1372	0,156	0,1717	0,1847	0,1954	0,2042	0,2172	0,226	0,232	0,2362	0,2391	0,2434	0,2472	0,2479	0,2481
5,0	0,0316	0,062	0,0901	0,1154	0,1374	0,1561	0,1719	0,1849	0,1956	0,2044	0,2175	0,2263	0,2324	0,2366	0,2395	0,2439	0,2479	0,2486	0,2489
6,0	0,0316	0,062	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1719	0,185	0,1957	0,2045	0,2176	0,2264	0,2325	0,2367	0,2397	0,2441	0,2482	0,2489	0,2492

Tabla 6. Variación de I_2 con m y n .

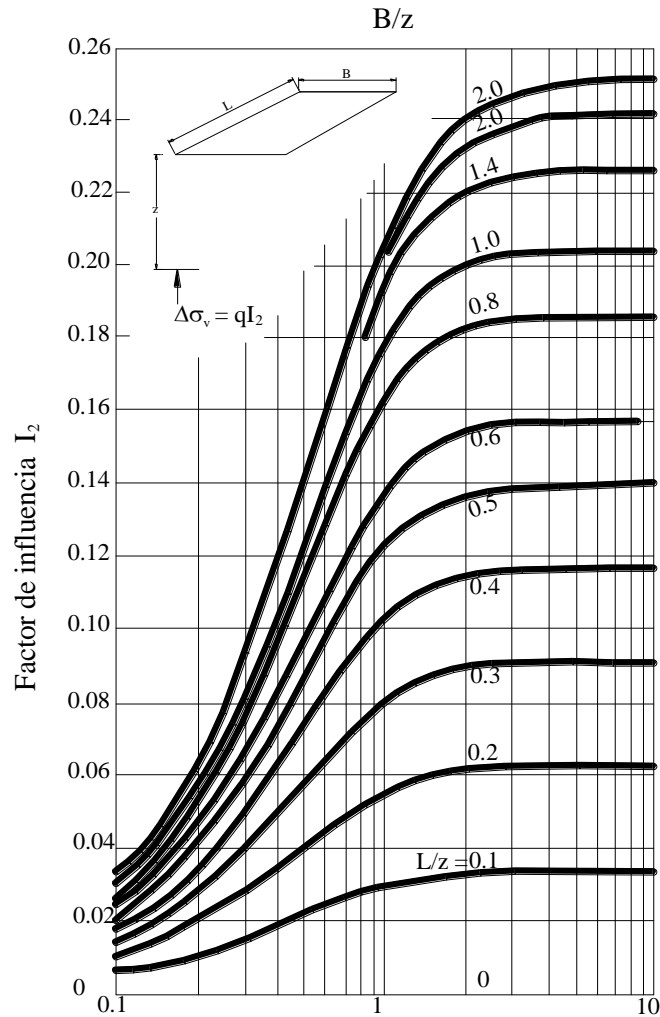


Figura 1.15 (a) Ábaco de Fadum (1948).

El ábaco de Fadum (1948) es utilizado para la determinación del valor del factor de influencia I_2 , con el objeto de determinar el incremento de esfuerzos debajo de una de las esquinas de una superficie rectangular cargada. En caso de que se quiera determinar el incremento de esfuerzos en un punto situado debajo el centro de un área rectangular cargada, el valor del factor de influencia I_2 debe ser obtenido a partir de la Figura 1.15 (b). Esta figura proporciona también el valor de I_2 para fundaciones circulares.

Cuando el objetivo consiste en determinar el incremento de esfuerzos en un punto cualquiera situado a una cierta profundidad debajo de la superficie cargada (no necesariamente debajo el centro o una de las esquinas), tal como el punto P del caso (a) de la Figura 1.16; el incremento de esfuerzos calculado será el causado por la acción de la carga del área $ABCD$ sobre el punto P . Este incremento es la suma de los incrementos producidos por las cargas de los rectángulos $AJPM$, $BKPJ$, $DLPK$, $CMPL$, que deben ser calculados separadamente en el punto P que es la esquina común de los cuatro rectángulos.

Por otro lado si el objetivo es determinar el incremento de esfuerzos en un punto externo, tal como el punto P del caso (b) de la Figura 1.16, se debe considerar la acción de la carga

sobre el punto P causada por el rectángulo $PKDM$, restándose los incrementos producidos por la carga de los rectángulos $PKBL$ y $PJCM$ y sumando el incremento producido por el área cargada $PJAL$, debido a que este área fue restada dos veces en el cálculo de los incrementos realizado a partir de las áreas de los rectángulos anteriores.

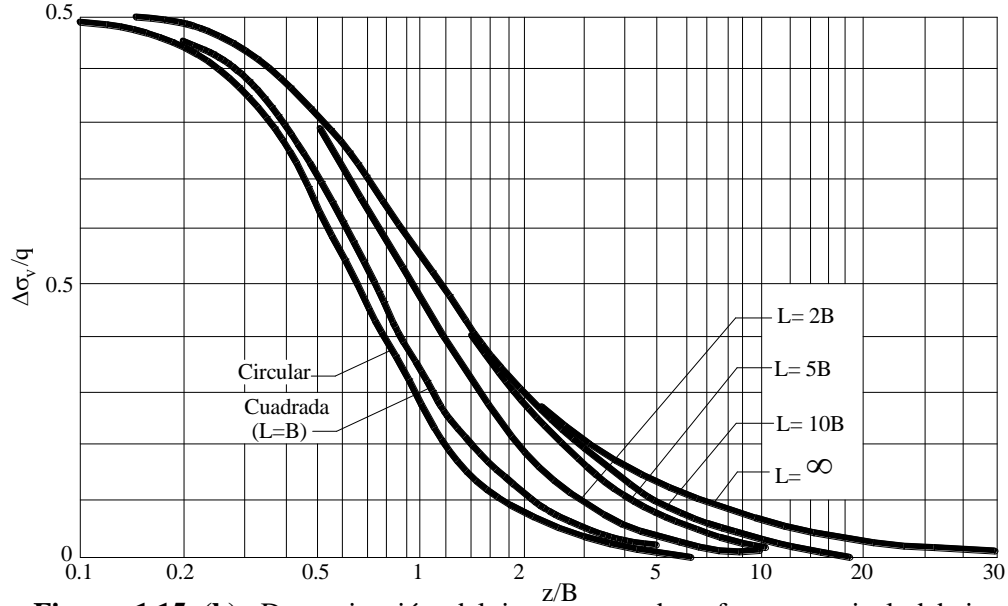


Figura 1.15 (b). Determinación del incremento de esfuerzo vertical debajo de una superficie rectangular flexible uniformemente cargada (Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, 1956).

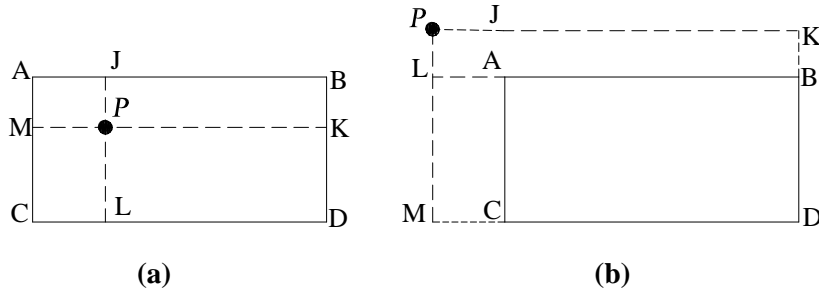


Figura 1.16. Incremento de esfuerzos en un área rectangular.
(a) en un punto dentro el área (b) en un punto fuera del área

Finalmente, para saber el valor del incremento de los esfuerzos horizontales ($\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$) que se producen en el punto A, Fig. 1.14, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_1^2 R_3} \right] \quad [1.22]$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} - \frac{LBz}{R_2^2 R_3} \right] \quad [1.23]$$

Donde:

$$\begin{aligned} R_1 &= (L^2 + z^2)^{1/2} \\ R_2 &= (B^2 + z^2)^{1/2} \\ R_3 &= (L^2 + B^2 + z^2)^{1/2} \end{aligned}$$

1.6 Incremento de esfuerzo vertical debido a un área uniformemente cargada de cualquier forma

Newmark (1942) desarrolló una carta de influencia (gráfica) para determinar el incremento de esfuerzo vertical en cualquier punto situado debajo de un área uniformemente cargada de cualquier forma. La gráfica observada en la Figura 1.17 está compuesta de círculos concéntricos divididos por líneas radiales. Esta fue dibujada a partir de la ecuación [1.18] que fue rescrita de la siguiente forma:

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta\sigma_v}{q}\right)^{-2/3} - 1} \quad [1.24]$$

En la ecuación [1.24], R/z y $\Delta\sigma_v/q$ son cantidades adimensionales. La Tabla 1.7 muestra valores de R/z para varios valores de $\Delta\sigma_v/q$ en base a la ecuación [1.24].

Tabla 1.7. Valores de R/z para varias razones de carga $\Delta\sigma_v/q$ (Das, 2001).

$\Delta\sigma_v/q$	R/z	$\Delta\sigma_v/q$	R/z	$\Delta\sigma_v/q$	R/z
0	0	0,35	0,5768	0,70	1,1097
0,05	0,1865	0,40	0,6370	0,75	1,2328
0,10	0,2698	0,45	0,6997	0,80	1,3871
0,15	0,3383	0,50	0,7664	0,85	1,5943
0,20	0,4005	0,55	0,8384	0,90	1,9084
0,25	0,4598	0,60	0,9176	0,95	2,5232
0,30	0,5181	0,65	1,0067	1,00	∞

Luego, los radios de los círculos de la gráfica de la Figura 1.17 son iguales a. valores de R/z correspondientes a $\Delta\sigma_v/q=0,0.05,0.1,0.15,0.2,\dots\dots,1$. Cuando $\Delta\sigma_v/q=1$, $R/z = \infty$, razón por la cual se muestran solamente nueve círculos. La longitud unitaria para dibujar los círculos es \overline{AB} .

Los círculos están divididos por varias líneas radiales igualmente espaciadas. El valor de influencia de la carta está dado por $1/N$, donde N es igual al número de elementos de la carta. En la Figura 1.17 hay 200 elementos, por consiguiente el valor de influencia es de 0.005.

El procedimiento para determinar el incremento de esfuerzo vertical en cualquier punto debajo un área cargada es el siguiente:

1. Determinar la profundidad z debajo del área uniformemente cargada en la que se requiere el incremento de esfuerzo.
2. Dibujar la planta del área cargada con una escala de z igual a la longitud unitaria de la carta \overline{AB} .
3. Colocar la planta dibujada sobre la carta de influencia de manera que el punto en el cual el esfuerzo será determinado este localizado en el centro de la carta.
4. Contar el número de elementos M de la carta encerrados por el área cargada.

Luego, el incremento de esfuerzo vertical en el punto deseado está dado por:

$$\Delta\sigma_v = (IV)qM \quad [1.25]$$

Donde:

IV = Valor de influencia

q = Presión sobre el área cargada

M = Número de elementos de la carta encerrados por el área cargada.

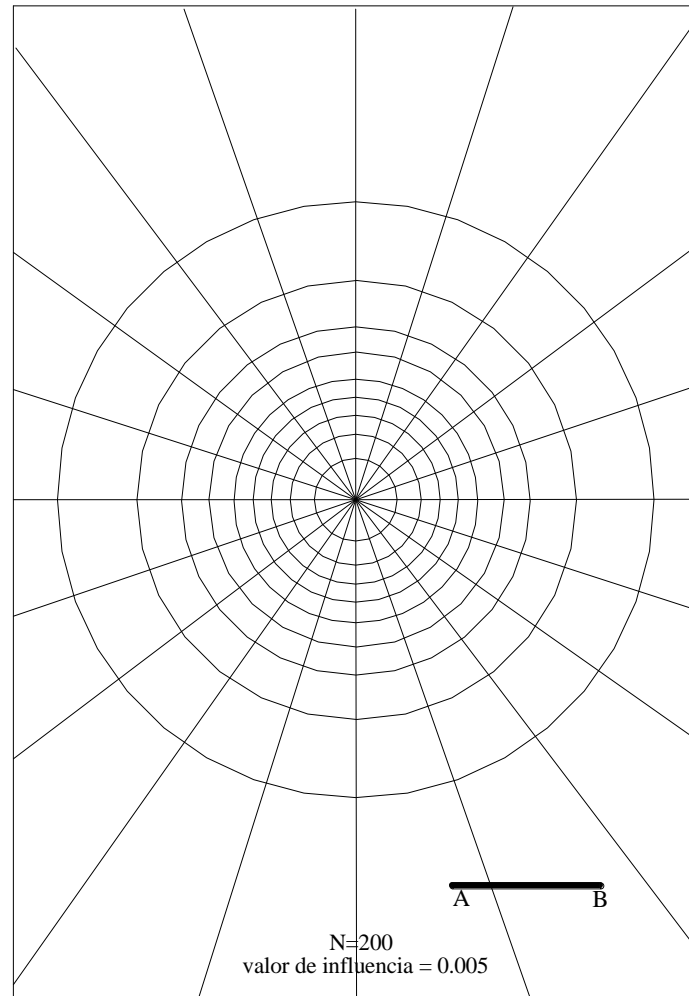


Figura 1.17. Carta de influencia de Newmark para hallar el incremento de esfuerzos a una cierta profundidad.

1.7 Casos especiales de carga para la solución de Boussinesq

Muchos casos especiales de superficies cargadas pueden ser resueltos mediante la integración de la ecuación de Boussinesq sobre el área cargada. En este apartado se presentan dos casos de superficies cargadas con distribución de esfuerzos triangulares. En el caso (a), Fig. 1.18, se presenta una distribución de esfuerzos triangulares verticales que aumenta desde 0 hasta su valor máximo q ; mientras que para el caso (b) de la misma Figura, se tiene una distribución de esfuerzos triangulares verticales y laterales a la vez que aumenta verticalmente desde 0 hasta su valor máximo q' y aumenta lateralmente desde q' hasta su valor máximo q .

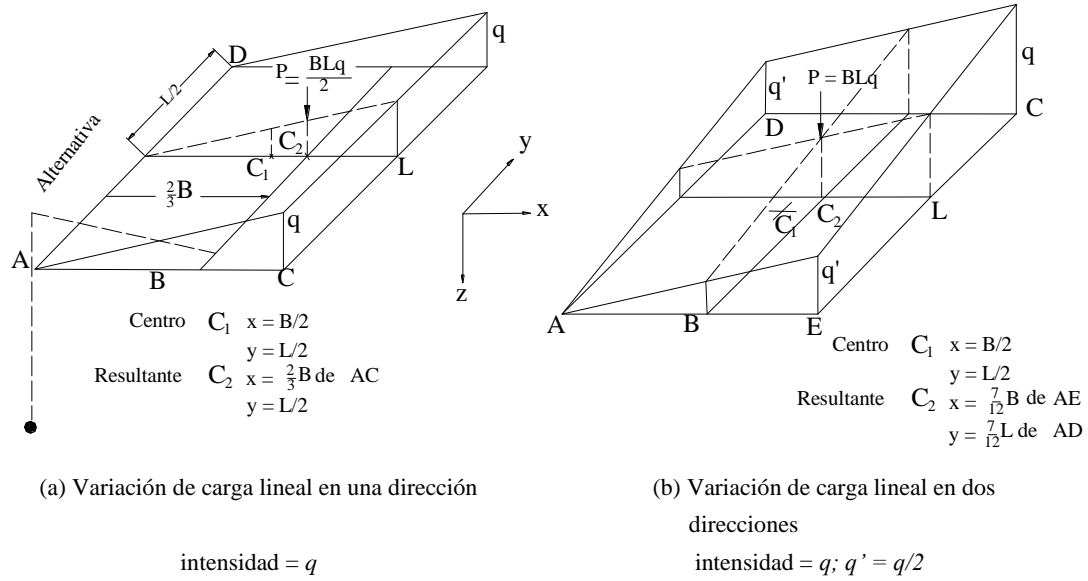


Figura 1.18. Casos especiales de carga para la solución de Boussinesq. B y L siempre se orientan como se muestra. B puede ser mayor o menor a L .

Las ecuaciones para determinar el incremento de esfuerzo vertical debajo de una esquina (punto A) y debajo de la esquina en la que se presenta la intensidad de carga máxima (punto C) del área cargada fueron desarrolladas por Vitone y Valsangkar (1986) a partir de una integración cuidadosa de la ecuación [1.2] y se presentan a continuación:

Para el caso (a), Fig. 1.18, el incremento de esfuerzos:

En el punto A es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{qL}{2\pi B} \left(\frac{z}{R_L} - \frac{z^3}{R_B^2 R_D} \right) \quad [1.26]$$

En el punto C es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{qL}{2\pi B} \left\{ \frac{zR_D}{R_L^2} - \frac{z}{R_L} + \frac{B}{L} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{BL}{(B^2 L^2 + R_D^2 z^2)^{1/2}} \right) \right\} \quad [1.27]$$

Para el caso (b) de la Figura 1.18, el incremento de esfuerzos:

En el punto A es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q'}{4\pi} \left\{ \frac{L}{B} \left(\frac{z}{R_L} - \frac{z^3}{R_D R_B^2} \right) + \frac{B}{L} \left(\frac{z}{R_B} - \frac{z^3}{R_D R_L^2} \right) \right\} \quad [1.28]$$

En el punto C es:

$$\Delta\sigma_v = \frac{q'}{4\pi} \left\{ \frac{L}{B} \left(\frac{zR_D}{R_L^2} - \frac{z}{R_L} \right) + \frac{B}{L} \left(\frac{zR_D}{R_B^2} - \frac{z}{R_B} \right) + 2 \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{BL}{(B^2 L^2 + R_D^2 z^2)^{1/2}} \right) \right\} \quad [1.29]$$

Donde:

$$\begin{aligned} R_B^2 &= B^2 + z^2 \\ R_L^2 &= L^2 + z^2 \\ R_D^2 &= B^2 + L^2 + z^2 \end{aligned}$$

Las Tablas 1.8 (a) a 1.8 (d) presentan la variación de $\Delta\sigma_v/q$ y $\Delta\sigma_v/q'$ respectivamente, para distintos valores de z/L y B/L .

2. Métodos probabilísticas aproximados.

Harr (1977) haciendo uso de la teoría de probabilidades, desarrolló procedimientos para el cálculo aproximado de la distribución de esfuerzos con la profundidad en un cierto punto que se halla sometido a cargas distribuidas aplicadas en la superficie del suelo. Para este método se asume que el medio es homogéneo, que las cargas son flexibles, y que la distribución de esfuerzos normales verticales en un punto depende sólo de la porosidad del medio y del esfuerzo vertical normal esperado en el punto.

2.1 Carga Puntual.

La ecuación determinada por Harr para la determinación del valor esperado del incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$ debido a la aplicación de una carga puntual P que actúa en el origen del sistema de coordenadas, Fig. 1.19(a); es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{P}{2\pi z^2} e^{\left(\frac{x^2+y^2}{2Kz^2}\right)} = \frac{P}{2\pi z^2} e^{\left(\frac{r^2}{2Kz^2}\right)} \quad [1.30]$$

Donde:

K = Coeficiente de presión lateral del terreno.

La Fig. 1.19(b) muestra la variación de $\frac{Kz^2 \Delta\sigma_v}{P}$ para un rango de valores de K y r/z .

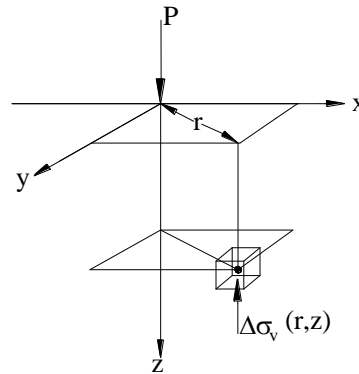


Figura 19(a). Determinación del incremento de esfuerzos debido a una carga puntual aplicada en el origen del sistema de coordenadas (Harr, 1977).

B/L	z/L														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5	3	3,5
0,10	0,0796	0,0636	0,0476	0,0372	0,0301	0,0250	0,0212	0,0183	0,0159	0,0139	0,0079	0,0050	0,0034	0,0024	0,0018
0,20	0,0637	0,0795	0,0732	0,0631	0,0539	0,0462	0,0400	0,0348	0,0306	0,0270	0,0155	0,0098	0,0067	0,0048	0,0036
0,30	0,0477	0,0733	0,0792	0,0756	0,0688	0,0615	0,0546	0,0485	0,0431	0,0385	0,0227	0,0146	0,0100	0,0072	0,0054
0,40	0,0374	0,0635	0,0759	0,0785	0,0758	0,0707	0,0647	0,0588	0,0531	0,0480	0,0293	0,0190	0,0131	0,0095	0,0072
0,50	0,0306	0,0547	0,0696	0,0764	0,0774	0,0749	0,0707	0,0656	0,0604	0,0553	0,0352	0,0232	0,0161	0,0118	0,0089
0,60	0,0258	0,0475	0,0630	0,0720	0,0758	0,0758	0,0734	0,0697	0,0653	0,0606	0,0402	0,0270	0,0190	0,0139	0,0106
0,70	0,0223	0,0418	0,0569	0,0670	0,0726	0,0745	0,0738	0,0714	0,0680	0,0641	0,0444	0,0305	0,0216	0,0160	0,0122
0,80	0,0196	0,0372	0,0516	0,0620	0,0686	0,0720	0,0727	0,0716	0,0692	0,0660	0,0477	0,0335	0,0241	0,0179	0,0137
0,90	0,0174	0,0335	0,0470	0,0574	0,0646	0,0688	0,0706	0,0706	0,0691	0,0668	0,0503	0,0361	0,0263	0,0197	0,0152
1,00	0,0157	0,0304	0,0430	0,0531	0,0606	0,0654	0,0681	0,0688	0,0682	0,0666	0,0523	0,0384	0,0284	0,0214	0,0166
1,50	0,0105	0,0206	0,0298	0,0379	0,0446	0,0500	0,0540	0,0568	0,0584	0,0592	0,0544	0,0445	0,0352	0,0279	0,0223
2,00	0,0079	0,0155	0,0226	0,0290	0,0346	0,0392	0,0430	0,0460	0,0482	0,0498	0,0503	0,0447	0,0377	0,0313	0,0260
2,50	0,0063	0,0125	0,0182	0,0234	0,0280	0,0320	0,0353	0,0381	0,0403	0,0420	0,0448	0,0421	0,0375	0,0324	0,0278
3,00	0,0053	0,0104	0,0152	0,0196	0,0235	0,0269	0,0298	0,0323	0,0343	0,0359	0,0396	0,0387	0,0358	0,0321	0,0283
3,50	0,0045	0,0089	0,0130	0,0168	0,0202	0,0232	0,0257	0,0279	0,0297	0,0312	0,0351	0,0353	0,0335	0,0309	0,0280

Tabla 1.8(a). Variación de $\Delta\sigma_v/q$ con z/L y B/L para el punto *A* ; Caso 1.8(a), a partir de la ecuación de Vitone y Valsangkar (1986).

B/L	z/L														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5	3	3,5
0,10	2,4850	1,4465	0,9816	0,7255	0,5641	0,4532	0,3727	0,3118	0,2645	0,2270	0,1195	0,0725	0,0483	0,0343	0,0256
0,20	1,7480	1,2224	0,8957	0,6865	0,5446	0,4430	0,3674	0,3093	0,2636	0,2270	0,1208	0,0737	0,0492	0,0350	0,0261
0,30	1,3121	1,0169	0,7956	0,6344	0,5158	0,4265	0,3577	0,3037	0,2605	0,2254	0,1217	0,0747	0,0500	0,0357	0,0266
0,40	1,0429	0,8570	0,7028	0,5798	0,4828	0,4062	0,3450	0,2957	0,2556	0,2225	0,1222	0,0755	0,0508	0,0363	0,0271
0,50	0,8631	0,7356	0,6235	0,5285	0,4495	0,3844	0,3307	0,2863	0,2493	0,2185	0,1222	0,0762	0,0515	0,0369	0,0276
0,60	0,7355	0,6424	0,5575	0,4826	0,4179	0,3626	0,3157	0,2760	0,2423	0,2137	0,1220	0,0768	0,0521	0,0374	0,0281
0,70	0,6405	0,5693	0,5029	0,4426	0,3890	0,3418	0,3009	0,2654	0,2348	0,2085	0,1214	0,0772	0,0526	0,0379	0,0285
0,80	0,5672	0,5109	0,4575	0,4081	0,3630	0,3226	0,2866	0,2550	0,2273	0,2030	0,1206	0,0774	0,0531	0,0384	0,0289
0,90	0,5090	0,4633	0,4195	0,3782	0,3399	0,3049	0,2733	0,2450	0,2198	0,1974	0,1197	0,0776	0,0535	0,0388	0,0293
1,00	0,4617	0,4239	0,3873	0,3524	0,3195	0,2889	0,2609	0,2355	0,2125	0,1920	0,1186	0,0777	0,0539	0,0393	0,0297
1,50	0,3163	0,2992	0,2819	0,2644	0,2470	0,2298	0,2131	0,1971	0,1820	0,1678	0,1121	0,0770	0,0551	0,0409	0,0313
2,00	0,2420	0,2336	0,2246	0,2149	0,2046	0,1937	0,1826	0,1716	0,1607	0,1502	0,1059	0,0755	0,0554	0,0419	0,0325
2,50	0,1970	0,1935	0,1892	0,1838	0,1775	0,1703	0,1624	0,1542	0,1459	0,1376	0,1007	0,0739	0,0554	0,0425	0,0335
3,00	0,1669	0,1665	0,1652	0,1626	0,1589	0,1540	0,1483	0,1420	0,1353	0,1285	0,0966	0,0724	0,0552	0,0430	0,0342
3,50	0,1453	0,1471	0,1479	0,1473	0,1454	0,1422	0,1379	0,1330	0,1274	0,1217	0,0934	0,0711	0,0549	0,04326	0,0347

Tabla 1.8(b). Variación de $\Delta\sigma_v/q$ con z/L y B/L para el punto *C* ; Caso 1.8 (a), a partir de la ecuación de Vitone y Valsangkar (1986).

B/L	z/L														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5	3	3,5
0,10	0,0454	0,0389	0,0312	0,0259	0,0221	0,0193	0,0170	0,0151	0,0135	0,0121	0,0073	0,0047	0,0033	0,0024	0,0018
0,20	0,0389	0,0509	0,0495	0,0450	0,0403	0,0361	0,0323	0,0290	0,0261	0,0235	0,0144	0,0094	0,0065	0,0047	0,0036
0,30	0,0314	0,0497	0,0559	0,0557	0,0528	0,0489	0,0449	0,0409	0,0372	0,0338	0,0212	0,0140	0,0097	0,0071	0,0054
0,40	0,0264	0,0458	0,0563	0,0602	0,0601	0,0577	0,0543	0,0504	0,0465	0,0427	0,0275	0,0183	0,0128	0,0094	0,0071
0,50	0,0231	0,0419	0,0544	0,0612	0,0636	0,0631	0,0608	0,0575	0,0538	0,0500	0,0332	0,0224	0,0158	0,0116	0,0088
0,60	0,0207	0,0386	0,0519	0,0604	0,0647	0,0659	0,0649	0,0625	0,0593	0,0557	0,0383	0,0262	0,0186	0,0137	0,0105
0,70	0,0190	0,0359	0,0493	0,0588	0,0644	0,0670	0,0672	0,0657	0,0632	0,0600	0,0427	0,0298	0,0213	0,0158	0,0121
0,80	0,0176	0,0337	0,0469	0,0569	0,0634	0,0670	0,0682	0,0676	0,0658	0,0631	0,0465	0,0330	0,0238	0,0178	0,0137
0,90	0,0166	0,0319	0,0448	0,0550	0,0621	0,0664	0,0684	0,0686	0,0674	0,0653	0,0497	0,0358	0,0262	0,0197	0,0152
1,00	0,0157	0,0304	0,0430	0,0531	0,0606	0,0654	0,0681	0,0688	0,0682	0,0666	0,0523	0,0384	0,0284	0,0214	0,0166
1,50	0,0131	0,0256	0,0367	0,0461	0,0537	0,0593	0,0633	0,0657	0,0668	0,0669	0,0587	0,0468	0,0365	0,0286	0,0228
2,00	0,0118	0,0231	0,0332	0,0419	0,0489	0,0544	0,0585	0,0612	0,0628	0,0636	0,0592	0,0500	0,0409	0,0332	0,0272
2,50	0,0110	0,0215	0,0310	0,0391	0,0458	0,0510	0,0549	0,0576	0,0593	0,0602	0,0577	0,0504	0,0427	0,0358	0,0300
3,00	0,0105	0,0205	0,0295	0,0372	0,0435	0,0485	0,0522	0,0548	0,0565	0,0575	0,0557	0,0497	0,0431	0,0370	0,0316
3,50	0,0101	0,0198	0,0284	0,0358	0,0419	0,0467	0,0502	0,0527	0,0543	0,0552	0,0538	0,0485	0,0427	0,0373	0,0325

Tabla 1.8(c). Variación de $\Delta\sigma_v / q'$ con z/L y B/L para el punto A ; Caso 1.8(b) a partir de la ecuación de Vitone y Valsangkar (1986).

B/L	z/L														
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5	3	3,5
0,10	0,1592	0,0985	0,0675	0,0500	0,0389	0,0313	0,0258	0,0216	0,0184	0,0159	0,0085	0,0052	0,0035	0,0025	0,0019
0,20	0,2009	0,1535	0,1170	0,0913	0,0731	0,0598	0,0499	0,0422	0,0361	0,0312	0,0168	0,0104	0,0069	0,0050	0,0037
0,30	0,2151	0,1799	0,1478	0,1214	0,1005	0,0841	0,0711	0,0607	0,0524	0,0455	0,0249	0,0154	0,0104	0,0074	0,0055
0,40	0,2220	0,1938	0,1666	0,1421	0,1211	0,1035	0,0890	0,0769	0,0669	0,0586	0,0327	0,0204	0,0137	0,0098	0,0074
0,50	0,2261	0,2021	0,1785	0,1564	0,1364	0,1188	0,1036	0,0906	0,0796	0,0702	0,0400	0,0251	0,0170	0,0122	0,0092
0,60	0,2288	0,2075	0,1866	0,1664	0,1477	0,1306	0,1154	0,1021	0,0904	0,0803	0,0468	0,0297	0,0202	0,0146	0,0109
0,70	0,2307	0,2114	0,1923	0,1738	0,1561	0,1398	0,1249	0,1115	0,0996	0,0891	0,0531	0,0340	0,0233	0,0168	0,0127
0,80	0,2321	0,2142	0,1966	0,1793	0,1627	0,1470	0,1325	0,1193	0,1073	0,0967	0,0588	0,0381	0,0263	0,0191	0,0144
0,90	0,2332	0,2165	0,1998	0,1836	0,1678	0,1528	0,1387	0,1257	0,1139	0,1031	0,0640	0,0420	0,0292	0,0212	0,0161
1,00	0,2341	0,2182	0,2025	0,1870	0,1719	0,1575	0,1438	0,1311	0,1194	0,1086	0,0688	0,0456	0,0319	0,0233	0,0177
1,50	0,2367	0,2235	0,2102	0,1971	0,1841	0,1716	0,1594	0,1479	0,1370	0,1268	0,0863	0,0603	0,0436	0,0326	0,0251
2,00	0,2381	0,2261	0,2141	0,2021	0,1902	0,1785	0,1672	0,1564	0,1461	0,1364	0,0969	0,0702	0,0523	0,0400	0,0313
2,50	0,2388	0,2276	0,2164	0,2050	0,1938	0,1827	0,1719	0,1615	0,1515	0,1421	0,1035	0,0769	0,0586	0,0457	0,0364
3,00	0,2394	0,2287	0,2179	0,2070	0,1962	0,1854	0,1749	0,1648	0,1551	0,1459	0,1080	0,0817	0,0632	0,0500	0,0404
3,50	0,2398	0,2294	0,2190	0,2084	0,1979	0,1874	0,1771	0,1672	0,1577	0,1487	0,1113	0,0851	0,0667	0,0534	0,0436

Tabla 1.8(d). Variación de $\Delta\sigma_v / q$ con z/L y B/L para el punto C ; Caso 1.8(b), a partir de la ecuación de Vitone y Valsangkar (1986).

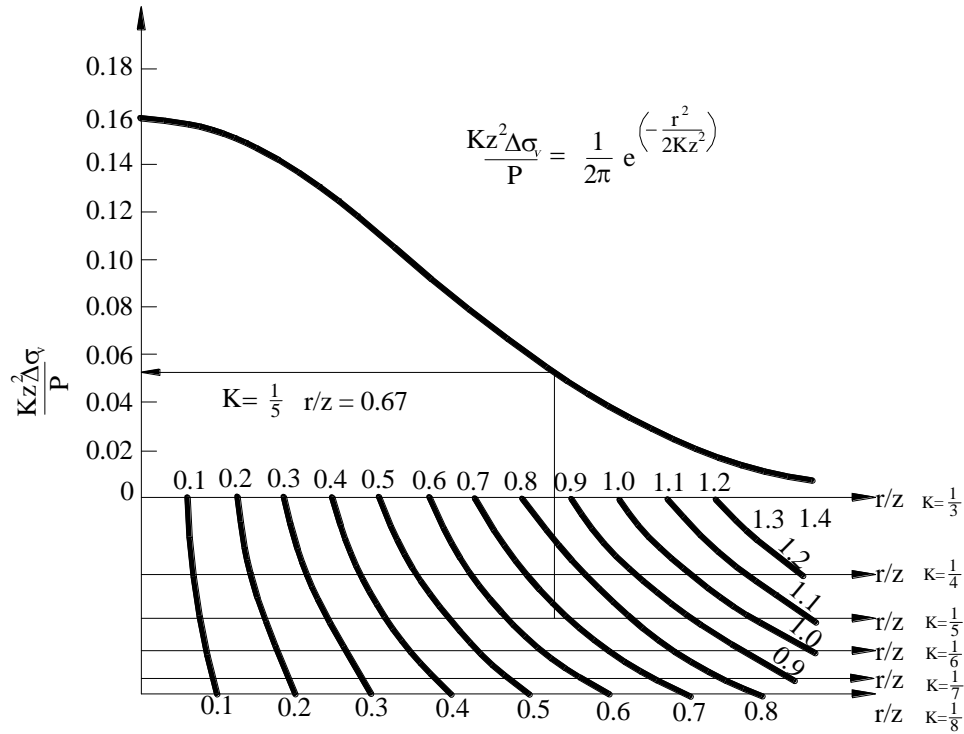


Figura 1.19 (b). Solución de la ecuación [1.30] (Harr, 1977).

A partir de la Figura 1.19(b) se obtiene el valor de $\frac{Kz^2\Delta\sigma_v}{P}$. Por ejemplo, Fig. 1.19(b) para un valor dado de $K = \frac{1}{5}$ y $r/z = 0.67$; buscar el eje horizontal correspondiente al valor de K . A continuación ubicar el valor de r/z dado sobre ese eje. Finalmente trazar una vertical hasta intersectar a la curva. La ordenada correspondiente al punto de intersección es el valor de $\frac{Kz^2\Delta\sigma_v}{P}$ buscado.

2.2 Carga Lineal.

Harr también determinó ecuaciones para el cálculo del valor esperado del incremento de esfuerzo vertical debido a una carga lineal de intensidad q por unidad de longitud que actúa perpendicular a la superficie en el origen de coordenadas. La ecuación determinada por Harr es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{z\sqrt{2K\pi}} e^{\left(\frac{x^2}{2Kz^2}\right)} \quad [1.31]$$

Donde:

K = Coeficiente de presión lateral del terreno

2.3 Carga continua.

Para una carga uniforme normal q por unidad de área actuando en una franja de ancho $2B$ y largo infinito, el valor esperado del incremento de esfuerzo normal vertical debajo del centro de gravedad de la franja ($x=0$), es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = 2q\Psi\left(\frac{B}{z\sqrt{K}}\right) \quad [1.32]$$

En general, este valor es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q\left[\Psi\left(\frac{x+B}{z\sqrt{K}}\right) - \Psi\left(\frac{x-B}{z\sqrt{K}}\right)\right] \quad [1.33]$$

Donde:

K = Coeficiente de presión lateral del terreno

Los valores de la función $\Psi(\)$ se presentan en la Tabla 1.9; que corresponde a valores tabulados de una curva de distribución normal estandarizada para una variable aleatoria distribuida normalmente.

2.4 Carga vertical uniforme sobre un área rectangular

El valor esperado del incremento de esfuerzo vertical debajo una esquina de un área rectangular cargada con una intensidad q por unidad de área y de dimensiones $B \times L$ es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q\Psi\left(\frac{B}{z\sqrt{K}}\right)\Psi\left(\frac{L}{z\sqrt{K}}\right) \quad [1.34]$$

Donde:

K = Coeficiente de presión lateral del terreno

En la ecuación [1.34] el valor de la función $\Psi(\)$ es también determinado a partir de la Tabla 1.9.

2.5 Carga vertical uniforme sobre un área circular

El valor esperado del incremento de esfuerzo vertical debajo el centro de un área circular cargada con una intensidad q por unidad de área y de radio R es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = q\left[1 - e^{-\left(\frac{R^2}{2Kz^2}\right)}\right] \quad [1.35]$$

Donde:

K = Coeficiente de presión lateral del terreno

En las ecuaciones anteriores, desarrolladas por Harr, se utiliza el parámetro K en todas; constituyéndose éste en un indicador importante de las características del suelo durante la transmisión de los esfuerzos aplicados en la superficie, a la masa de suelo.

Cuando se trabaja con fundaciones, el valor del parámetro K a ser usado, debe ser elegido apropiadamente en función de un adecuado coeficiente de presión lateral del terreno. Holtz (1991) recomienda que cuando se trabaja con suelos granulares este parámetro es muy próximo al coeficiente de presión lateral del terreno en reposo K_o . Sin embargo, bajo ciertas circunstancias es posible que el mismo adopte valores próximos a los del coeficiente de presión lateral activa o pasiva. Por ejemplo, si el suelo del sitio de estudio es un suelo altamente sobreconsolidado entonces el valor de K adoptado debe ser mayor a 1.

La determinación de los coeficientes de presión lateral del terreno es desarrollada en el Capítulo 5. Sin embargo, el valor del coeficiente de presión lateral del terreno en reposo puede ser determinado por medio de ensayos in situ tales como el dilatómetro de Marchetti (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986), siendo este un método relativamente reciente.

El equipo a utilizarse consiste de una placa plana de dimensiones estandarizadas. Esta placa cuenta con una membrana de acero, plana, delgada, circular, y expansible de 60 mm de diámetro localizada al ras sobre el centro de uno de los lados de la placa. A continuación, el dilatómetro debe ser insertado en el terreno usando el mismo equipo utilizado en la prueba de penetración de cono (Ensayo CPT). Mayores detalles a cerca de ambos ensayos pueden ser encontrados en el Capítulo 8.

Finalmente, Harr (1977), a través de una serie de experimentos realizados tanto en depósitos de arena como en depósitos de arcilla, demuestra que su método se aproxima más a la realidad que el método tradicional de Boussinesq. Los resultados obtenidos a partir de los experimentos, muestran que a través de su método se presentan esfuerzos picos más altos que los predichos por la teoría de la elasticidad, siendo estos esfuerzos disipados más rápidamente de lo que tal teoría indica.

A continuación, a fin de ilustrar la variación de los resultados obtenidos a partir de estos dos métodos, se presenta la determinación del incremento de esfuerzos debajo una de las esquinas de un área rectangular uniformemente cargada.

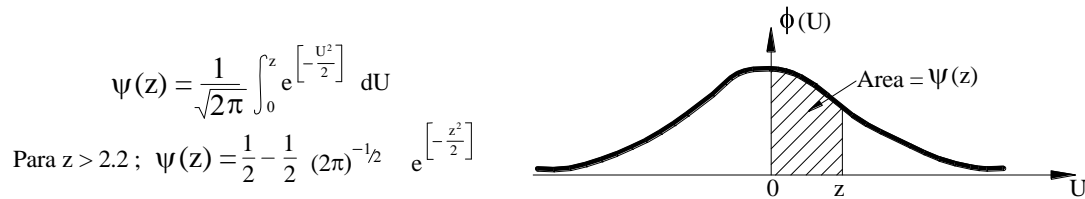
A partir de la Figura 1.14, se tiene $B = 1\text{ m}$, $L = 2.5\text{ m}$ y $q = 20\text{ KN/m}^2$. El ángulo de fricción del suelo es de $\phi = 49^\circ$. El coeficiente de presión lateral del terreno $K_o = 0.25$. El incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ será determinado a 1, 2, 3 y 4 m. de profundidad.

La Tabla (a) observada a continuación ilustra los resultados obtenidos mediante estos dos métodos. La Figura 1.20 presenta de manera gráfica la distribución de esfuerzos hallada a partir de ambos métodos.

Tabla (a). Comparación entre los resultados obtenidos a partir del método de Boussinesq y el método probabilística.

z [m]	Método de Boussinesq Teoría de la elasticidad	Método de Harr Método probabilístico
	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_v$
1	4,048	4,20
2	2,530	2,41
3	1,600	1,38
4	1,088	0,85

Tabla 1.9. Valores de la función $\psi(z)$ (Harr, 1977)



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0,003969	0,007978	0,011966	0,015953	0,019939	0,023922	0,027903	0,031881	0,035856
0,1	0,03928	0,043795	0,047758	0,051717	0,05567	0,059618	0,063559	0,067495	0,071424	0,075345
0,2	0,07926	0,083166	0,087064	0,090954	0,094835	0,098706	0,102568	0,10642	0,110251	0,114092
0,3	0,117911	0,12172	0,125516	0,1293	0,133072	0,136831	0,140576	0,144309	0,148027	0,151732
0,4	0,155422	0,159097	0,162757	0,166402	0,170031	0,173645	0,177242	0,180822	0,184386	0,187933
0,5	0,191462	0,194974	0,198466	0,201944	0,205401	0,20884	0,21226	0,215661	0,219043	0,222405
0,6	0,225747	0,229069	0,232371	0,235653	0,238914	0,242154	0,245373	0,248571	0,251748	0,254903
0,7	0,258036	0,261148	0,264238	0,267305	0,27035	0,273373	0,276373	0,27935	0,282305	0,285236
0,8	0,288145	0,29103	0,293892	0,296731	0,299546	0,302337	0,305105	0,30785	0,31057	0,313267
0,9	0,31594	0,318589	0,321214	0,323814	0,326391	0,328944	0,331472	0,333977	0,336457	0,338913
1	0,341345	0,343752	0,346136	0,348495	0,35083	0,353141	0,355428	0,35769	0,359929	0,362143
1,1	0,364334	0,3665	0,368643	0,370762	0,372857	0,374928	0,376976	0,379	0,381	0,382977
1,2	0,38493	0,386861	0,388768	0,390651	0,392512	0,39435	0,396165	0,397958	0,399727	0,401475
1,3	0,4032	0,404902	0,406582	0,408241	0,409877	0,411492	0,413085	0,414657	0,416207	0,417736
1,4	0,419243	0,42073	0,422196	0,423641	0,425066	0,426471	0,427855	0,429219	0,430563	0,431888
1,5	0,433193	0,434476	0,435745	0,436992	0,43822	0,439429	0,44062	0,441792	0,442947	0,444083
1,6	0,445201	0,446301	0,447384	0,448449	0,449497	0,450529	0,451543	0,45254	0,453521	0,454486
1,7	0,455435	0,456367	0,457284	0,458185	0,45907	0,459941	0,460796	0,461636	0,462462	0,463273
1,8	0,46407	0,464852	0,46562	0,466375	0,467116	0,467843	0,468557	0,469258	0,469946	0,470621
1,9	0,471283	0,471933	0,472571	0,473197	0,47381	0,474412	0,475002	0,475581	0,476148	0,476705
2	0,47725	0,477784	0,478308	0,478822	0,479325	0,479818	0,480301	0,480774	0,481237	0,481691
2,1	0,482136	0,482571	0,482997	0,483414	0,483823	0,484222	0,484614	0,484997	0,485371	0,485738
2,2	0,486097	0,486447	0,486791	0,487126	0,487455	0,487776	0,488089	0,488396	0,488696	0,488989
2,3	0,489276	0,489556	0,48983	0,490097	0,490358	0,490613	0,490863	0,491106	0,491344	0,491576
2,4	0,491802	0,492024	0,49224	0,492451	0,492656	0,492857	0,493053	0,493244	0,493431	0,493613
2,5	0,49379	0,493963	0,494132	0,494297	0,494457	0,494614	0,494766	0,494915	0,49506	0,495201
2,6	0,495339	0,495473	0,495604	0,495731	0,495855	0,495975	0,496063	0,496207	0,496319	0,496427
2,7	0,496533	0,496636	0,496736	0,496833	0,496928	0,49702	0,49711	0,497197	0,497282	0,497365
2,8	0,497445	0,497523	0,497599	0,497673	0,497744	0,497814	0,497882	0,497948	0,498012	0,498074
2,9	0,498134	0,498193	0,49825	0,498305	0,498359	0,498411	0,498462	0,498511	0,498559	0,498605
3	0,49865	0,498694	0,498736	0,498777	0,498817	0,498856	0,498893	0,49893	0,498965	0,498999
3,1	0,499032	0,499065	0,499096	0,499126	0,499155	0,499184	0,499211	0,499238	0,499264	0,499289
3,2	0,499313	0,499336	0,499359	0,499381	0,499402	0,499423	0,499443	0,499462	0,499481	0,499499
3,3	0,499517	0,499534	0,49955	0,499566	0,499581	0,499596	0,49961	0,499624	0,499638	0,499651
3,4	0,499663	0,499675	0,499687	0,499698	0,499709	0,49972	0,49973	0,49974	0,499749	0,499758
3,5	0,499767	0,499776	0,499784	0,499792	0,4998	0,499807	0,499815	0,499822	0,499828	0,499835
3,6	0,499841	0,499847	0,499853	0,499858	0,499864	0,499869	0,499874	0,499879	0,499883	0,499888
3,7	0,499892	0,499896	0,4999	0,499904	0,499908	0,499912	0,499915	0,499918	0,499922	0,499925
3,8	0,499928	0,499931	0,499933	0,499936	0,499938	0,499941	0,499943	0,499946	0,499948	0,49995
3,9	0,499952	0,499954	0,499956	0,499958	0,499959	0,499961	0,499963	0,499964	0,499966	0,499967

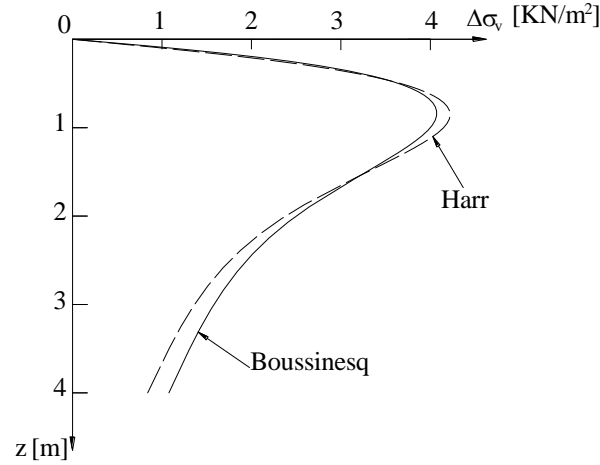


Figura 1.20. Comparación entre la distribución de esfuerzos obtenida mediante el método de Boussinesq y la obtenida mediante el método de Harr.

Se puede observar que el método probabilístico presenta esfuerzos picos más altos que el método de Boussinesq ($4.20 > 4.048$) y que a su vez, los esfuerzos determinados por el método probabilístico son disipados más rápidamente de lo que la teoría de elasticidad indica.

3 Método de Westergaard.

Westergaard (1938) resolvió el mismo problema desarrollado por Boussinesq para el caso de carga puntual, pero asumiendo hipótesis ligeramente diferentes. En lugar de considerar un material perfectamente elástico; asumió uno que contiene varios estratos que se encuentran alternados con refuerzos horizontales rígidos de espesor infinitesimal, Fig. 1.21; de tal modo que la deformación horizontal sea cero en todos los puntos. El modelo asumido por Westergaard resulta ser una representación más precisa de algunos suelos estratificados.

Por su parte, Terzaghi (1943) presentó la siguiente ecuación para $\Delta\sigma_v$ en el punto A, Fig. 1.9, debido a una carga vertical puntual P , basándose en el método de Westergaard:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_z = \frac{PC}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{C^2 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad [1.36]$$

Donde:

$$C = \sqrt{\frac{1-2\nu'}{2(1-\nu')}} \quad [1.37]$$

ν' = Coeficiente de Poisson del suelo que se encuentra entre los refuerzos rígidos.

La ecuación [1.36] puede ser rescrita de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} I_3 \quad [1.38]$$

Donde:

$$I_3 = \frac{1}{2\pi C^2} \left[\left(\frac{r}{Cz} \right)^2 + 1 \right]^{-3/2} \quad [1.39]$$

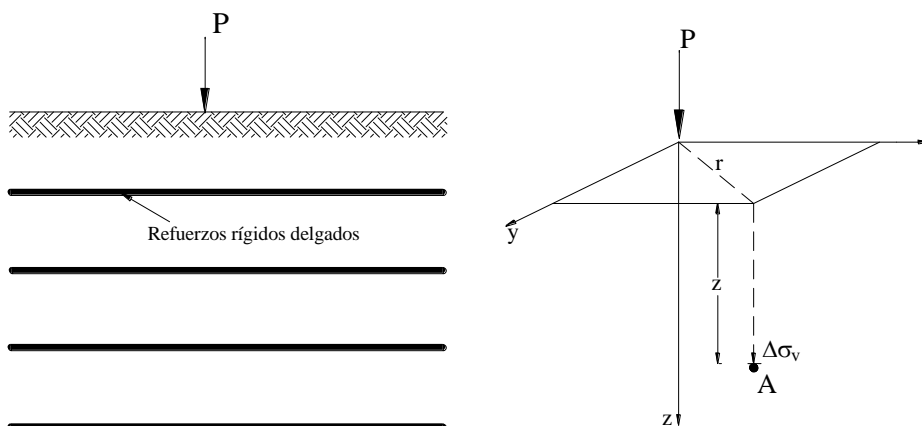


Figura 1.21. Solución de Westergaard para el incremento de esfuerzo vertical debido a una carga puntual.

La solución de Westergaard produce valores de $\Delta\sigma_v$ iguales o menores que los valores dados por la ecuación de Boussinesq; y a medida que ν' incrementa, el incremento de esfuerzo calculado disminuye y eventualmente llega a ser cero cuando $\nu' = 0.5$.

El método de Boussinesq es más conservador que el método de Westergaard y probablemente para muchos problemas sea el método más apropiado.

4. Incremento de esfuerzos en medios estratificados.

A menudo, se hace necesario determinar los esfuerzos producidos en un estrato de suelo compresible que se encuentra descansando sobre uno o más estratos de diferentes propiedades mecánicas. Este problema ha sido analizado considerando un sistema estratificado, donde cada estrato presenta distintas propiedades elásticas. Las soluciones a este problema fueron discutidas por Poulos y Davis (1974), y por Perloff (1975), siendo la ingeniería de pavimentos la rama de la ingeniería en la que esta teoría encuentra su mayor aplicación.

Es así que, si se considera el caso de la Figura 1.22, donde se observa un estrato de suelo rígido descansando sobre un estrato de suelo blando, el efecto de la rigidez del estrato superior ocasiona una reducción en la concentración de esfuerzos del estrato inferior. Burmister (1943) trabajó en este problema introduciendo sistemas flexibles de dos y tres estratos. Posteriormente, Fox (1948), Burmister (1958), Jones (1962) y Peattie (1962) desarrollaron soluciones tomando en cuenta estos sistemas.

El efecto de la reducción de la concentración de esfuerzos debido a la presencia de un estrato superior rígido es observado en la Figura 1.22 (b). Esta Figura presenta un área flexible circular de radio R sujeta a una carga de q por unidad de área que se halla descansando en la superficie de un sistema de dos estratos, siendo E_1 y E_2 los módulos de elasticidad del estrato superior e inferior respectivamente, con la condición de que $E_1 > E_2$. Para $h = R$, la solución elástica para el esfuerzo vertical σ_z a distintas profundidades debajo del área cargada puede ser obtenida a partir de la Figura 1.22 (b). La curva de σ_v/q vs. z/R para $E_1/E_2 = 1$ representa a los esfuerzos determinados a partir de la ecuación de Boussinesq. Sin embargo, a partir de las demás curvas se observa que para

$E_1/E_2 > 1$, el valor de σ_v/q para un valor de z/R dado disminuye a medida que el valor de E_1/E_2 incrementa.

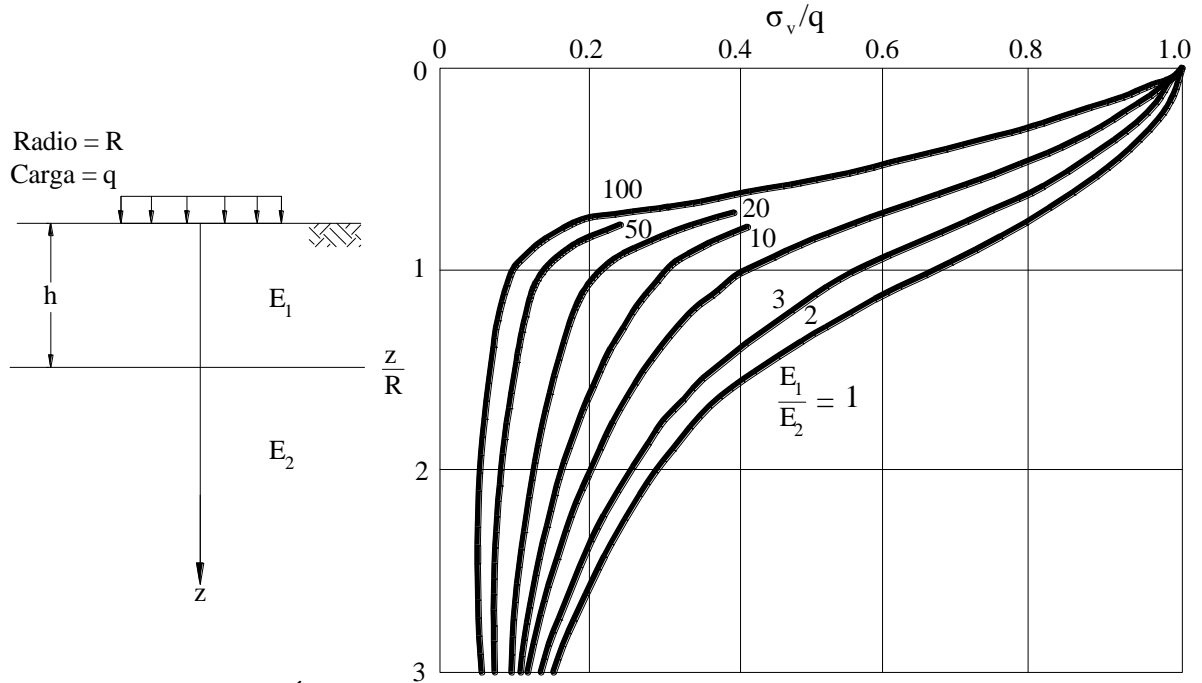


Figura 1.22. (a) Área circular uniformemente cargada en un sistema de dos estratos donde $E_1 > E_2$. (b) Esfuerzo vertical debajo del centro de un área circular uniformemente cargada.

A continuación, en apartados posteriores se presentan las maneras de determinación del incremento de esfuerzos que se produce en sistemas estratificados sometidos a diferentes tipos de carga. Primeramente, el incremento de esfuerzos es determinado considerando un estrato rígido que se halla descansando sobre un estrato blando. Luego, la determinación del incremento de esfuerzos es realizada considerando un estrato de suelo elástico e isotrópico que se halla descansando sobre una base rígida. El último caso es considerado como un caso de incremento de esfuerzos en medio finito.

4.1 Incremento de esfuerzos debido a una carga de franja continua

Cuando se aplica la teoría convencional de distribución de esfuerzos que considera un semi-espacio homogéneo, elástico, e isotrópico para un sistema estratificado, los valores de incrementos obtenidos son muy altos. Es debido a estas limitaciones que Milovic basándose en las soluciones elásticas para sistemas estratificados desarrolladas por Burmister (1943), realizó un gran número de análisis; siendo el principal objetivo de éstos, el demostrar analíticamente la influencia en la disminución del incremento de esfuerzos que tiene un estrato rígido que se halla descansando sobre un estrato blando. Los análisis realizados adoptaron un conjunto de valores distintos de propiedades del suelo, a fin de evaluar la influencia de estos parámetros en los cambios de esfuerzos producidos.

La determinación del incremento de esfuerzos fue calculada para un punto que puede encontrarse dentro o fuera del área ocupada por una carga flexible de franja de ancho $B=1m$, siendo el espesor del estrato superior H_1 igual a $0.5B, 1.0B, 1.5B, 2.0B$ y $2.5B$. Las razones de E_1/E_2 fueron de 1, 5, 10 y 25; siendo E_1 y E_2 los módulos de elasticidad del estrato superior e inferior respectivamente ($E_1/E_2 = 1$ es el caso de medio homogéneo).

La geometría de este problema es mostrada en la Fig.1.23

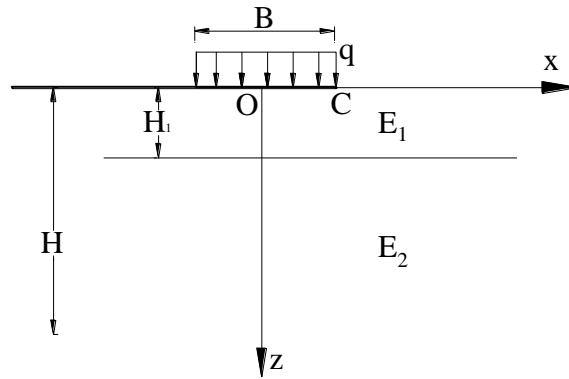


Figura 1.23 Geometría del problema.

El incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$ para medios estratificados se determina mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_4 \quad [1.40]$$

Donde:

q = Carga aplicada

I_4 = Coeficiente adimensional

Los valores para el coeficiente I_4 son obtenidos de las Figuras 1.24 a 1.28, para el caso en que el punto donde se requiera hallar el incremento de esfuerzos se encuentre a una cierta profundidad sobre el eje que pasa por el centro de la franja.

Las Figuras 1.29 a 1.33 presentan el valor de I_4 , para cuando el incremento de esfuerzos es hallado en un punto que se encuentra en uno de los bordes de la franja, representado en las figuras por el punto C.

Finalmente, de las Figuras 1.34 a 1.37, se determina el valor de I_4 para cuando el incremento de esfuerzos es hallado en un punto que se encuentra fuera del área ocupada por la carga de franja.

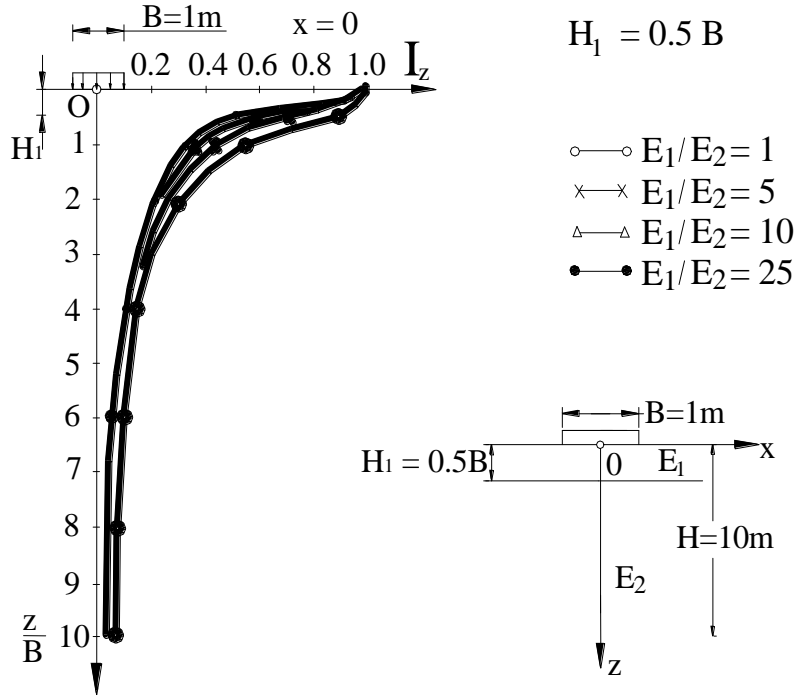


Figura 24. Coeficiente I_4 para $H_1=0.5B$ (Punto O).

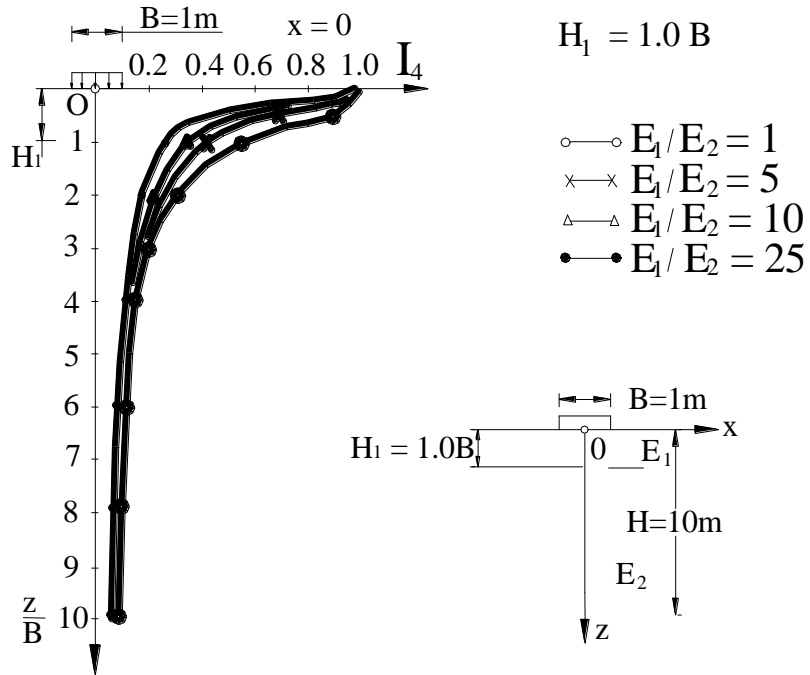


Figura 25. Coeficiente I_4 para $H_1=1.0B$ (Punto O).

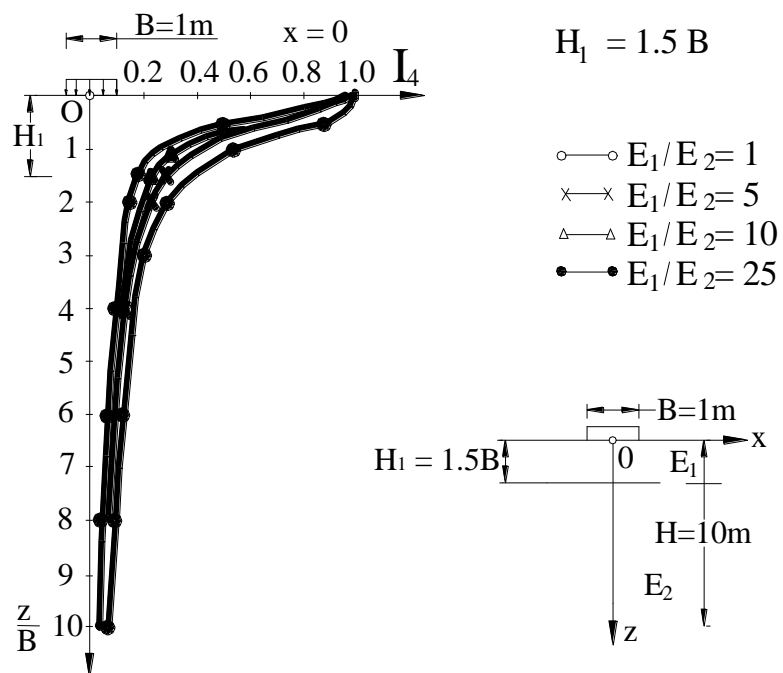


Figura 26. Coeficiente I_4 para $H_1=1.5B$ (Punto O).

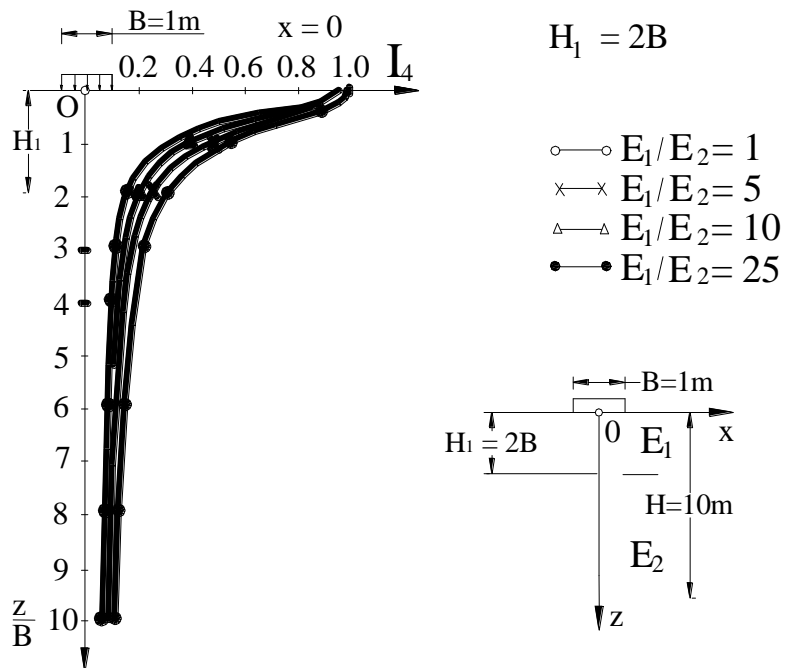


Figura 27. Coeficiente I_4 para $H_1=2.0B$ (Punto O).

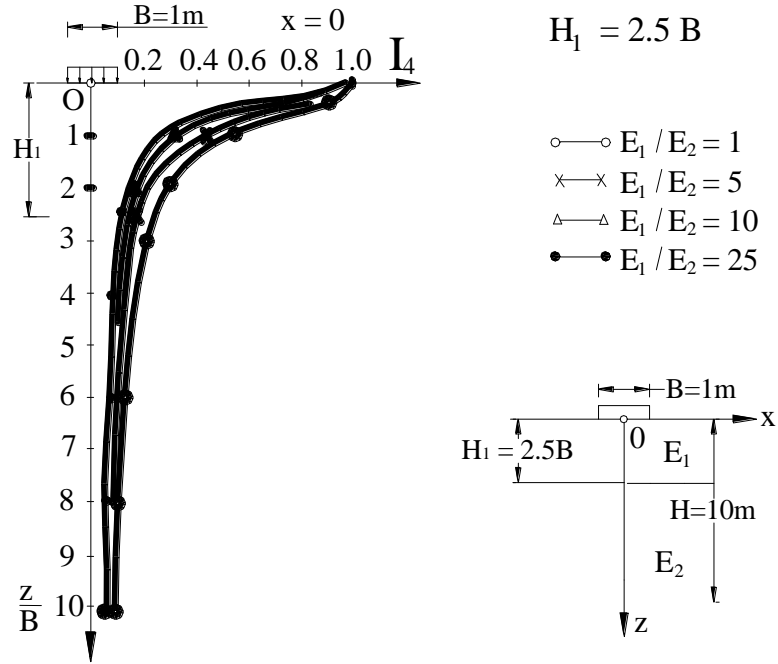


Figura 28. Coeficiente I_4 para $H_1=2.5B$ (Punto O).

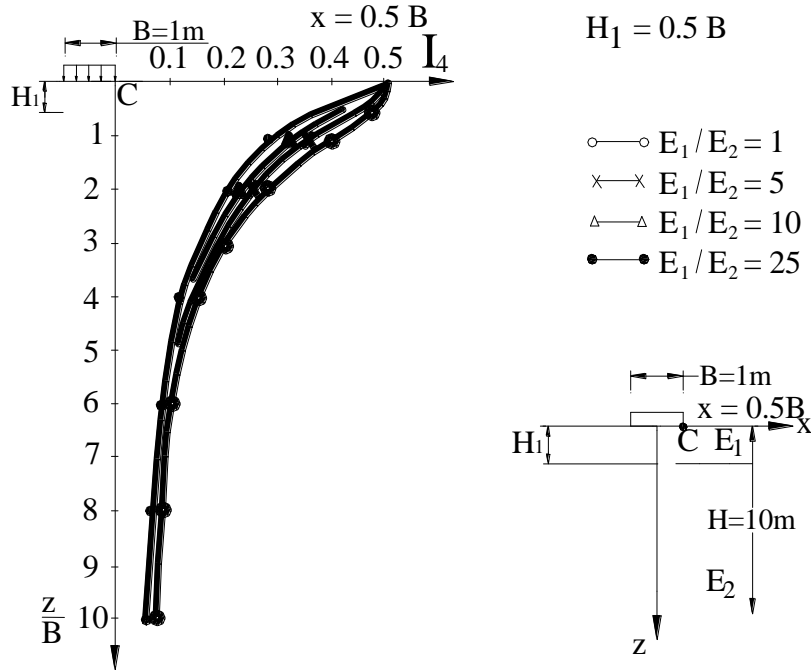


Figura 29. Coeficiente I_4 para $H_1=0.5B$ (Punto C).

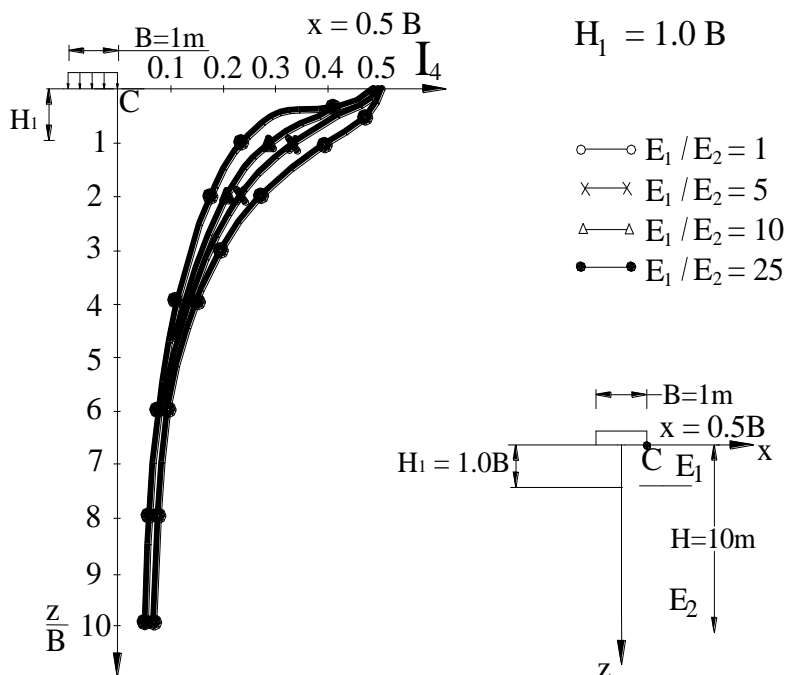


Figura 30. Coeficiente I_4 para $H_1=1.0B$ (Punto C).

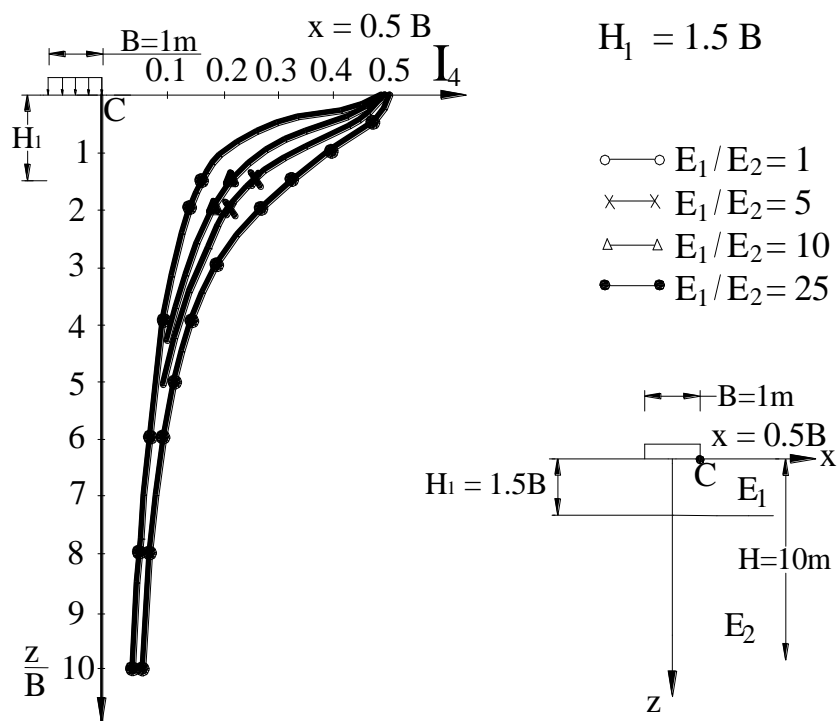


Figura 31. Coeficiente I_4 para $H_1=1.5B$ (Punto C).

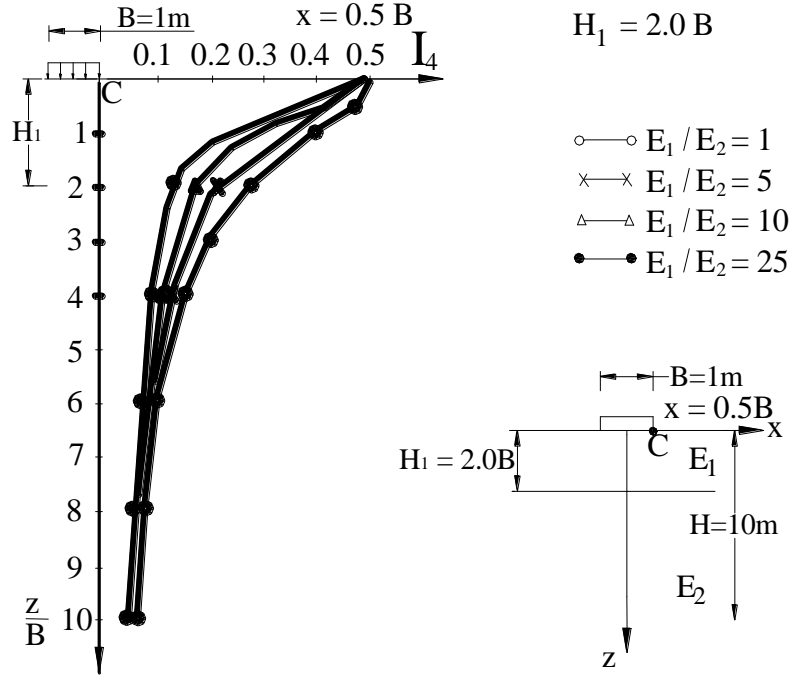


Figura 32. Coeficiente I_4 para $H_1=2.0B$ (Punto C).

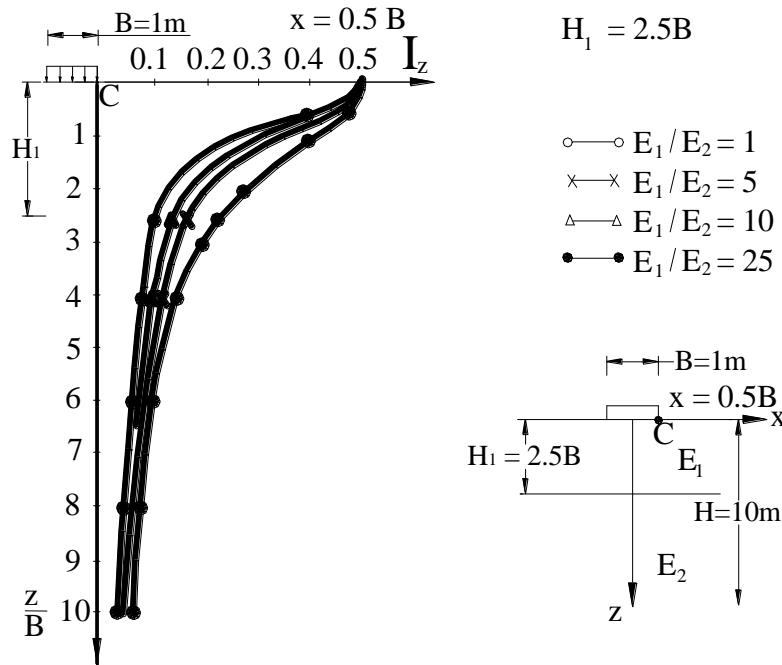


Figura 33. Coeficiente I_4 para $H_1=2.5B$ (Punto C).

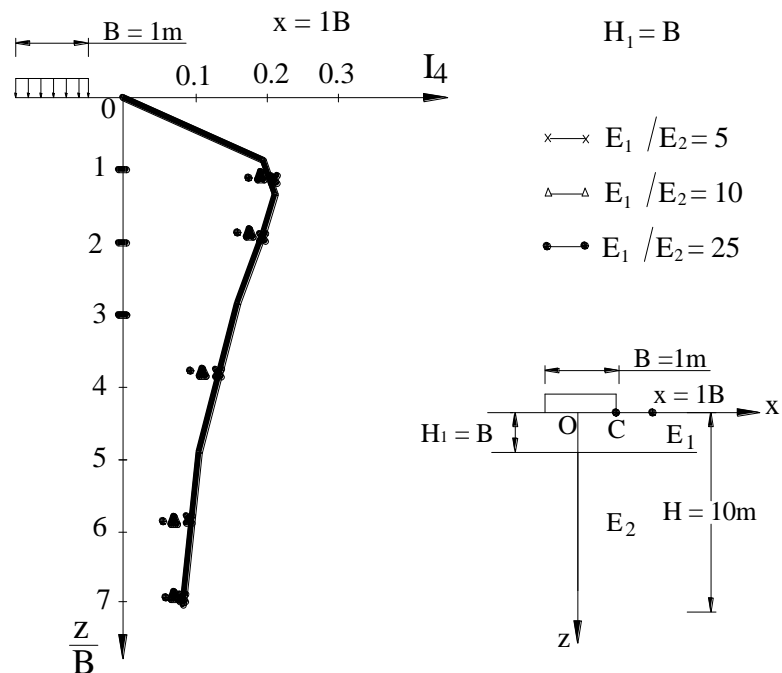


Figura 34. Coeficiente I_4 para $H_1=B, x=B$.

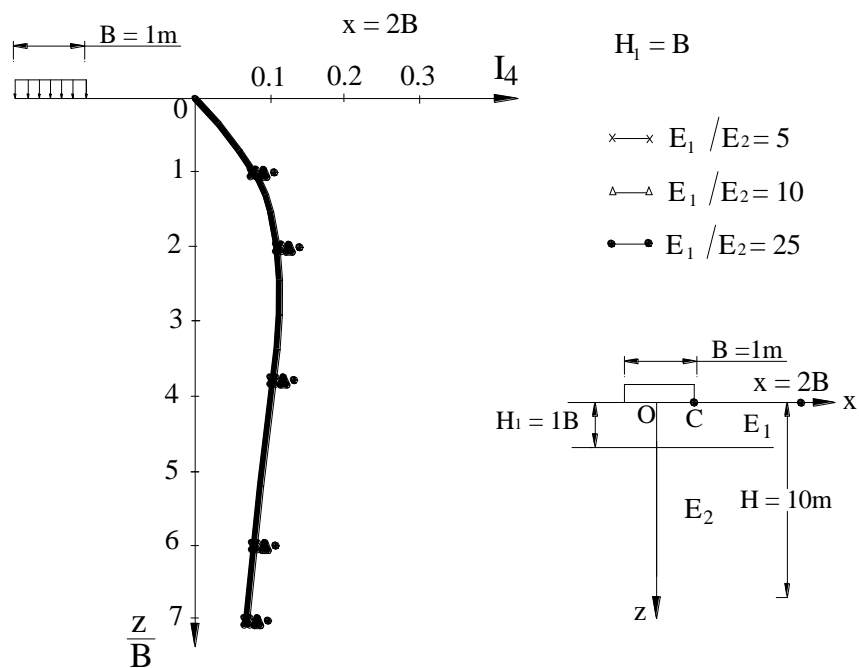


Figura 35. Coeficiente I_4 para $H_1=B, x=2B$.

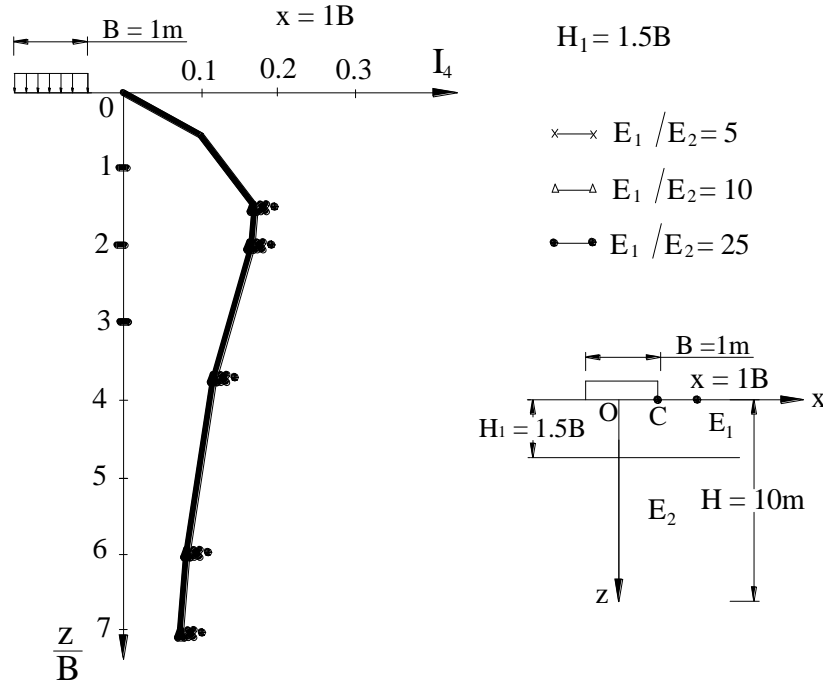


Figura 36. Coeficiente I_4 para $H_1=1.5B, x=1B$

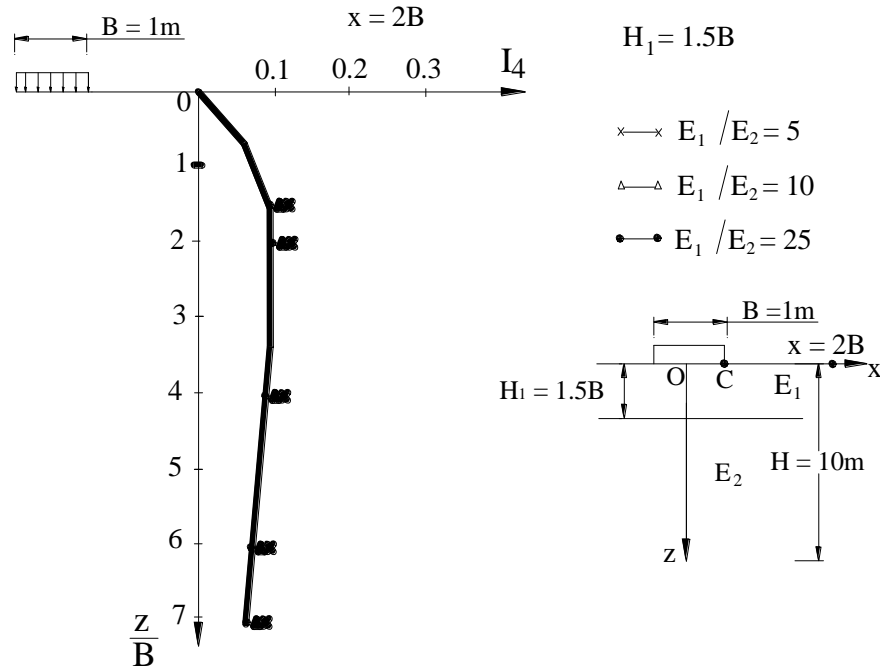


Figura 37. Coeficiente I_4 para $H_1=1.5B, x=2B$

Por otra parte, Milovic también desarrolló una solución para el caso de sistemas estratificados que se hallan limitados por una base rígida haciendo uso del método de elementos finitos. La geometría de este problema corresponde a la presentada en la Figura 1.38.

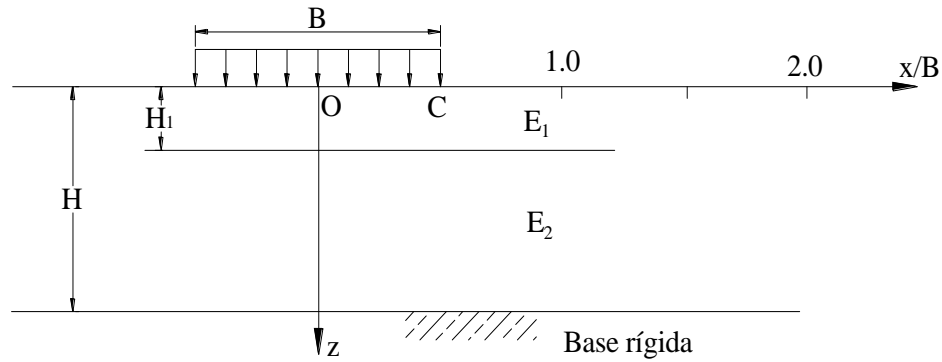


Figura 1.38. Geometría del problema (Milovic, 1992).

En la Figura 1.38 se tiene una carga de franja flexible de ancho B y de intensidad q ; H es el espesor del estrato compresible, H_1 es el espesor del estrato superior, E_1 es el módulo de elasticidad del estrato superior y E_2 es el módulo de elasticidad del estrato inferior.

El incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$ tiene la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_5 \quad [1.41]$$

Las Tablas 1.10 y 1.11 presentan los valores de I_5 para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto O de la Figura 1.38 mientras que las Tablas 1.12 y 1.13 son utilizadas para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto C de la Figura 1.38.

4.2 Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada en forma circular

Burmister (1943) realizó el mismo análisis pero considerando un área flexible circular de radio R con una carga q uniformemente aplicada en la superficie de un estrato rígido que descansa sobre un estrato blando, como muestra la Figura 1.39.

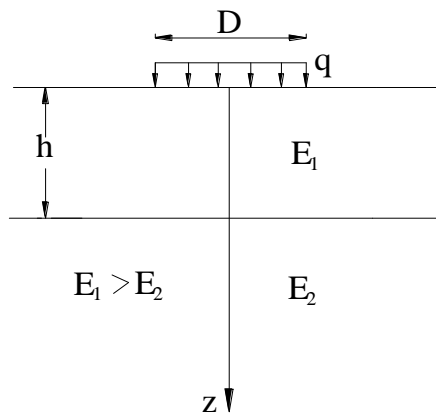


Figura 1.39. Área circular uniformemente cargada en un medio estratificado donde $E_1 > E_2$.

Para este caso el incremento de esfuerzos, $\Delta\sigma_v$, en un punto situado a una cierta profundidad por debajo del centro del círculo es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_6 \quad [1.42]$$

Los valores de I_6 son obtenidos a partir de las Figuras 1.40 a 1.42 para h igual a $0.5D, 1D, 2D$ y para distintos valores de E_1/E_2 . Las Figuras 1.41 y 1.42 son extensiones realizadas por Milovic (1992).

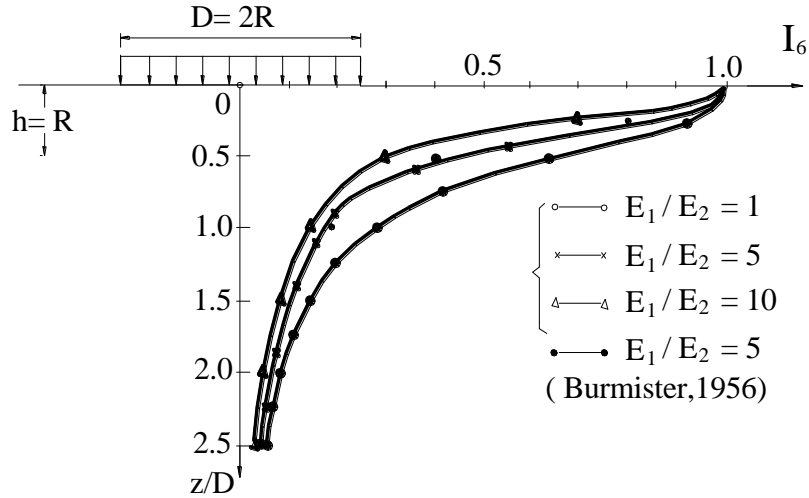


Figura 1.40. Coeficientes I_6 para $h/R=1$

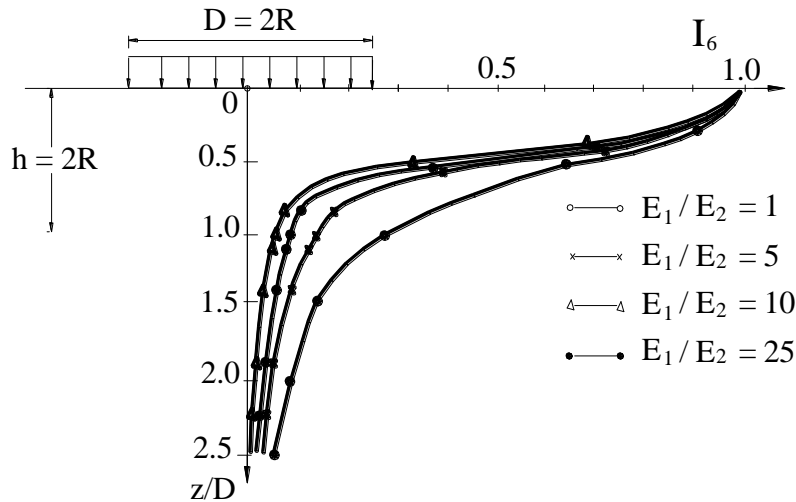


Figura 1.41. Coeficientes I_6 para $h/R=2$

z/B	H/B = 1		H ₁ =0,2B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,1	0,995	0,989	0,954
0,2	0,990	0,982	0,896
0,3	0,979	0,953	0,845
0,4	0,947	0,805	0,922
0,5	0,900	0,832	0,761
1,0	0,694	0,674	0,637

z/B	H/B = 1		H ₁ =0,3B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,1	0,995	0,989	0,957
0,2	0,992	0,982	0,880
0,3	0,986	0,953	0,800
0,4	0,957	0,922	0,744
0,5	0,912	0,832	0,696
1,0	0,696	0,674	0,607

z/B	H/B = 1		H ₁ =0,5B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,1	0,999	0,989	0,974
0,2	0,999	0,982	0,906
0,3	1,000	0,807	0,953
0,4	0,967	0,922	0,710
0,5	0,921	0,832	0,644
1,0	0,699	0,674	0,549

z/B	H/B = 2		H ₁ =0,4B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,2	0,994	0,976	0,850
0,4	0,958	0,888	0,649
0,6	0,847	0,771	0,583
0,8	0,744	0,667	0,514
1,0	0,641	0,587	0,464
2,0	0,405	0,385	0,348

z/B	H/B = 2		H ₁ =0,6B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,2	0,994	0,976	0,858
0,4	0,960	0,888	0,658
0,6	0,854	0,771	0,558
0,8	0,758	0,667	0,470
1,0	0,662	0,587	0,406
2,0	0,410	0,385	0,330

z/B	H/B = 2		H ₁ =B
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000
0,2	0,987	0,976	0,956
0,4	0,913	0,888	0,807
0,6	0,820	0,771	0,617
0,8	0,738	0,667	0,482
1,0	0,661	0,587	0,371
2,0	0,411	0,335	0,297

Tabla 10. Valores de I_5 en el punto O ; para $H/B=1$ y $H/B=2$.

H/B = 3 H ₁ =0,3B				H/B = 3 H ₁ =0,6B				H/B = 3 H ₁ =0,9B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
0,3	0,972	0,901	0,797	0,3	0,969	0,901	0,797	0,3	0,962	0,901	0,836
0,6	0,834	0,761	0,643	0,6	0,881	0,761	0,487	0,6	0,880	0,761	0,515
0,9	0,668	0,632	0,514	0,9	0,715	0,632	0,414	0,9	0,720	0,632	0,395
1,2	0,550	0,496	0,431	1,2	0,589	0,496	0,339	1,2	0,603	0,496	0,304
1,5	0,440	0,423	0,357	1,5	0,472	0,423	0,285	1,5	0,492	0,423	0,238
3,0	0,231	0,265	0,216	3,0	0,240	0,265	0,203	3,0	0,245	0,265	0,192

H/B = 3 H ₁ =1,5B				H/B = 5 H ₁ =0,5B				H/B = 5 H ₁ =1B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
0,3	0,948	0,901	0,920	0,5	0,920	0,821	0,562	0,5	0,870	0,821	0,694
0,6	0,808	0,761	0,709	1,0	0,631	0,553	0,420	1,0	0,652	0,553	0,322
0,9	0,671	0,632	0,477	1,5	0,441	0,403	0,326	1,5	0,452	0,403	0,268
1,2	0,580	0,496	0,338	2,0	0,362	0,315	0,275	2,0	0,375	0,315	0,227
1,5	0,490	0,423	0,229	2,5	0,287	0,262	0,232	2,5	0,300	0,262	0,201
3,0	0,244	0,265	0,188	5,0	0,167	0,162	0,152	5,0	0,170	0,162	0,144

H/B = 5 H ₁ =1,5B				H/B = 5 H ₁ =2,5B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	1,000	1,000	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
0,5	0,847	0,821	0,754	0,5	0,826	0,821	0,810
1,0	0,635	0,553	0,344	1,0	0,572	0,553	0,519
1,5	0,446	0,403	0,268	1,5	0,428	0,403	0,325
2,0	0,383	0,315	0,202	2,0	0,383	0,315	0,216
2,5	0,308	0,262	0,174	2,5	0,306	0,262	0,156
5,0	0,172	0,162	0,136	5,0	0,173	0,162	0,122

Tabla 11. Valores de I_5 en el punto O ; para $H/B=3$ y $H/B=5$.

z/B	H/B = 1 H ₁ =0,2B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,1	0,499	0,498	0,492
0,2	0,498	0,497	0,481
0,3	0,496	0,496	0,470
0,4	0,491	0,489	0,460
0,5	0,482	0,480	0,449
1,0	0,435	0,460	0,425

z/B	H/B = 1 H ₁ =0,3B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,1	0,499	0,498	0,493
0,2	0,498	0,497	0,476
0,3	0,497	0,496	0,459
0,4	0,493	0,489	0,447
0,5	0,485	0,480	0,435
1,0	0,435	0,460	0,420

z/B	H/B = 1 H ₁ =0,5B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,1	0,500	0,498	0,495
0,2	0,500	0,497	0,480
0,3	0,499	0,496	0,459
0,4	0,499	0,489	0,440
0,5	0,487	0,480	0,427
1,0	0,436	0,460	0,410

z/B	H/B = 2 H ₁ =0,4B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,2	0,498	0,497	0,477
0,4	0,495	0,495	0,448
0,6	0,489	0,481	0,422
0,8	0,474	0,461	0,403
1,0	0,450	0,438	0,381
2,0	0,347	0,337	0,318

z/B	H/B = 2 H ₁ =0,6B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,2	0,498	0,497	0,479
0,4	0,496	0,495	0,440
0,6	0,493	0,481	0,401
0,8	0,479	0,461	0,372
1,0	0,456	0,438	0,348
2,0	0,348	0,337	0,303

z/B	H/B = 2 H ₁ =B		
	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500
0,2	0,500	0,497	0,487
0,4	0,499	0,495	0,453
0,6	0,499	0,481	0,403
0,8	0,484	0,461	0,355
1,0	0,461	0,438	0,322
2,0	0,350	0,337	0,275

Tabla 12. Valores de I_5 en el punto O ; para $H/B = 1$ y $H/B = 2$.

H/B = 3 H ₁ =0,3B				H/B = 3 H ₁ =0,6B				H/B = 3 H ₁ =0,9B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500	0,0	0,500	0,500	0,500	0,0	0,500	0,500	0,500
0,3	0,498	0,493	0,482	0,3	0,499	0,493	0,451	0,3	0,500	0,493	0,451
0,6	0,484	0,473	0,450	0,6	0,489	0,473	0,393	0,6	0,488	0,473	0,396
0,9	0,453	0,436	0,414	0,9	0,459	0,436	0,361	0,9	0,463	0,436	0,341
1,2	0,419	0,394	0,381	1,2	0,430	0,394	0,332	1,2	0,438	0,394	0,301
1,5	0,381	0,357	0,347	1,5	0,393	0,357	0,307	1,5	0,401	0,357	0,272
3,0	0,268	0,249	0,246	3,0	0,270	0,249	0,236	3,0	0,272	0,249	0,221

H/B = 3 H ₁ =1,5B				H/B = 5 H ₁ =0,5B				H/B = 5 H ₁ =B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500	0,0	0,500	0,500	0,500	0,0	0,500	0,500	0,500
0,3	0,498	0,493	0,482	0,5	0,490	0,478	0,426	0,5	0,492	0,478	0,412
0,6	0,484	0,473	0,428	1,0	0,440	0,412	0,358	1,0	0,460	0,412	0,284
0,9	0,465	0,436	0,354	1,5	0,369	0,340	0,299	1,5	0,391	0,340	0,249
1,2	0,437	0,394	0,291	2,0	0,315	0,284	0,259	2,0	0,333	0,284	0,213
1,5	0,404	0,357	0,244	2,5	0,263	0,244	0,223	2,5	0,278	0,244	0,187
3,0	0,274	0,249	0,193	5,0	0,157	0,158	0,146	5,0	0,161	0,158	0,138

H/B = 5 H ₁ =1,5B				H/B = 5 H ₁ =1,5B			
z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10	z/B	E ₁ /E ₂ = 0,10	E ₁ /E ₂ = 1,0	E ₁ /E ₂ = 10
0,0	0,500	0,500	0,500	0,0	0,500	0,500	0,500
0,5	0,489	0,478	0,424	0,5	0,484	0,478	0,469
1,0	0,460	0,412	0,293	1,0	0,430	0,412	0,379
1,5	0,394	0,340	0,238	1,5	0,373	0,340	0,274
2,0	0,340	0,284	0,194	2,0	0,329	0,284	0,205
2,5	0,288	0,244	0,161	2,5	0,288	0,244	0,150
5,0	0,164	0,158	0,131	5,0	0,164	0,158	0,121

Tabla 13. Valores de I_5 en el punto C ; para $H/B = 3$ y $H/B = 5$.

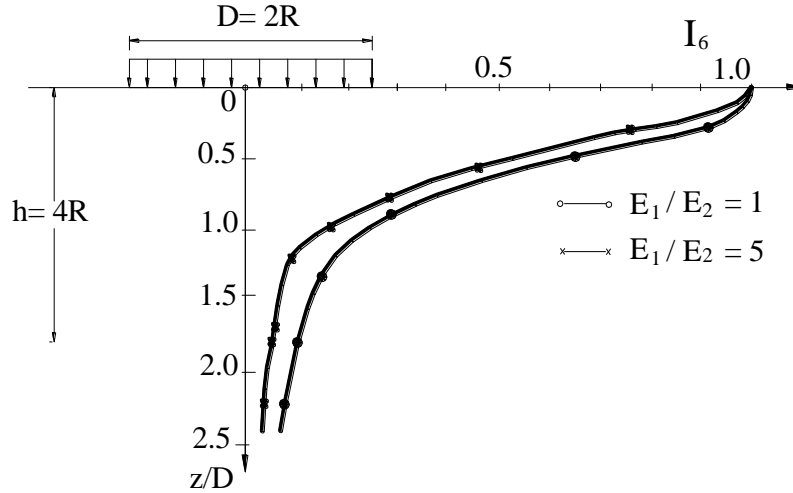


Figura 1.42. Coeficientes I_6 para $h/R=4$

5. Incremento de esfuerzos en medios finitos.

5.1 Incremento de esfuerzos debido a una carga de franja continua

Con el objeto de estudiar el problema de incremento de esfuerzos de una manera más completa, Milovic desarrolló el caso en el que se aplica una carga uniformemente distribuida a un estrato de suelo elástico e isotrópico que se halla descansando sobre una base rígida.

Este caso es observado en la Figura 1.43, donde se tiene una carga de franja flexible uniformemente aplicada de ancho B , siendo q la carga uniforme y H y L el espesor y el largo del estrato compresible, respectivamente.

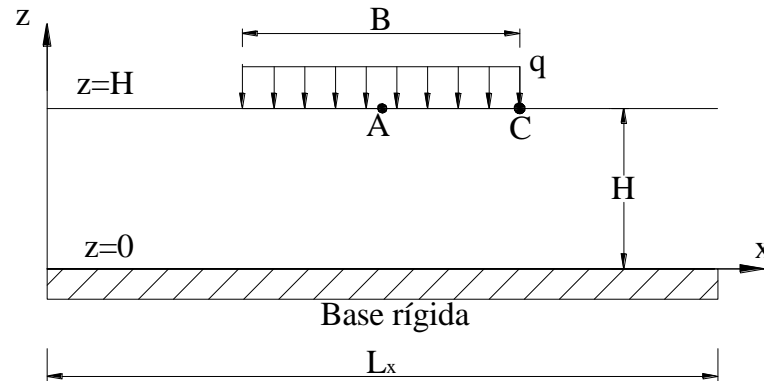


Figura 1.43. Área flexible cargada sobre un medio finito (Milovic, 1992)

Para la determinación del incremento de esfuerzos debido a esta condición de carga se pueden tener dos posibles situaciones:

- Base rígida lisa, es decir que el contacto entre el estrato compresible y la base rígida sea perfectamente liso. Para este caso, el incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_v$ en el punto A de la Figura 1.43 es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_7 \quad [1.43]$$

De la Figura 1.44 se obtienen los valores de I_7 para varios valores de H/B y z/B

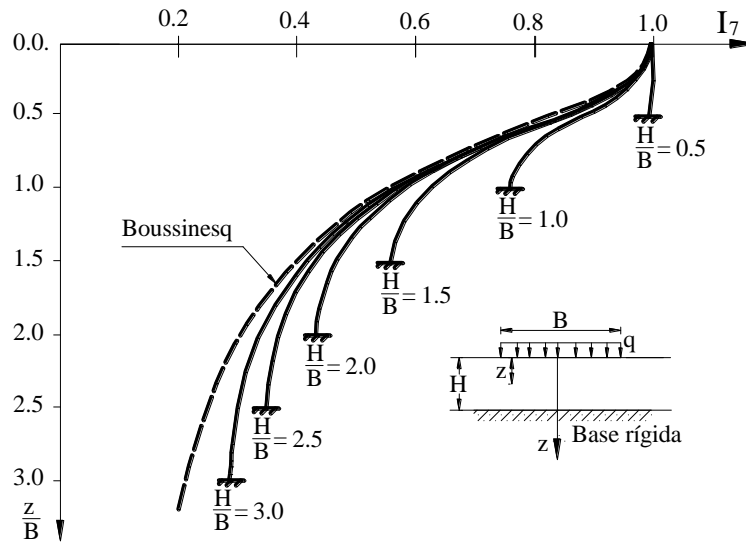


Figura 1.44. Coeficientes I_7 para cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto A. (Base lisa)

- Base rígida rugosa, es decir que el contacto entre el estrato compresible y la base rígida sea perfectamente rugoso. Para este caso, el incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_v$ es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_8 \quad [1.44]$$

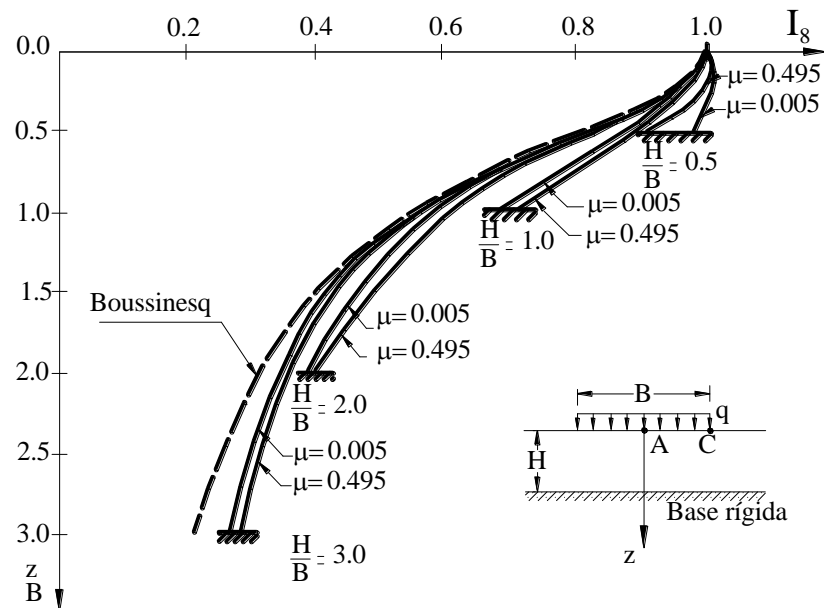


Figura 1.45. Coeficientes I_8 para cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto A. (Base rugosa)

De la Figura 1.45 se obtienen los valores de I_8 para determinar $\Delta\sigma_v$ en el punto A de la Figura. Para determinar $\Delta\sigma_v$ en el punto C los valores de I_8 son obtenidos a partir de la Tabla 1.14 para diversos valores de H/B y z/B .

5.2 Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada de forma circular

En el caso de la Figura 1.46 se tiene un área flexible circular uniformemente cargada sobre la superficie de un estrato compresible homogéneo e isotrópico que se halla descansando sobre una base rígida; la cual proporciona un plano de contacto perfectamente rugoso con el estrato compresible.

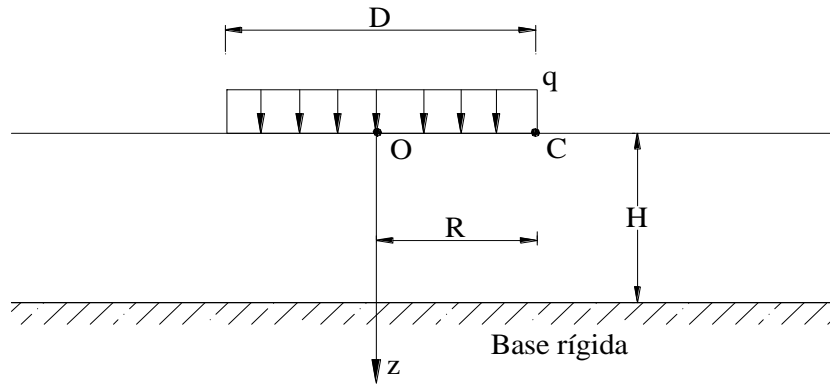


Figura 1.46. Área flexible circular cargada sobre un medio finito

El incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_v$ para la condición de carga dada en la Figura 1.46 es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_9 \quad [1.45]$$

La Tabla 1.15 presenta los valores de I_9 para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto O de la Figura 1.46 para $H/D = 0.5, 1, 2$ y 3. La Tabla 1.16 presenta los valores de I_9 para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto C de la Figura 1.46.

5.3 Incremento de esfuerzos debido a una superficie cargada de forma rectangular

Finalmente, para el caso de la Figura 1.47 que considera un área flexible rectangular uniformemente cargada sobre la superficie de un estrato compresible homogéneo e isotrópico que se halla descansando sobre una base rígida; la cual proporciona un plano de contacto perfectamente rugoso con el estrato compresible; el incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_v$, para la condición de carga dada es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_{10} \quad [1.46]$$

La Tabla 1.17 presenta los valores de I_{10} para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto O de la Figura 1.47 para distintos valores de H/B y L/B . La Tabla 1.18 presenta los valores de I_{10} para el cálculo de $\Delta\sigma_v$ en el punto C de la Figura 1.47.

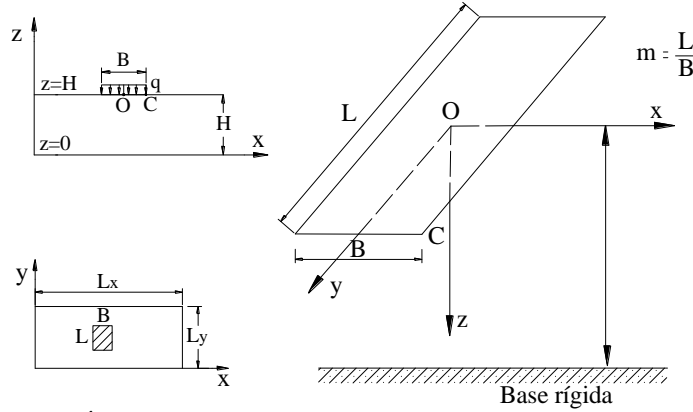


Figura 1.47. Área flexible rectangular cargada sobre un medio finito

6. Determinación del incremento de esfuerzos en medios estratificados a través del método probabilístico.

Harr (1977) haciendo uso del método probabilístico considera un espacio multiestratificado sometido a una carga lineal de intensidad q por unidad de longitud. El espacio está constituido por estratos de espesor h_i presentando cada uno valores diferentes del coeficiente de presión lateral del terreno K , Fig. 1.48. Luego el espesor equivalente de los $N-1$ estratos superiores es:

$$H_{N-1} = h_1 \sqrt{K_1 / K_N} + h_2 \sqrt{K_2 / K_N} + \dots + h_{N-1} \sqrt{K_{(N-1)} / K_N} \quad [1.47]$$

El incremento de esfuerzo vertical esperado en el N estrato (donde z_N es la distancia vertical medida desde el límite superior al N estrato) es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{H_{N-1} + z_N} \sqrt{\frac{1}{2\pi K_N}} e^{\left(-\frac{x^2}{2K_N(H_{N-1} + z_N)^2}\right)} \quad [1.48]$$

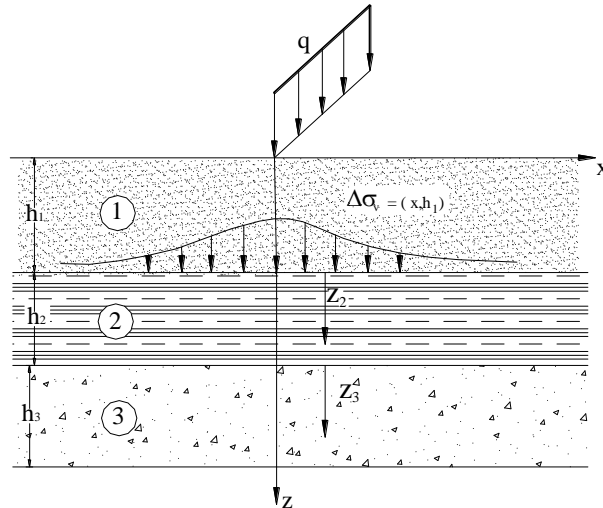


Figura 1.48. Carga lineal aplicada a un suelo multiestratificado.

Para los demás tipos de carga observados en el apartado 2, el incremento de esfuerzo vertical es determinado, reemplazando z por $H_{N-1} + z_N$ en la ecuación correspondiente.

7. Incremento de esfuerzos debido a una carga rígida.

Todos los métodos para la determinación del incremento de esfuerzos desarrollados anteriormente, tiene como una de sus principales hipótesis el considerar la aplicación de una carga flexible, no habiéndose considerado en ningún caso la aplicación de una carga rígida.

Sin embargo, para el caso de fundaciones rígidas, es posible determinar el incremento de esfuerzos o esfuerzo medio que debe ser usado posteriormente para la determinación de asentamientos. El incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ para una fundación rígida es:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_{11} \quad [1.49]$$

El factor de influencia I_{11} , se determina a través de la gráfica propuesta por Tomlinson (1996), Fig. 1.49. Esta gráfica permite la determinación del factor de influencia para áreas rectangulares, variando estas desde superficies cuadradas a superficies continuas para distintas profundidades debajo el nivel de fundación.

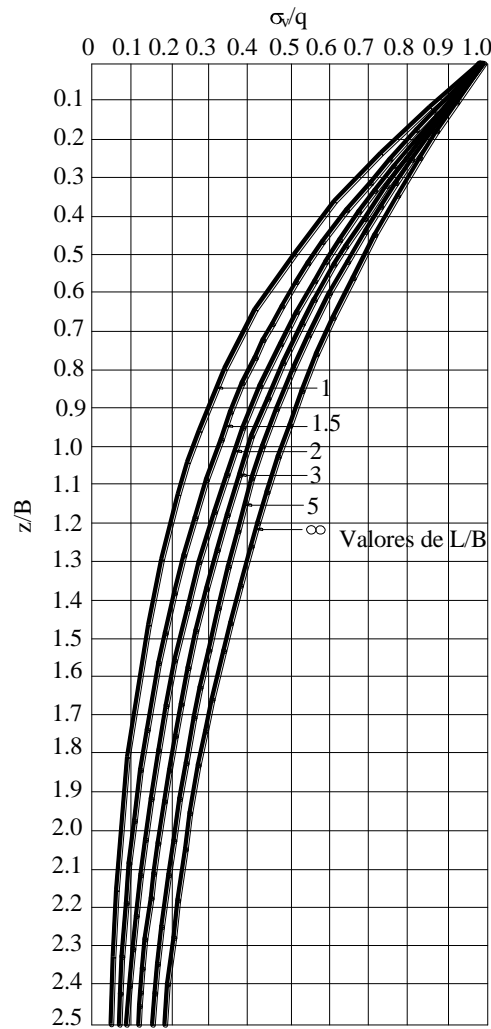


Figura 1.49. Factor de influencia I_{11} para el cálculo del incremento de esfuerzos debajo el centro de un área rectangular rígida $B \times L$, uniformemente cargada (Tomlinson, 1996).

Tabla 1.14. Valores de I_8 en función de H/B y z/B .

z/B	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
	I_8	I_8	I_8
H/B = 0,5			
0,00	0,5	0,5	0,5
0,20	0,501	0,501	0,501
0,40	0,499	0,498	0,497
H/B = 1,00			
0,00	0,500	0,500	0,500
0,20	0,500	0,500	0,500
0,40	0,500	0,500	0,500
0,60	0,497	0,494	0,490
0,80	0,494	0,488	0,484
1,00	0,479	0,466	0,454
H/B = 2,00			
0,00	0,500	0,500	0,500
0,20	0,497	0,497	0,497
0,40	0,494	0,495	0,496
0,60	0,480	0,481	0,484
0,80	0,460	0,461	0,465
1,00	0,437	0,438	0,444
1,20	0,414	0,416	0,423
1,40	0,394	0,395	0,403
1,60	0,376	0,376	0,383
1,80	0,360	0,358	0,362
2,00	0,343	0,337	0,337
H/B = 3,00			
0,00	0,500	0,500	0,500
0,20	0,495	0,495	0,496
0,40	0,491	0,491	0,492
0,60	0,473	0,473	0,475
0,80	0,448	0,449	0,451
1,00	0,420	0,421	0,425
1,20	0,392	0,394	0,398
1,40	0,367	0,369	0,375
1,60	0,344	0,347	0,353
1,80	0,325	0,328	0,335
2,00	0,308	0,311	0,319
2,50	0,276	0,278	0,286
3,00	0,251	0,249	0,252
H/B = 5,00			
0,00	0,500	0,500	0,500
0,20	0,492	0,493	0,493
0,40	0,489	0,489	0,489
0,60	0,469	0,469	0,470
0,80	0,442	0,442	0,443
1,00	0,411	0,412	0,413
1,20	0,381	0,381	0,383
1,40	0,352	0,353	0,354
1,60	0,326	0,327	0,329
1,80	0,303	0,304	0,307
2,00	0,282	0,284	0,287
2,50	0,242	0,244	0,248
3,00	0,213	0,216	0,221
3,50	0,193	0,196	0,202
4,00	0,178	0,181	0,188
4,50	0,167	0,169	0,176
5,00	0,157	0,158	0,163

Tabla 1.15. Valores de I_9 para el punto O en función de H/D y r/R .

	$\frac{H}{D} = 0.5$	$\frac{r}{R} = 0$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.03	1.004	1.003	0.551
0.13	1.017	1.018	0.459
0.23	1.006	1.009	0.391
0.33	0.964	0.965	0.400
0.43	0.903	0.896	0.513

	$\frac{H}{D} = 1.00$	$\frac{r}{R} = 0$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.05	1.001	1.000	0.991
0.15	0.981	0.980	0.981
0.25	0.921	0.921	0.922
0.35	0.832	0.834	0.839
0.45	0.734	0.739	0.745
0.55	0.644	0.651	0.661
0.65	0.569	0.576	0.592
0.75	0.509	0.516	0.536
0.85	0.460	0.467	0.488
0.95	0.420	0.423	0.443

	$\frac{H}{D} = 2.00$	$\frac{r}{R} = 0$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.03	1.003	1.002	1.001
0.1	0.997	0.996	0.997
0.3	0.863	0.862	0.857
0.5	0.645	0.644	0.636
0.73	0.44	0.441	0.438
1	0.297	0.3	0.301
1.13	0.251	0.254	0.257
0.14	0.19	0.193	0.199
1.67	0.154	0.158	0.165
1.93	0.13	0.132	0.14

	$\frac{H}{D} = 3.00$	$\frac{r}{R} = 0$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.05	1.000	1.000	0.994
0.25	0.906	0.904	0.902
0.45	0.694	0.693	0.690
0.65	0.497	0.497	0.492
0.85	0.358	0.358	0.354
1.10	0.247	0.247	0.246
1.50	0.152	0.153	0.154
1.90	0.105	0.106	0.109
2.30	0.080	0.082	0.085
2.90	0.060	0.061	0.065

Tabla 1.16. Valores de I_9 para el punto C en función de H/D y r/R .

	$\frac{H}{D} = 0.50$ $\mu = 0,15$	$\frac{r}{R} = 1.0$ $\mu = 0,30$	Punto C $\mu = 0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.03	0.485	0.485	0.472
0.13	0.467	0.466	0.455
0.23	0.447	0.446	0.438
0.33	0.430	0.427	0.420
0.43	0.414	0.406	0.395

	$\frac{H}{D} = 1.00$ $\mu = 0,15$	$\frac{r}{R} = 1.0$ $\mu = 0,30$	Punto C $\mu = 0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.05	0.478	0.475	0.459
0.15	0.452	0.452	0.437
0.25	0.425	0.425	0.417
0.35	0.397	0.399	0.395
0.45	0.372	0.374	0.374
0.55	0.348	0.350	0.353
0.65	0.326	0.329	0.334
0.75	0.307	0.309	0.315
0.85	0.290	0.290	0.295
0.95	0.273	0.270	0.272

	$\frac{H}{D} = 2.00$ $\mu = 0,15$	$\frac{r}{R} = 1.0$ $\mu = 0,30$	Punto C $\mu = 0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.03	0.483	0.481	0.468
0.10	0.466	0.465	0.45
0.30	0.401	0.402	0.393
0.50	0.335	0.335	0.331
0.73	0.266	0.268	0.267
1.00	0.207	0.209	0.211
1.13	0.185	0.187	0.19
1.40	0.151	0.153	0.159
1.67	0.128	0.13	0.137
1.93	0.111	0.111	0.116

	$\frac{H}{D} = 3.00$ $\mu = 0,15$	$\frac{r}{R} = 1.0$ $\mu = 0,30$	Punto C $\mu = 0,45$
z/D	I_9	I_9	I_9
0.05	0.476	0.474	0.459
0.25	0.415	0.415	0.404
0.45	0.347	0.347	0.341
0.65	0.284	0.284	0.281
0.85	0.230	0.231	0.230
1.10	0.178	0.179	0.179
1.50	0.123	0.124	0.126
1.90	0.091	0.092	0.095
2.30	0.072	0.073	0.077
2.90	0.056	0.056	0.059

	$\frac{L}{B} = 1.00$	$\frac{H}{B} = 1.00$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0.00	1.000	1.000	1.000
0.20	0.941	0.943	0.947
0.40	0.837	0.842	0.855
0.60	0.682	0.690	0.712
0.80	0.563	0.570	0.595
1.00	0.473	0.468	0.478

	$\frac{L}{B} = 1.00$	$\frac{H}{B} = 2.00$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0.00	1.000	1.000	1.000
0.20	0.931	0.931	0.931
0.40	0.802	0.800	0.804
0.80	0.462	0.464	0.469
1.20	0.282	0.286	0.294
1.60	0.200	0.204	0.215
2.00	0.157	0.155	0.161

	$\frac{L}{B} = 1.00$	$\frac{H}{B} = 3.00$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0.00	1.000	1.000	1.000
0.20	0.930	0.930	0.930
0.40	0.799	0.799	0.799
0.80	0.452	0.453	0.494
1.20	0.263	0.264	0.266
1.60	0.170	0.172	0.175
2.00	0.122	0.124	0.129
2.50	0.091	0.093	0.099
3.00	0.073	0.073	0.076

	$\frac{L}{B} = 1.00$	$\frac{H}{B} = 5.00$	Punto O
	$\mu=0,15$	$\mu=0,30$	$\mu=0,45$
z/B	I_z	I_z	I_z
0.00	1.000	1.000	1.000
0.20	0.930	0.930	0.930
0.40	0.798	0.798	0.798
0.80	0.450	0.450	0.450
1.20	0.258	0.258	0.258
1.60	0.162	0.162	0.163
2.00	0.110	0.111	0.112
2.50	0.075	0.075	0.077
3.00	0.055	0.056	0.057
3.50	0.043	0.044	0.046
4.00	0.036	0.037	0.039
4.50	0.031	0.032	0.034
5.00	0.027	0.027	0.029

Tabla 17. Valores de I_{10} en el punto O ; para $L/B = 1$ y para distintos valores de H/B y z/B .

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 1,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,976	0,977	0,981
0,40	0,919	0,924	0,936
0,60	0,821	0,827	0,84
0,80	0,732	0,734	0,754
1,00	0,651	0,638	0,639

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 3,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,961	0,962	0,962
0,40	0,872	0,872	0,873
0,80	0,598	0,599	0,602
1,20	0,403	0,405	0,409
1,60	0,286	0,289	0,295
2,00	0,217	0,220	0,229
2,50	0,168	0,171	0,180
3,00	0,137	0,137	0,142

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 2,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_z	I_z	I_z
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,963	0,963	0,964
0,40	0,877	0,878	0,88
0,80	0,615	0,619	0,627
1,20	0,436	0,441	0,455
1,60	0,334	0,34	0,356
2,00	0,271	0,269	0,277

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 5,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_z	I_z	I_z
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,961	0,961	0,961
0,40	0,870	0,870	0,870
0,80	0,594	0,594	0,594
1,20	0,393	0,394	0,395
1,60	0,270	0,271	0,272
2,00	0,195	0,195	0,197
2,50	0,138	0,139	0,141
3,00	0,104	0,105	0,108
3,50	0,083	0,085	0,088
4,00	0,070	0,071	0,075
4,50	0,060	0,062	0,065
5,00	0,053	0,053	0,056

Tabla 17 (Continuación). Valores de I_{10} en el punto O ; para $L/B = 2$ y para distintos valores de H/B y z/B .

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 1,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,980	0,981	0,983
0,40	0,920	0,922	0,930
0,60	0,830	0,832	0,843
0,80	0,753	0,751	0,760
1,00	0,688	0,672	0,665

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 3,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,969	0,969	0,970
0,40	0,840	0,884	0,885
0,80	0,649	0,650	0,653
1,20	0,489	0,492	0,498
1,60	0,391	0,395	0,404
2,00	0,329	0,333	0,344
2,50	0,278	0,281	0,292
3,00	0,241	0,239	0,242

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 2,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_z	I_z	I_z
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,971	0,971	0,972
0,40	0,889	0,890	0,893
0,80	0,667	0,670	0,677
1,20	0,524	0,528	0,539
1,60	0,441	0,443	0,455
2,00	0,385	0,377	0,379

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 5,00$	Punto O
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_z	I_z	I_z
0,00	1,000	1,000	1,000
0,20	0,969	0,969	0,969
0,40	0,881	0,881	0,882
0,80	0,641	0,641	0,642
1,20	0,474	0,475	0,476
1,60	0,367	0,368	0,370
2,00	0,294	0,296	0,299
2,50	0,233	0,235	0,239
3,00	0,191	0,193	0,199
3,50	0,162	0,165	0,172
4,00	0,141	0,144	0,152
4,50	0,126	0,128	0,135
5,00	0,113	0,113	0,117

Tabla 17 (Continuación). Valores de I_{10} en el punto O ; para $L/B = 5$ y para distintos valores de H/B y z/B .

	$\frac{L}{B} = 1,00$	$\frac{H}{B} = 1,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,250	0,250	0,250
0,60	0,249	0,249	0,249
0,80	0,241	0,238	0,239
1,00	0,227	0,220	0,215

	$\frac{L}{B} = 1,00$	$\frac{H}{B} = 3,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,249	0,249	0,249
0,40	0,241	0,241	0,242
0,80	0,203	0,203	0,204
1,20	0,157	0,158	0,160
1,60	0,121	0,122	0,125
2,00	0,096	0,098	0,102
2,50	0,077	0,078	0,083
3,00	0,640	0,065	0,066

	$\frac{L}{B} = 1,00$	$\frac{H}{B} = 2,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,243	0,244	0,245
0,80	0,210	0,211	0,214
1,20	0,170	0,172	0,178
1,60	0,141	0,142	0,149
2,00	0,118	0,117	0,120

	$\frac{L}{B} = 1,00$	$\frac{H}{B} = 5,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,249	0,249	0,249
0,40	0,241	0,241	0,240
0,80	0,200	0,200	0,201
1,20	0,152	0,153	0,153
1,60	0,114	0,114	0,115
2,00	0,086	0,087	0,087
2,50	0,063	0,064	0,065
3,00	0,049	0,050	0,051
3,50	0,040	0,040	0,042
4,00	0,034	0,034	0,036
4,50	0,029	0,030	0,032
5,00	0,026	0,026	0,027

Tabla 18. Valores de I_{10} en el punto C ; para $L/B = 1$ y para distintos valores de H/B y z/B .

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 1,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,250	0,250	0,250
0,60	0,249	0,249	0,249
0,80	0,248	0,244	0,240
1,00	0,241	0,232	0,223

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 3,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,246	0,246	0,246
0,80	0,222	0,222	0,224
1,20	0,190	0,191	0,194
1,60	0,162	0,163	0,167
2,00	0,139	0,141	0,146
2,50	0,119	0,120	0,125
3,00	0,103	0,102	0,104

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 2,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,248	0,249	0,248
0,80	0,230	0,231	0,234
1,20	0,205	0,207	0,212
1,60	0,182	0,183	0,188
2,00	0,163	0,160	0,160

	$\frac{L}{B} = 2,00$	$\frac{H}{B} = 5,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,245	0,245	0,245
0,80	0,218	0,219	0,219
1,20	0,183	0,184	0,184
1,60	0,151	0,151	0,152
2,00	0,124	0,124	0,126
2,50	0,099	0,100	0,102
3,00	0,081	0,082	0,085
3,50	0,068	0,069	0,073
4,00	0,059	0,060	0,064
4,50	0,053	0,053	0,057
5,00	0,047	0,047	0,049

Tabla 18 (Continuación). Valores de I_{10} en el punto C ; para $L/B = 2$ y para distintos valores de H/B y z/B .

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 1,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,250	0,250	0,250
0,60	0,249	0,249	0,249
0,80	0,247	0,244	0,242
1,00	0,239	0,233	0,226

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 3,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,249	0,249	0,249
0,40	0,245	0,246	0,246
0,80	0,224	0,225	0,223
1,20	0,197	0,197	0,199
1,60	0,173	0,174	0,176
2,00	0,155	0,156	0,159
2,50	0,139	0,138	0,141
3,00	0,126	0,123	0,123

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 2,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,250	0,250	0,250
0,40	0,247	0,247	0,248
0,80	0,230	0,230	0,232
1,20	0,207	0,208	0,211
1,60	0,188	0,188	0,190
2,00	0,172	0,168	0,166

	$\frac{L}{B} = 5,00$	$\frac{H}{B} = 5,00$	Punto C
	$\mu = 0,15$	$\mu = 0,30$	$\mu = 0,45$
z/B	I_{10}	I_{10}	I_{10}
0,00	0,250	0,250	0,250
0,20	0,249	0,249	0,249
0,40	0,245	0,245	0,245
0,80	0,800	0,096	0,222
1,20	0,191	0,191	0,192
1,60	0,164	0,164	0,166
2,00	0,142	0,143	0,145
2,50	0,122	0,123	0,125
3,00	0,107	0,108	0,111
3,50	0,096	0,097	0,101
4,00	0,088	0,089	0,092
4,50	0,081	0,082	0,085
5,00	0,075	0,075	0,076

Tabla 18 (Continuación). Valores de I_{10} en el punto C ; para $L/B = 5$ y para distintos valores de H/B y z/B .

8. Tipos de cargas impartidas en el terreno.

Cuando la carga no es aplicada en la superficie del terreno, se hace necesario el realizar las siguientes definiciones:

Nivel de fundación, D_f : es la profundidad a la cual es emplazada la fundación.

Carga inicial total o sobrecarga q_o es la presión existente *antes* de la construcción que se debe al peso del suelo sobre el nivel de fundación. Según la Figura 1.50, esta carga es determinada en la primera etapa, donde la sobrecarga es igual a γD_f , Fig. 1.50 (a). Si se considera, que para esta etapa el nivel freático se encuentra en la superficie; entonces $u_o = \gamma_w D_f$.

Carga bruta q es la presión total impartida al terreno *después* de la construcción que incluye:

- El peso de la fundación, W
- El peso del suelo sobre el nivel de fundación. Este peso es igual al peso de la porción de suelo achurada en la Figura 1.50 (b).
- La carga impartida por la columna a la fundación, P .

Todas las cargas anteriores son determinadas después de la construcción, es decir, en la segunda etapa, Fig. 1.50 (b). Si se considera para esta etapa que el nivel freático ha descendido hasta una altura H por encima del nivel de fundación; entonces el valor final de la presión de poros es: $u_f = \gamma_w H$.

Carga neta q_n es el incremento neto en esfuerzos efectivos al nivel de fundación, es decir, es la diferencia entre las presiones efectivas *antes* y *después* de la construcción.

$$q_n = q' - q'_o \quad [1.50]$$

De la ecuación [1.50] se puede observar que tanto q' como q'_o se refieren a esfuerzos efectivos, siendo estos, de acuerdo al principio de esfuerzos efectivos iguales a:

$$q' = q - u_o \quad [1.51]$$

$$q'_o = q_o - u_f \quad [1.52]$$

De aquí en adelante, debe recordarse que la carga neta q_n , es la presión que produce los asentamientos.

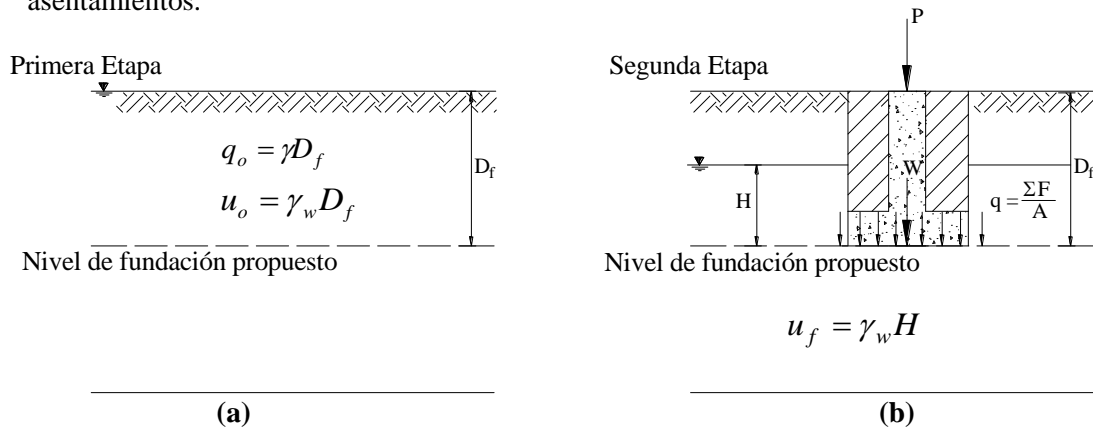


Figura 1.50. Tipos de cargas impartidas en el terreno.

CAPITULO DOS

Asentamiento de fundaciones superficiales.

La relación entre los movimientos del terreno y la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre él es muy compleja, debido a que existen variados mecanismos generadores de movimientos del terreno. Por otro lado existen diversos tipos de estructuras, disponiendo cada uno de capacidad variable para resistir o ser deteriorado por el movimiento.

La mayoría de los daños en las edificaciones, vinculados a movimientos de la fundación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente por investigación inapropiada del suelo o por no haberse identificado el comportamiento del mismo. Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles a cambiar antes, durante y posteriormente a la construcción (Delgado,1996).

Según el principio de esfuerzos efectivos (Bishop, 1959) cualquier deformación o asentamiento es una función de los esfuerzos efectivos y no así de los esfuerzos totales. Este principio se aplica solamente a esfuerzos normales y no a esfuerzos cortantes.

Los asentamientos de fundaciones deben ser estimados con gran cuidado; siendo los resultados obtenidos sólo una buena estimación de la deformación esperada cuando la carga es aplicada. El asentamiento total de fundaciones puede ser considerado como la suma de tres componentes separadas de asentamiento como se tiene a continuación:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad [2.1]$$

Donde:

S = Asentamiento total de la fundación.

S_i = Asentamiento inmediato. Se considera que este asentamiento ocurre a lo largo de un periodo cercano a 7 días. Según Bowles (1996), el análisis de asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos (incluyendo limos y arcillas) cuyo grado de saturación es $S \leq 90\%$ y para todos los suelos de grano grueso con un coeficiente de permeabilidad grande, es decir, para un valor del coeficiente de permeabilidad mayor a 10^{-3} .

S_c = Asentamiento por consolidación. Este tipo de asentamiento es dependiente del tiempo y toma meses a años en desarrollarse; pero por lo general se considera que se produce en un periodo de 1 a 5 años, salvo casos extremos como el de la Torre de Pisa que ya lleva más de 700 años asentándose. El análisis de asentamiento por consolidación se usa para todos los suelos saturados o casi saturados de grano fino, en los cuales puede aplicarse la teoría de consolidación.

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria o fluencia plástica que es dependiente del tiempo y ocurre durante un periodo extenso de años después de que se ha completado la disipación del exceso de presión de poros, es decir a un valor de esfuerzos efectivos constantes. Es causado por la resistencia viscosa de las partículas de suelo a un reajuste bajo compresión.

Al realizar el estudio de asentamientos se asume que la carga es aplicada instantáneamente; sin embargo en la práctica el proceso de construcción se extiende generalmente a lo largo de varios meses o incluso años. En la Figura 2.1 se observa que durante la etapa de excavación se produce una reducción significativa de los esfuerzos totales, que produce un fenómeno de expansión del suelo cuya magnitud depende de la profundidad

de sobrecarga removida o profundidad de fundación. Cuando concluye el proceso de excavación y se da inicio a la etapa de construcción, la reducción de esfuerzos totales cesa. A continuación, ocurre un incremento de esfuerzos totales que continua hasta el fin de la construcción en tiempo t_1 , a partir del cual el esfuerzo total permanece constante e igual a σ_1 .

La curva *tiempo vs. asentamiento* de la Figura 2.1 es graficada basándose en la hipótesis de aplicación de carga instantánea; por tanto esta curva presenta valores sobreestimados de asentamiento, si se considera que la aplicación de la carga es gradual, es decir, que ésta toma varios meses o años. Terzaghi, teniendo en cuenta este efecto propuso la corrección de esta curva para el caso de carga aplicada gradualmente; dicha corrección es presentada a través de curva de línea punteada en la Figura 2.1.

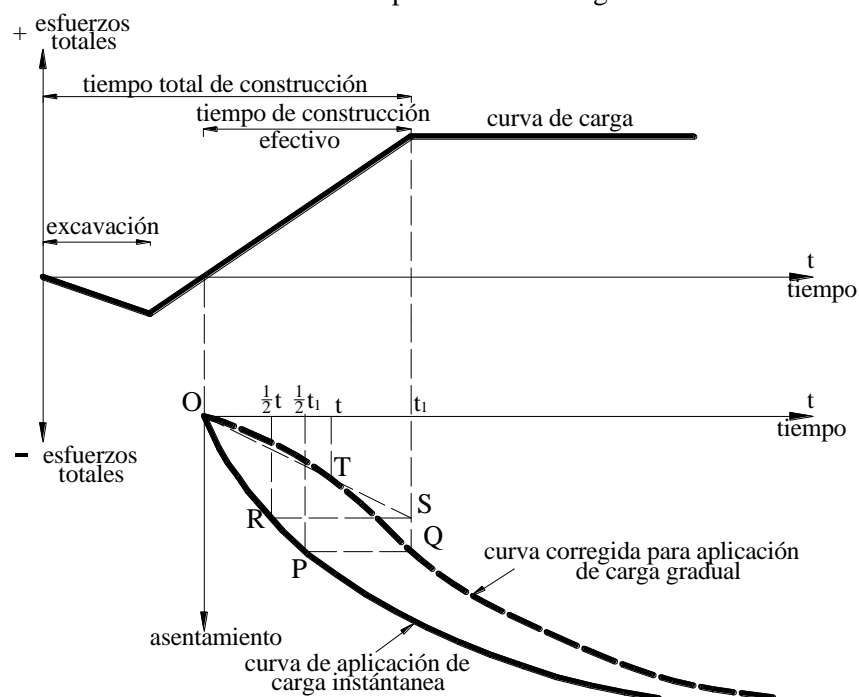


Figura 2.1. Variación de *esfuerzos totales* y *asentamiento* vs. *tiempo* durante la etapa de construcción.

La corrección realizada por Terzaghi considera al punto O como el punto a partir del cual la consolidación comienza. Para la obtención de la curva corregida, se debe considerar que el valor del asentamiento real de consolidación en t_1 es igual al valor del asentamiento que se presenta en la curva instantánea para un tiempo $t = \frac{1}{2}t_1$. De esta manera el punto P está localizado en la curva instantánea y el punto Q se encuentra proyectando una paralela al eje t hasta llegar al valor de la ordenada t_1 . A partir de los puntos P y Q , las abscisas de la curva corregida serán $\frac{1}{2}t_1$ mayores a las abscisas de la curva instantánea.

Para obtener la curva corregida durante el periodo de construcción. Primero, para un

cierto tiempo t , localizar la abscisa igual a $\frac{1}{2}t$. En el tiempo $\frac{1}{2}t$, dejar caer una perpendicular hasta chocar con la curva instantánea, el punto de intersección es R . El punto S será localizado en la intersección formada por la paralela trazada al eje tiempo por el punto R y la ordenada t_1 .

El punto T que pertenece a la curva corregida, es localizado en la intersección de la recta OS con la ordenada t . Este proceso debe repetirse hasta que se encuentren suficientes puntos para realizar la gráfica durante el periodo de construcción.

La curva corregida presenta solo la variación del asentamiento por consolidación con el tiempo. Si se quisiera obtener la curva de asentamiento total corregida, el asentamiento inmediato S_i debe añadirse a la curva, considerando que S_i aumenta linealmente con el tiempo, debido a que es el resultado de la deformación elástica del suelo. El asentamiento por compresión secundaria no llega a tener influencia, siendo solo importante en suelos orgánicos.

1. Asentamiento inmediato.

El asentamiento inmediato es el asentamiento producido en el suelo durante la aplicación de la carga, como resultado de una deformación elástica del suelo.

La aplicación de procedimientos basados en la teoría de la elasticidad es muy útil cuando se desea determinar los asentamientos producidos en el suelo situado debajo de una fundación sometida a la aplicación de una carga. La determinación de estos asentamientos es realizada considerando al suelo como un material elástico lineal; a pesar de que este es en realidad, un material que no obedece del todo a este comportamiento.

Un material elástico lineal es aquel que para iguales incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_v$ se producen iguales deformaciones $\Delta\varepsilon$, obteniéndose así una relación lineal de esfuerzo-deformación como la mostrada por la recta OA , Fig. 2.2. La pendiente de la recta OA es igual al módulo de deformación E . En un material elástico lineal, el módulo de deformación E es igual al módulo elástico tangente inicial E_t . Este último se define como la tangente a la curva esfuerzo-deformación trazada en el origen.

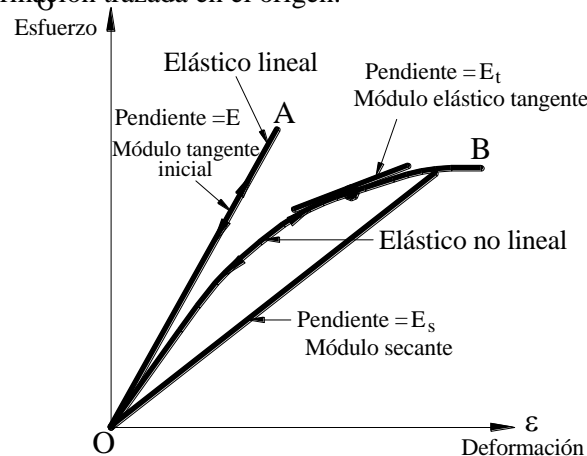


Figura 2.2. Curva de esfuerzo-deformación para un material elástico lineal y no lineal.

En materiales que obedecen al comportamiento elástico-lineal, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo. Esta relación se halla representada por la siguiente

ecuación:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \sigma \quad [2.2]$$

Donde:

E = Módulo de deformación definido por la pendiente de la recta OA .

Por otro lado, un material elástico no lineal es aquel cuyo comportamiento es representado por la curva OB de la Figura 2.2. De esta curva se puede observar que al someter a un elemento a iguales incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma$, se obtienen diferentes valores de deformación $\Delta\varepsilon$; pero al producirse la descarga, el elemento recupera su configuración original. En un material elástico no lineal, el módulo de deformación E y el módulo elástico tangente E_t son iguales a la pendiente de la tangente trazada a la curva en el punto en consideración, Fig. 2.2. El módulo secante E_s , es la pendiente de la línea que une el origen con algún punto deseado de la curva esfuerzo-deformación.

Existen materiales, entre ellos el suelo, que no recuperan su configuración original después de la descarga. Es así, que el comportamiento real del suelo puede ser claramente descrito a través de la Figura 2.3, donde la porción de curva OA es la reacción del suelo a la carga, AB es la reacción del suelo a la descarga y BC es la reacción del suelo al proceso de recarga.

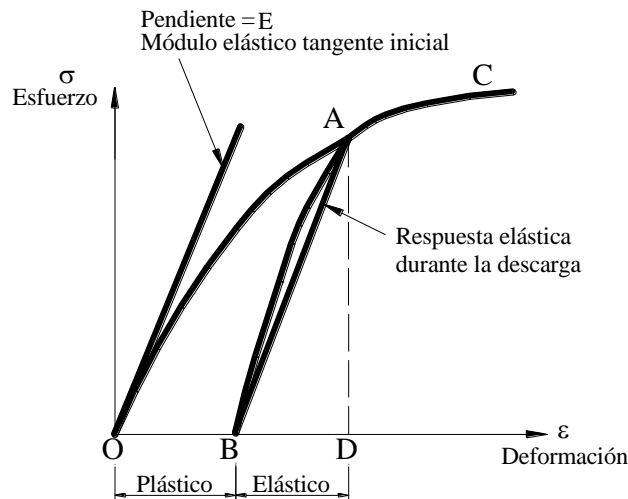


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación para un material elasto-plástico

Las deformaciones que ocurren durante la carga OA consisten de dos partes: una parte elástica o recuperable BD y una parte plástica o no recuperable OB . Debido a que una parte de la reacción a la carga es elástica y la otra parte es plástica, el suelo es considerado como un material elasto-plástico; siendo la determinación de las deformaciones plásticas la más importante, ya que estas se constituyen en las deformaciones permanentes del suelo. El valor del esfuerzo en el cual se inicia la deformación permanente se denomina esfuerzo de fluencia.

A pesar de que, el suelo es un material elasto-plástico; el considerarlo como un material elástico tiene como una de sus principales ventajas la suposición de que los parámetros elásticos del suelo, es decir, el módulo de elasticidad o deformación E y el coeficiente de Poisson ν , son constantes.

Sin embargo, a pesar de todo, existe similitud entre el comportamiento real del suelo y el de un sólido elástico lineal sobre todo cuando se trabaja con deformaciones pequeñas. Una deformación es considerada pequeña en función a la rigidez del suelo.

A partir de la Figura 2.4 puede observarse que la rigidez del suelo es inversamente proporcional a las deformaciones producidas en el suelo; y basándose en la magnitud de las deformaciones, es posible identificar tres regiones de rigidez del suelo. La primera, es considerada como una región de deformaciones pequeñas. En esta los valores de deformación unitaria son menores a 0.001%. Por otro lado está, la región de deformaciones intermedias que abarca un rango de deformación unitaria de 0.001% a 1%; y finalmente, la región de deformaciones grandes que considera a los valores de deformación unitaria mayores al 1%.

Cuando se tiene esfuerzos menores a la presión de preconsolidación que es la presión pasada máxima a la que ha sido sometido el suelo, las deformaciones producidas son muy próximas a ser recuperables y pueden considerarse como deformaciones elásticas; mientras que si se tienen esfuerzos mayores a esta presión las deformaciones producidas son consideradas como permanentes, es decir plásticas. Es por esta razón, que la presión de preconsolidación es considerada como el esfuerzo de fluencia.

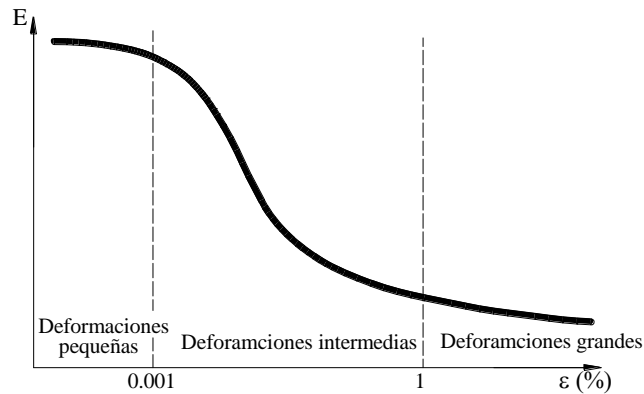


Figura 2.4. Variación del *módulo de elasticidad E vs. deformación unitaria ε* .

A continuación, la Figura 2.5 presenta la aplicación de un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ a la muestra de arcilla mostrada en la Figura 2.5(a). Esta muestra tiene un contenido de humedad inicial ω_i y un índice de vacíos inicial e_i .

En la Figura 2.5(b) se observa el asentamiento producido luego de aplicada la carga. Este se debe al cambio en la forma de ordenamiento de las partículas del suelo que se produce a un contenido de humedad constante, es decir, sin que exista cambio en el contenido de humedad. Por tanto, para la situación (b) el contenido de humedad final ω_f es igual al contenido de humedad inicial ω_i y el índice de vacíos final e_f es menor a e_i debido a la disminución del volumen de vacíos de la muestra.

Considerando los tres componentes del suelo: partículas sólidas, agua y aire (vacíos); la situación explicada anteriormente es ilustrada en las Figuras 2.5(c) y 2.5 (d).

Sin embargo, cuando el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ es aplicado a una muestra de arena, a pesar de que el asentamiento inmediato es igualmente producido debido a un cambio en la forma de ordenamiento de las partículas, para este caso, se produce un cambio tanto en el índice de vacíos como en el contenido de humedad, es decir, $\omega_f \neq \omega_i$ y $e_f \neq e_i$.

De manera general, al ser el asentamiento inmediato el resultado de la deformación elástica del suelo; su comportamiento está regido por la ecuación [2.2]; a partir de la cual:

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{E} \Delta \sigma_v \quad [2.2a]$$

Donde:

$\Delta \varepsilon$ = Deformación unitaria.

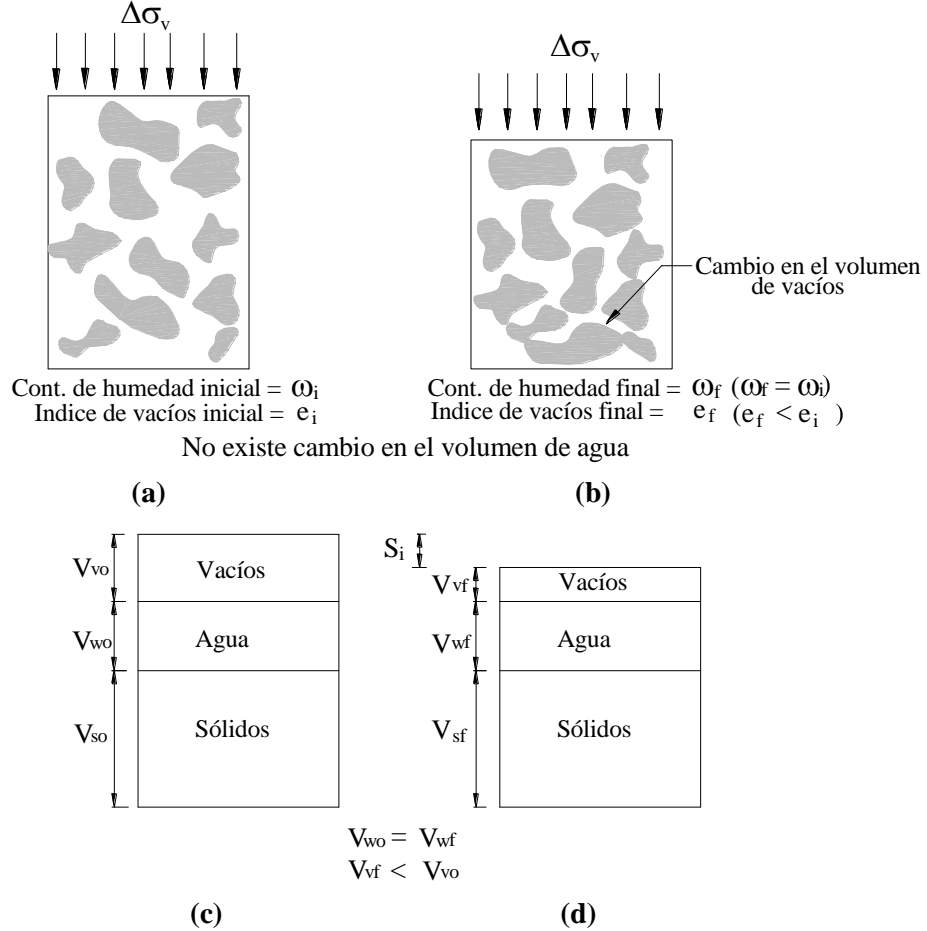


Figura 2.5. Asentamiento inmediato en suelos.

A partir de la definición de deformación unitaria se tiene:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta h}{H} \quad [2.3]$$

Donde:

Δh = Asentamiento del suelo.

H = Espesor del estrato compresible.

Reemplazando la ecuación [2.3] en la ecuación [2.2a], se tiene:

$$\frac{\Delta h}{H} = \frac{1}{E} \Delta \sigma_v \quad [2.3a]$$

La ecuación [2.3a] puede ser rescrita de la siguiente forma:

$$\Delta h = \frac{1}{E} \Delta \sigma_v H \quad [2.4]$$

De acuerdo a la notación utilizada, se tiene:

$$S_i = \frac{1}{E} q_n H \quad [2.5]$$

Donde:

S_i = Asentamiento inmediato del estrato

E = Módulo de elasticidad elegido según las condiciones en las que se trabaje

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación

H = Espesor del estrato sometido a la carga

La ecuación [2.5] es la ecuación básica para el cálculo de asentamiento inmediato, ya sea en suelos cohesivos o granulares. Generalmente esta ecuación se halla multiplicada por factores de corrección que toman en cuenta situaciones tales como: el espesor del estrato, el ancho de la fundación y otros.

Según Davis y Poulos (1968), el asentamiento final en un suelo estratificado puede ser obtenido a partir de la suma de las deformaciones verticales en cada estrato. Este asentamiento está dado por la siguiente ecuación:

$$S_i = \sum \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \sigma_x - \nu \sigma_y) dH \quad [2.6]$$

Donde:

E, ν = Parámetros elásticos del suelo.

$\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$ = Esfuerzos debidos a la fundación.

dH = Diferencial del espesor de cada estrato.

La ecuación [2.6] es similar a la ecuación [2.5], salvo que en la primera la carga neta q_n se halla representada por los esfuerzos debidos a la fundación que se producen en los tres ejes.

Si el perfil del suelo es razonablemente homogéneo, pueden asignarse valores apropiados a los parámetros elásticos del suelo E y ν que son considerados constantes a través de toda la profundidad. Luego, aplicando factores de corrección a la ecuación [2.5], que no es más que la sumatoria realizada en [2.6], se tiene:

$$S_i = \frac{q_n B I}{E} \quad [2.7]$$

Donde:

B = Ancho conveniente de la fundación.

I = Factor de influencia determinado a través de la Teoría de Elasticidad.

El módulo de elasticidad E en la ecuación [2.5] puede ser igual a E' o E_u según se trabaje en condiciones drenadas o no drenadas, respectivamente.

Por otro lado, Giroud (1968) y Skempton (1951) presentan otra ecuación, desarrollada basándose en la suposición de que el asentamiento inmediato se debe a una compresión elástica.

Es así que los valores más altos de los esfuerzos producidos debido a la aplicación de la carga, se presentan inmediatamente debajo del punto de aplicación de esta y disminuyen lateral y verticalmente a lo largo de este punto. El efecto de no homogeneidad del suelo produce errores significativos solo cuando las diferencias íterestratos son considerables.

Entonces, para el caso en que una carga vertical uniforme es aplicada, el desplazamiento de la superficie vertical del estrato de suelo de profundidad infinita, está dado por la ecuación [2.8]:

$$S_i = \frac{q_n B(1-\nu^2)}{E} I_{12} \quad [2.8]$$

Donde:

B = Dimensión menor de la fundación.

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

I_{12} = Factor de influencia por desplazamiento vertical; Tabla 1. Este factor depende de la forma y rigidez de la fundación.

E = Módulo de elasticidad.

ν = Coeficiente de Poisson.

Tabla 2.1. Factor de influencia I_{12} para desplazamiento vertical debido a la compresión elástica de un estrato de espesor semi-infinito.

Forma	Flexible		Rígida
	Centro	Esquina	
Circular	1	0,64	0,79
Rectangular			
L/B			
1,00	1,122	0,561	0,82
1,50	1,358	0,679	1,06
2,00	1,532	0,766	1,2
3,00	1,783	0,892	1,42
4,00	1,964	0,982	1,58
5,00	2,105	1,052	1,7
10,00	2,54	1,27	2,1
100,00	4,01	2,005	3,47

1.1 Asentamiento inmediato en suelos cohesivos.

El asentamiento inmediato o elástico en suelos cohesivos es modelado en un espacio semi-infinito elástico, asumiendo que el estrato se encuentra bajo un efecto de compresión elástica, y que las deformaciones que se producen son relativamente pequeñas, Fig. 2.4.

El asentamiento elástico o inmediato en suelos cohesivos es determinado a partir de la ecuación [2.8] y mediante el uso de la Tabla 2.1, con la única diferencia de que si se considera que el estrato de arcilla es cargado rápidamente, entonces la baja permeabilidad de la arcilla retarda el drenaje del agua presente en los poros, por tanto, para este asentamiento

no existe cambio en el contenido de humedad. Es debido a esta razón, que tanto el módulo de elasticidad como el coeficiente de Poisson son considerados iguales a E_u y ν_u respectivamente, es decir son los correspondientes a una condición no drenada. El valor de ν_u para esta condición es de 0.5.

1.1. Asentamiento inmediato en estratos de suelo cohesivo de espesor finito.

Cuando se presenta el caso en el que el espesor del estrato del suelo de fundación es menor que dos veces el ancho de la fundación; la ecuación [2.8] arroja un valor sobreestimado del asentamiento resultante.

Janbu (1956), desarrolló una solución para la determinación del asentamiento en estratos de espesor delgado limitados por un estrato rígido; luego de que una carga a través de una fundación flexible haya sido aplicada.

La expresión propuesta por Janbu (1956) es la siguiente:

$$S_i = \frac{A_o A_1 q_n B}{E_u} \quad [2.9]$$

Donde:

A_o, A_1 = Coeficientes de corrección por profundidad de fundación y por el espesor del estrato de suelo de fundación, respectivamente. Figura 2.6(a)

Christian y Carrier (1978) hicieron una evaluación crítica de los factores A_o y A_1 . Los resultados son presentados en la Figura 2.6(a).

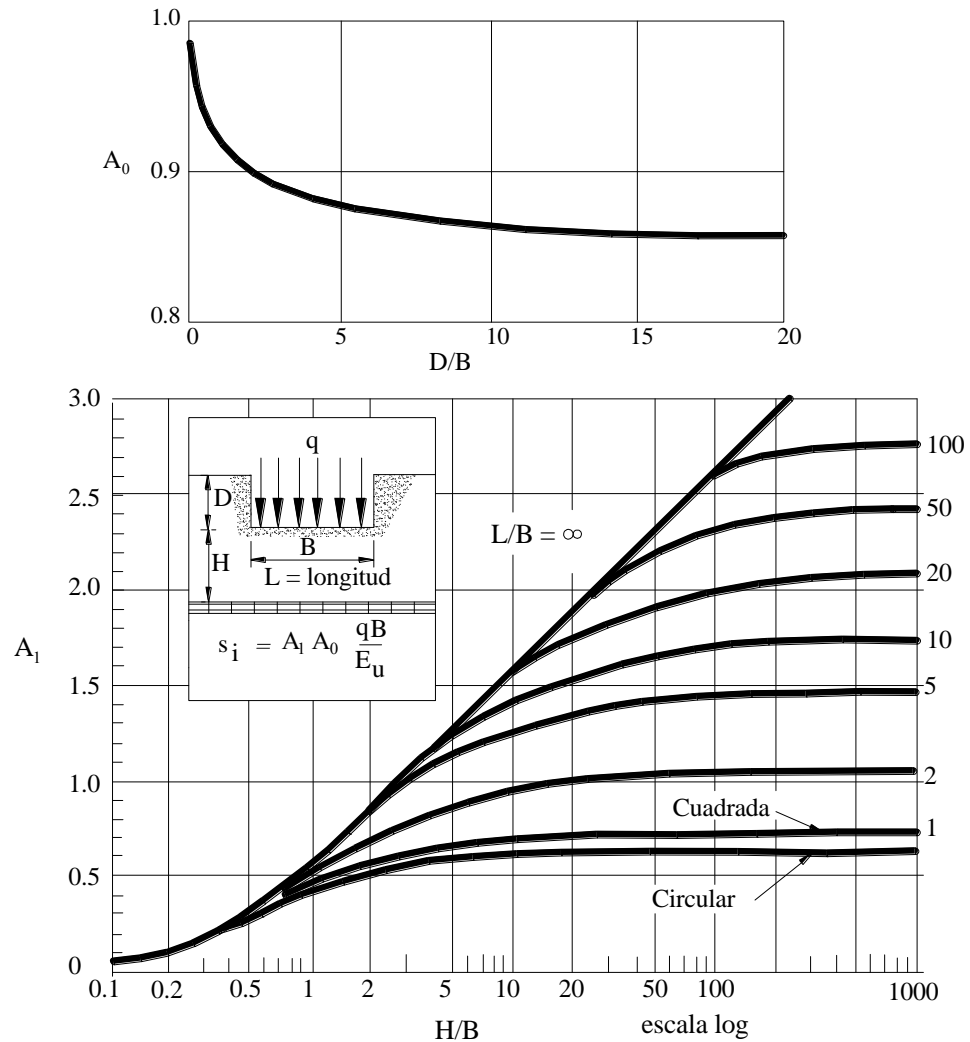
En la Figura 2.6(b), se tiene un estrato de espesor delgado debajo del estrato de fundación. El asentamiento inmediato puede ser calculado obteniendo primero un valor de $A_{I(B)}$ correspondiente al estrato de espesor $H_{(B)}$ y obteniendo luego un valor de $A_{I(T)}$ que corresponde al estrato de espesor $H_{(T)}$.

Luego, el asentamiento inmediato es obtenido de la ecuación [2.9]. En esta el valor de A_1 es igual a:

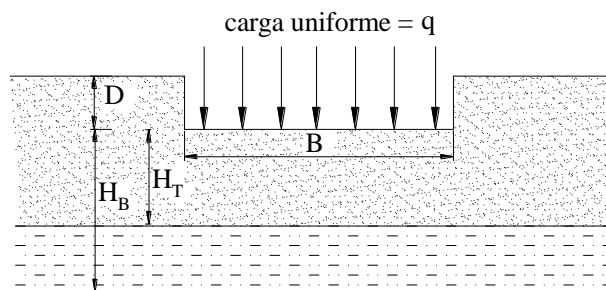
$$A_1 = A_{I(B)} - A_{I(T)}$$

1.2. Asentamiento inmediato en suelos granulares.

Cuando se presenta el caso de fundaciones cargadas sobre suelos granulares; el elaborar modelos con base teórica en la mecánica de suelos es muy complicado. Debido a tal razón, los mejores modelos desarrollados para el estudio del comportamiento de suelos granulares se hallan basados en procedimientos de carácter semiempírico; habiendo tenido todos ellos como principio fundamental, el observar el comportamiento real del suelo.



(a)



(b)

Figura 2.6. Ecuación [2.9] (a) Coeficientes de desplazamiento bajo fundación flexible (b) Determinación del asentamiento inmediato en suelos estratificados.

1.2.1. Cálculo del asentamiento en suelos granulares a partir del método de Schmertmann.

J. H. Schmertmann (1970) propuso un nuevo procedimiento para el cálculo del asentamiento debido a fundaciones continuas emplazadas en suelos granulares. Este método es usado

comúnmente con ensayos *CPT* (Cone Penetration Test), aunque puede ser adaptado a otro tipo de ensayos. Tanto el ensayo *CPT* como los ensayos más importantes para la exploración del subsuelo son desarrollados en el Capítulo 8.

El método de Schmertmann es un procedimiento empírico desarrollado a partir de un modelo físico de asentamientos, que fue calibrado mediante el uso de datos empíricos. Este método a pesar de su carácter empírico, tiene una base racional en la teoría de elasticidad, el análisis de elementos finitos y en observaciones realizadas tanto en campo como en laboratorio.

Es así, que Schmertmann basado en los resultados de medidas de desplazamientos producidos en masas de arena sometidas a carga, además del análisis de elementos finitos y deformaciones realizado en materiales con comportamiento no-lineal, postula que la distribución de deformación al interior de una masa de arena cargada es muy similar en forma a la de un medio elástico lineal.

Luego, a partir de la teoría de elasticidad y de la ecuación [2.2]; la distribución de Schmertmann para la deformación vertical; al interior de un semi-espacio elástico lineal sujeto a una superficie cargada; para un suelo granular está dada por:

$$\Delta \varepsilon = \frac{q_n}{E_s} I_{13} \quad [2.10]$$

Donde:

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

E_s = Módulo de elasticidad equivalente del medio elástico, pudiendo variar el valor de este de un punto a otro.

I_{13} = Factor de influencia por deformación.

Con afán de simplificar los cálculos se asume que el módulo de elasticidad equivalente E_s es una función lineal. Sin embargo, debido a que el suelo no es un material elástico lineal, E_s debe reflejar en lo posible las características equivalentes de un material lineal confinado, de tal manera que los resultados obtenidos sean lo más reales posibles. Luego, el valor de diseño de E_s reflejará implícitamente las deformaciones laterales del suelo, siendo E_s mayor que el módulo de elasticidad E y menor que el módulo confinado M .

En el apartado siguiente, se desarrollan los procedimientos y las correlaciones existentes para la obtención tanto de E_u como de E_s y M .

La distribución de la deformación vertical, a partir de la cual se obtienen el valor de I_{13} , fue determinada a través de varias medidas de deformación realizadas al interior de estratos de arena cargados; en los que se observó que, debajo el centro de la fundación, esta distribución es muy similar en forma, a la que se presenta en un medio elástico lineal. Posteriormente, fue basándose en esta similitud que Schmertmann (1970) propuso la distribución general simplificada de I_{13} vs. *profundidad relativa*, a la que denominó distribución $2B - 0.6$. Esta distribución se aproxima a un triángulo con un valor de I_{13} igual a 0.6 en $z/B=0.5$ y un valor de I_{13} igual a 0 para $z/B=2$.

Luego, integrando la ecuación [2.10] sobre la profundidad de influencia, se tiene:

$$S_i = q_n \int_0^{2B} \frac{I_{13}}{E_s} dz \quad [2.11]$$

La ecuación [2.11] además de que no es una ecuación matemáticamente solucionable, requiere para obtener el asentamiento de los correspondientes ajustes empíricos.

Fue para salvar estas deficiencias; que Schmertmann propuso utilizar una sumatoria de asentamientos de capas aproximadamente homogéneas, seleccionadas todas ellas de manera apropiada. Posteriormente el asentamiento inmediato es obtenido de la siguiente expresión:

$$S_i = C_1 C_2 q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_{13}}{E_s} \right)_i \Delta z_i \quad [2.12]$$

Donde:

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

I_{13} = Factor de influencia de deformación para la distribución 2B-0.6

E_s = Módulo de elasticidad calculado en la mitad del estrato i de espesor Δz_i

(ver apartado 1.3).

C_1 = Factor de corrección por profundidad.

C_2 = Factor de corrección por fluencia en el tiempo

C_1 es el factor de corrección por profundidad. Este incorpora el efecto de alivio de deformaciones que existe al nivel de fundación y está dado por la siguiente expresión:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q_o'}{q_n} \right) \quad [2.13]$$

Donde:

q_o' = Presión de sobrecarga efectiva al nivel de fundación (Condiciones iniciales).

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

El factor empírico C_2 fue introducido por Schmertmann para considerar el posible aumento de los asentamientos debido a la fluencia en el tiempo. Este tiene la siguiente expresión:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad [2.14]$$

Donde:

t = Periodo de años en el que se calcula el asentamiento ($t \geq 0.1$ años).

Schmertmann, basándose en que en la mayoría de los casos estudiados, el asentamiento dependiente del tiempo ocurre probablemente debido a la presencia de estratos delgados de limo y arcilla al interior de la arena, recomienda usar un valor de 1 para C_2 . Por otra parte, debido a que la distribución elástica no es apropiada en suelos cohesivos y debido a que la utilización del *CPT* para la estimación del módulo de elasticidad en los mismos suelos es

cuestionable, es también que se recomienda no tomar en cuenta el factor C_2 o considerarlo igual a 1.

Sin embargo, por otro lado, Pestana y Whittle (1998) con el fin de poder incorporar la dependencia del tiempo en el comportamiento de arenas sometidas a esfuerzos de compresión, realizaron una simple modificación a su modelo propuesto en 1995.

El modelo de 1995 asume que: (a) el incremento de deformación volumétrica puede ser subdividido en componentes elásticas y plásticas y (b) el módulo tangente volumétrico puede ser escrito por medio de funciones separables del índice de vacíos actual e y el esfuerzo efectivo medio σ' . Luego, realizando la modificación a este modelo, Pestana y Whittle (1998) asumen que la componente elástica de deformación es independiente del tiempo y por consiguiente los efectos del tiempo se introducen solamente a través de una formulación plástica. Entonces, el comportamiento del suelo sometido a esfuerzos altos de compresión es independiente de la densidad de formación inicial (índice de vacíos inicial), pero es a su vez dependiente del tiempo. Tal dependencia se halla representada por la Curva de Compresión Limitante (LCC, Limiting Compression Curve), que presenta una forma lineal en el espacio formado por el logaritmo de índice de vacíos – logaritmo de esfuerzos efectivos (La forma de esta curva se presenta en el apartado 2: Asentamiento por consolidación primaria).

Es así que a través de este modelo fue posible describir dos características importantes del suelo, que son: (a) En niveles bajos de esfuerzos (régimen transitorio), la razón de deformación incrementa a medida que incrementan tanto el índice de vacíos como los esfuerzos efectivos, mientras que en el régimen LCC la razón de deformación converge para todas las densidades de formación y eventualmente disminuye en niveles de esfuerzos grandes, y (b) el esfuerzo efectivo en el inicio de un cambio de deformación significativa es dependiente del tiempo en la densidad de formación inicial (índice de vacíos inicial).

Posteriormente, Schmertmann y Hartmann (1978) y Schmertmann (1978) introdujeron varias modificaciones al método propuesto en 1970, ecuación [2.12]. La principal modificación realizada fue la de considerar las condiciones de carga axisimétrica ($L/B = 1$; distribución $0.6-2B$) y de carga plana ($L/B = 10$) separadamente. De la Figura 2.7(a) se puede notar que la profundidad de influencia del factor I_{13} va de $2B$ para la condición axisimétrica a $4B$ para la condición plana.

El máximo valor o valor pico del factor de influencia I_{13p} es entonces 0.5 más un incremento relacionado a la presión de sobrecarga en el punto pico. Luego, I_{13p} es determinado mediante la siguiente expresión:

$$I_{13p} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_n}{\sigma_{vp}}} \quad [2.15]$$

Donde:

I_{13p} = Factor de influencia de deformación pico. Para fundaciones cuadradas y circulares ($L/B = 1$), I_{13p} se calcula a una profundidad $z = D_f + B/2$ debajo de la superficie; mientras que para zapatas continuas ($L/B \geq 10$), I_{13p} se calcula a una profundidad $z = D_f + B$

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

σ'_{vp} = Presión de sobrecarga efectiva previa a la carga de fundación calculada en la profundidad donde se presenta I_{13p} , Figura 2.7(b).

Schmertmann (1978) recomienda que cuando la relación de L/B es mayor a 1 y menor a 10, la distribución del factor de influencia de deformación para el valor real de L/B debe ser obtenida mediante la interpolación de I_{13} realizada entre los dos valores calculados en el punto de interés para el caso axisimétrico ($L/B = 1$) y el caso de deformación plana ($L/B = 10$), respectivamente.

La última modificación realizada por Schmertmann incluye un tercer factor de corrección C_3 referido a la forma de la zapata, además de una expresión para la realización de la interpolación por medio de una ecuación. Estas correcciones consideran de igual manera, tanto la condición de carga axisimétrica como la condición de carga plana.

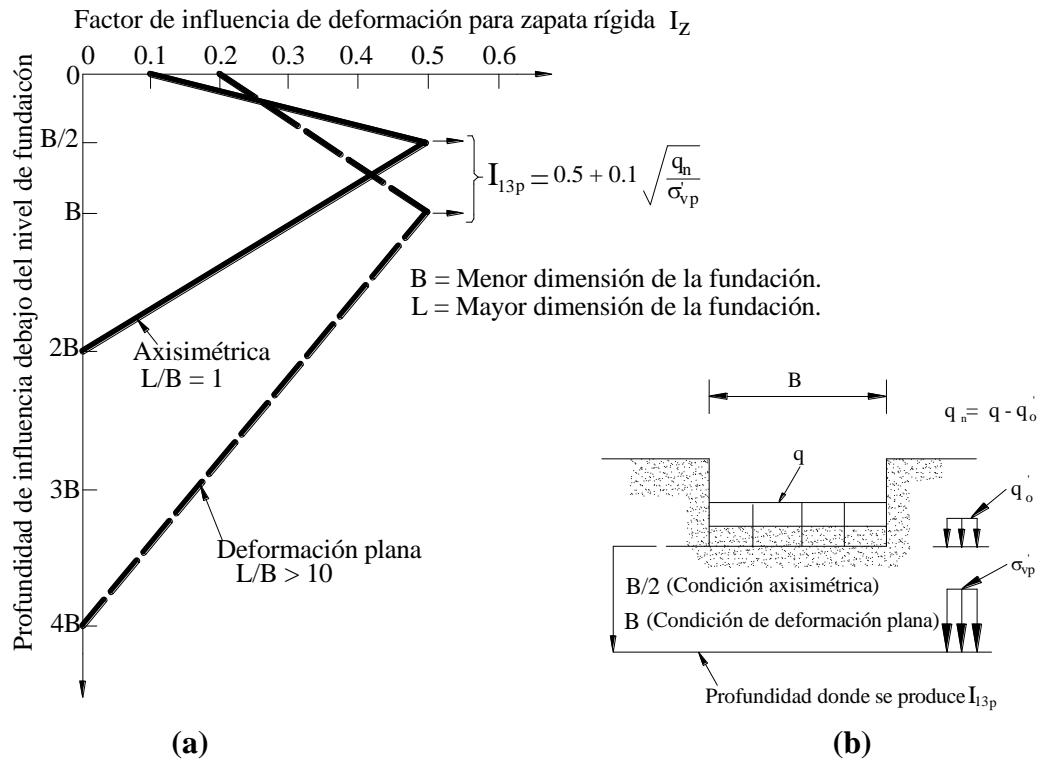


Figura 2.7. (a) Modificación de Schmertmann (1978) al diagrama de factor de influencia de deformación. (b) Determinación de esfuerzos en la ecuación [2.15]

Ahora, el asentamiento inmediato es:

$$S_i = C_1 C_2 C_3 q_n \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_{13}}{E_s} \right)_i \Delta z_i \quad [2.16]$$

Donde:

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

I_{13} = Factor de influencia de la distribución general simplificada de I_{13} vs. *profundidad relativa* en el punto medio del estrato

E_s = Módulo de elasticidad equivalente calculado en la mitad del estrato i de espesor Δz_i

C_1 = Factor de corrección por profundidad.

C_2 = Factor de corrección por fluencia en el tiempo

C_3 = Factor de forma.

Las expresiones desarrolladas para el cálculo de C_1 , C_2 y para I_{13p} continúan siendo válidas. El factor de corrección por forma C_3 se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$C_3 = 1.03 - 0.03 L/B \geq 0.73 \quad [2.17]$$

Donde:

B = Ancho de la fundación.

L = Largo de la fundación.

Por otra parte, la interpolación a realizarse para la obtención de I_{13} cuando $1 < L/B < 10$, es decir, para el caso de zapatas rectangulares, viene ahora dada por la siguiente expresión:

$$I_{13} = I_{13s} + 0.111(I_{13c} - I_{13s})\left(\frac{L}{B} - 1\right) \quad [2.18]$$

Donde:

I_{13s} = Factor de influencia de deformación para una fundación cuadrada o circular.

I_{13c} = Factor de influencia de deformación para una fundación continua.

Según la ecuación [2.18], I_{13s} es el factor de influencia de deformación para una *fundación cuadrada o circular*. Este factor viene dado por las siguientes expresiones:

$$\text{Para } z = 0 \text{ a } z = \frac{B}{2} \quad I_{13s} = 0.1 + \left(\frac{z}{B}\right)(2I_{13p} - 0.2) \quad [2.19]$$

$$\text{Para } z = \frac{B}{2} \text{ a } z = 2B \quad I_{13s} = 0.667I_{13p}(2 - z/B) \quad [2.20]$$

Del mismo modo I_{13c} es el factor de influencia de deformación para una *fundación continua*, es decir $L/B \geq 10$. Este factor viene dado por las siguientes expresiones:

$$\text{Para } z = 0 \text{ a } z = B \quad I_{13c} = 0.2 + \left(\frac{z}{B}\right)(I_{13p} - 0.2) \quad [2.21]$$

$$\text{Para } z = B \text{ a } z = 4B \quad I_{13c} = 0.333I_{13p}(4 - z/B) \quad [2.22]$$

El procedimiento para la determinación de I_{13} consiste en calcular I_{13s} e I_{13c} , es decir calcular los factores de influencia de deformación tanto para zapata cuadrada como para zapata continua. Luego, calculados dichos valores, estos deben ser combinados en la ecuación [2.18]. Calculado I_{13} , el asentamiento inmediato es entonces determinado.

Finalmente, Marangos (1995) sugiere realizar ciertas modificaciones al método de Schmertmann et al (1978). Estas modificaciones están basadas principalmente en la densidad de la arena sobre la que se trabaja, es decir, si la arena es suelta o densa.

Las modificaciones fueron obtenidas a partir de los resultados de un estudio realizado sobre 6 muestras de arena de diferentes densidades. Para este estudio, una arena es considerada como densa cuando $D_r \geq 0.64$, mientras que una arena es suelta cuando $D_r \leq 0.50$. Los resultados obtenidos a partir de este ensayo se resumen a continuación.

El uso del método de Schmertmann et al (1978) para arenas densas es generalmente recomendable. Sin embargo, Marangos (1995) aconseja utilizar para la determinación de E_s la correlación propuesta en 1970, en lugar de la correlación propuesta en 1978. Dicho de otra manera, el uso del método de Schmertmann es aconsejable para arenas densas siempre y cuando el valor de E_s sea hallado a partir de la siguiente correlación:

$$E_s = 2q_c$$

Por otro lado, para el caso de arenas sueltas, la aplicación del método de Schmertmann et al (1978) produce predicciones de asentamiento bastante inseguras. Es así, que Marangos (1995) a través de los resultados obtenidos del estudio aconseja utilizar las siguientes relaciones:

$$I_{13p} = 0.5 + 1.2 \sqrt{\frac{q_n}{\sigma_{vp}}} \quad [2.15a]$$

$$I_{13p} = 0.5 + 4 \frac{\sqrt{FS}}{\sqrt{FS} - 1} \log \frac{1}{1 - D_r} \quad [2.15b]$$

$$E_s = 2q_c$$

Donde:

FS = Factor de seguridad respecto a la falla de fundación.

De las relaciones anteriores, la ecuación [2.15b] produce mejores predicciones que la [2.15a], debido a que esta considera dos parámetros muy importantes en la determinación de asentamientos, que son: la densidad del suelo y el nivel de carga. Este último se halla expresado en función al factor de seguridad FS .

Posteriormente, Sargand S.M., Masada T., y Abdalla B. en el año 2002, realizaron un estudio a partir del cual concluyeron que:

Luego de realizar una comparación entre los métodos de DeBeer (1965), Meyerhof (1974), Schmertmann (1970) y Schmertmann et al. (1978) y Amar et al. (1989), siendo todos estos métodos para la determinación de asentamientos en suelos granulares, el estudio realizado mostró claramente que el método de Schmertmann es el más confiable para la determinación de asentamientos durante la etapa de construcción. Esto se debe fundamentalmente a que este método toma en cuenta la deformación que experimenta cada estrato situado al interior del bulbo de presión.

Teniendo en cuenta este aspecto, Sargand et al. afirman que, cuando el CPT es utilizado para la determinación de las características del subsuelo, el método usado para la predicción de asentamientos será mejor mientras de mejor manera se aproveche la alta resolución de datos obtenida a partir del ensayo CPT.

Por otro lado, se determinó que el método de DeBeer fue menos aproximado que el método de Schmertmann debido a que subestima el módulo del suelo. Finalmente, los métodos propuestos por Amar et al. y Meyerhof no son recomendables, ya que el promedio

de q_c utilizado en estos puede tender a ignorar el efecto de posibles estratos blandos de suelo situados al interior de toda la zona de influencia.

Según los autores del estudio, los tres métodos deberían proporcionar resultados comparables sólo cuando el subsuelo presente condiciones normalmente consolidadas y sea bastante uniforme dentro de una profundidad de $3B$.

1.2.2. Cálculo del asentamiento en suelos granulares a partir de ensayos de penetración estándar (SPT).

El ensayo de penetración estándar (SPT) es otro método de exploración del subsuelo, mediante el cual se pueden determinar a través de correlaciones las propiedades geotécnicas del mismo. Todas las correlaciones existentes para este método se hallan en función al número de golpes N necesario para que la cuchara penetre en el suelo. Este ensayo es presentado con mayor detalle en el Capítulo 8 de este texto.

A partir del número de golpes N obtenido mediante este ensayo; Schultze y Sharif (1965) establecieron una relación empírica entre dicho número de golpes N , las dimensiones de la fundación y la profundidad de fundación. Esta relación permite la determinación del asentamiento inmediato S_i que es obtenido a partir de los valores del coeficiente de asentamiento s , hallado mediante la gráfica observada en la Figura 2.8.

La gráfica de la Figura 2.8 fue establecida a partir de la correlación hallada entre los valores de N y los asentamientos observados en estructuras. Es importante notar, que la profundidad de influencia sobre la cual se toma el valor promedio de N es igual a dos veces el ancho de la fundación.

Luego, el valor del asentamiento inmediato es obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{s \times q_n}{N_{0.87} (1 + 0.4 D_f / B)} \quad [2.23]$$

Por otra parte, Burland y Burbidge (1985) establecieron otra relación empírica basada en el ensayo de penetración estándar, SPT. Según estos autores el asentamiento inmediato producido en arenas y gravas es obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$S_i = f_s \cdot f_I \cdot f_t \left[\left(q_n - \frac{2}{3} \sigma'_c \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right] \quad [2.24]$$

Donde:

$$f_s = \text{Factor de forma} = \left(\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right)^2 \quad [2.25]$$

f_I = Corrección por el factor de profundidad del estrato de arena o grava, que se utiliza cuando la profundidad de influencia z_I es mayor que la profundidad de arena o grava H . Los valores de z_I pueden ser obtenidos de la Figura 2.9.

$$f_I = \frac{H}{z_I} \left(2 - \frac{H}{z_I} \right) \quad [2.26]$$

f_t = Factor de corrección según Burland que asume que el asentamiento es arenas y gravas puede ser dependiente del tiempo.

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right) \quad [2.27]$$

Donde:

$$t \geq 3 \text{ años}$$

R = Razón de deformación plástica expresada como una proporción del asentamiento inmediato, S_i , que toma lugar en un ciclo de \log del tiempo.

R_3 = Asentamiento dependiente del tiempo, tomado como una proporción del asentamiento inmediato S_i que ocurre durante los primeros tres años después de la construcción.

q_n = Carga neta aplicada al nivel de fundación.

σ'_c = Esfuerzo de preconsolidación.

B = Ancho de la fundación.

I_c = Índice de compresibilidad. I_c ; éste se halla relacionado con el valor de N y es obtenido a partir de la Figura 2.10.

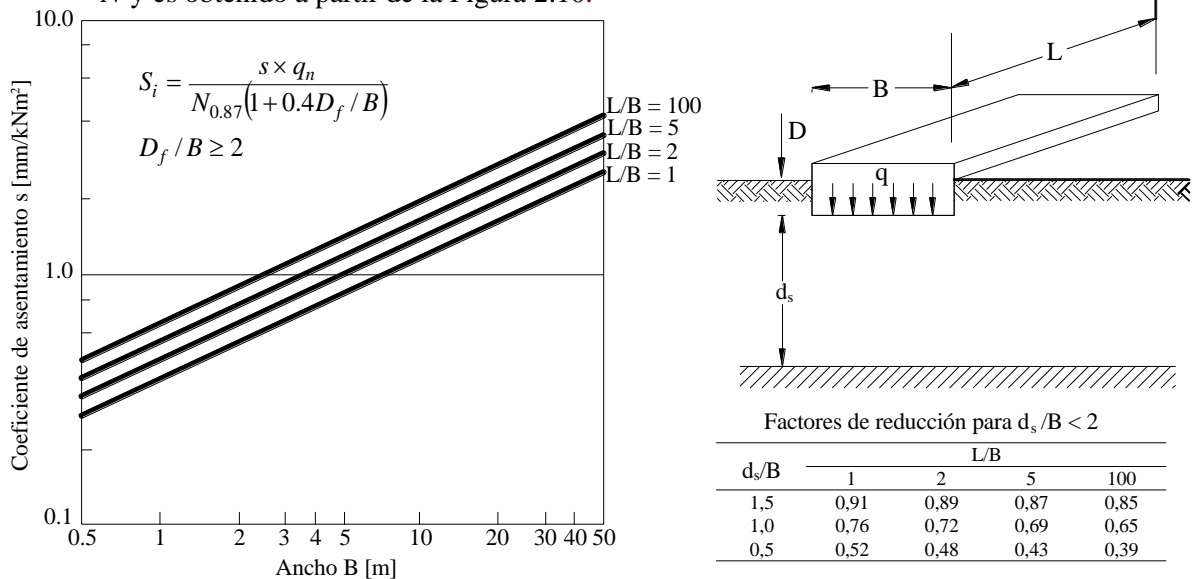


Figura 2.8. Determinación del asentamiento en la fundación a partir de los resultados del SPT (Schultze y Sharif, 1965).

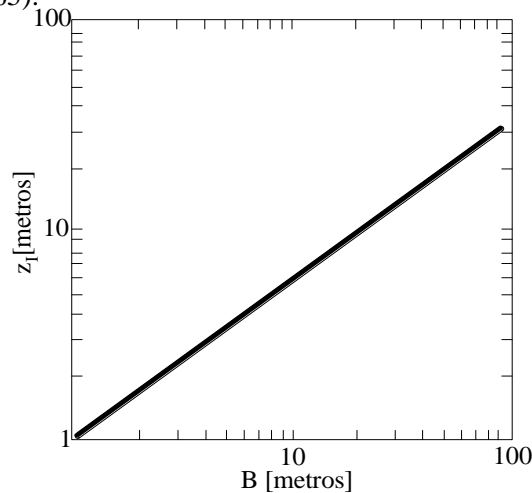


Figura 2.9. Relación entre el ancho del área cargada B y la profundidad de influencia z_l (Burland y Burbridge, 1985).

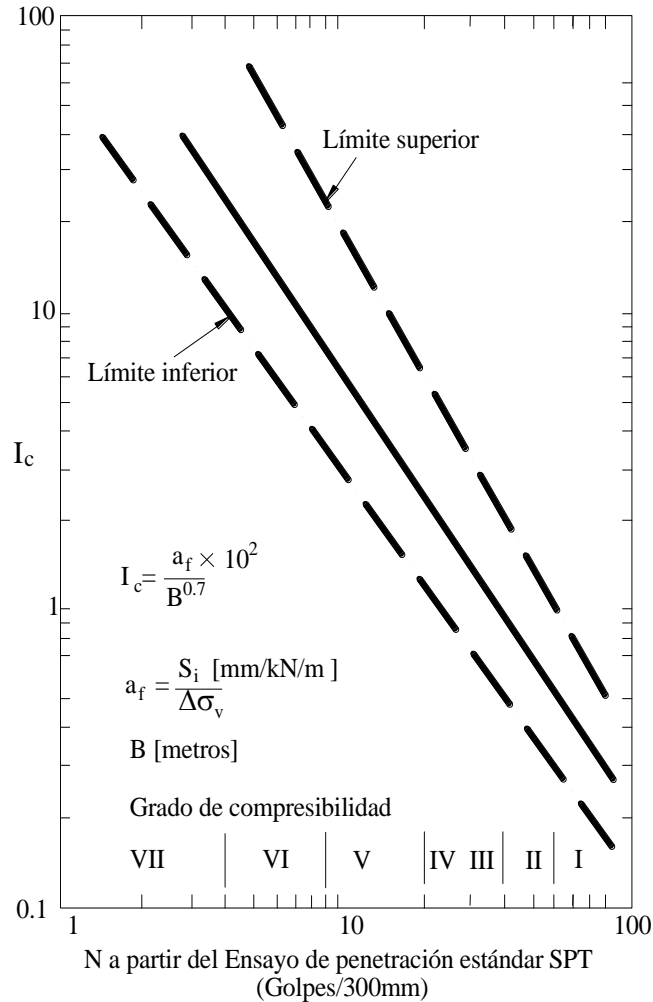


Figura 2.10. Valores del índice de compresibilidad para arenas y gravas (Burland y Burbridge, 1985).

El valor promedio de N debe ser tomado a una profundidad igual a la profundidad de influencia z_f obtenida a partir de la Figura 2.9. Los límites probables de aproximación de la ecuación [2.24] pueden ser evaluados a partir de los límites superior e inferior de I_c observados en la Figura 2.10. El tomar en cuenta estos límites resulta ser necesario cuando los asentamientos diferenciales y totales son un factor crítico en el diseño de fundaciones.

El término σ'_c es introducido para tomar en cuenta los posibles efectos de sobreconsolidación previa del suelo. Para el factor de corrección según Burland, el mismo autor recomienda usar valores conservativos de 0.2 y 0.3 para los valores de R y R_3 , respectivamente, para el caso de carga estática. Para el caso de cargas fluctuantes usar 0.8 y 0.7, respectivamente.

Es importante notar que no se realizan correcciones al número de golpes N por efecto del nivel freático, debido a que este método considera que los valores de N por sí solos reflejan las condiciones del sitio. Las correcciones al número de golpes N , son realizadas a objeto de tomar en cuenta errores posibles causados por variaciones en el equipo de ensayo durante la

realización del mismo y también con objeto de considerar la presencia del nivel freático. Todas estas correcciones son presentadas en el Capítulo 8.

Sin embargo, Terzaghi y Peck decidieron corregir el número de golpes N cuando se trabaja con arenas finas o arenas limosas. En este caso, debido a que el valor de N para este tipo de suelos es mayor a 15 debe asumirse que la densidad del suelo, es igual a la densidad de una arena, que tiene un valor de N igual $15 \pm 1/2(N-15)$. Para gravas y gravas arenosas el valor de N debe ser incrementado por un factor de 1.25.

Finalmente Tomlinson (1995) indica que cuando el valor de N incrementa linealmente con la profundidad, situación que se presenta en arenas normalmente consolidadas, los métodos de Burland y Burbidge (1985) tienden a dar asentamientos más altos que los obtenidos por los métodos de Schultze y Sharif (1965) sobre todo para suelos sueltos en los que el valor de N es menor que 10.

1.3 Determinación del módulo de elasticidad apropiado a utilizarse en el cálculo de asentamientos.

Todas las ecuaciones desarrolladas para el cálculo de asentamiento inmediato S_i se presentan en función del módulo de elasticidad del suelo. Este módulo es determinado de manera diferente dependiendo del tipo de suelo con el que se trabaje.

Cuando se trabaja con suelos cohesivos, al no ser estos materiales elásticos lineales, la estimación de sus parámetros elásticos debe ser realizada con bastante cuidado, de modo que los resultados obtenidos sean lo más aproximados a la realidad.

Para suelos arcillosos saturados, en los cuales el asentamiento inmediato ocurre en un tiempo tal que la deformación se produce a volumen constante, se asume un coeficiente de Poisson correspondiente al coeficiente de un medio incompresible, es decir $\nu = 0.5$. Aunque esta suposición no es estrictamente correcta, según Holtz (1991), la magnitud del asentamiento calculado no es sensible a pequeños cambios en el coeficiente de Poisson.

Sin embargo, el módulo de elasticidad no drenado E_u , no es constante, debido a que varía con el nivel de esfuerzos, con el índice de vacíos y con la historia de esfuerzos del suelo; por consiguiente E_u varía con la profundidad. Para propósitos de diseño, para rangos relativamente estrechos de profundidades y para arcillas saturadas bajo carga no drenada, E_u puede asumirse como constante.

La determinación de E_u se hace necesaria para el cálculo de asentamientos inmediatos en suelos cohesivos. Para esto, existen tres formas de estimar E_u , que son:

- A través de ensayos de laboratorio.
- A través de ensayos de carga de placa (ver Cap. 8).
- A través de relaciones empíricas.

El módulo de elasticidad no drenado E_u puede ser estimado a partir de los resultados obtenidos de la realización del *ensayo de compresión no confinada* o a partir del *ensayo de compresión triaxial*. La manera ideal para su estimación es aquella que adopta el valor del módulo tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación obtenida a partir de cualquiera de los dos ensayos anteriores. La Figura 2.11 presenta la curva esfuerzo desviador-deformación obtenida a partir de un ensayo triaxial y por medio de la cual puede obtenerse el módulo secante. Según Padfield C. y Sharrock M. (1983) una regla muy usada para la determinación del módulo tangente inicial es aquella que considera que el módulo secante hallado en el

máximo esfuerzo desviador es aproximadamente igual al 20% del módulo tangente inicial cuando se trabaja con deformaciones pequeñas. Alternativamente, puede utilizarse el valor del módulo secante E_s determinado para un nivel de esfuerzos similar al que se producirá en campo.

Por otro lado, el valor de E_u puede ser considerado igual al valor de E_{50} , siendo E_{50} el valor del módulo secante determinado en el punto cuya ordenada es igual a la mitad de la ordenada del esfuerzo desviador pico, Fig. 2.11.

Sin embargo, numerosos datos recopilados tanto de campo como de laboratorio indican que los valores obtenidos tanto de E_u como de E_s son bastante bajos, debido primordialmente a dos razones, que son: la alteración ocasionada en la muestra durante el muestreo y la preparación previa al ensayo y defectos tales como fisuras que son muy comunes en depósitos de suelos sedimentarios.

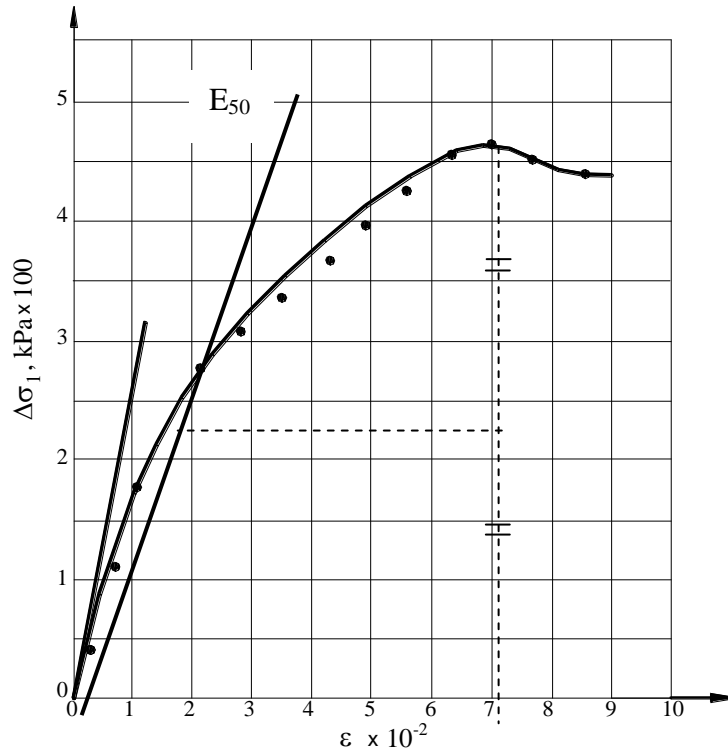


Figura 2.11. Curva esfuerzo desviador-deformación obtenida a partir de un ensayo triaxial.

El valor de E_u puede ser también determinado a partir del *ensayo de carga de placa*. Las relaciones existentes para la determinación de E_u son presentadas a continuación:

- Para suelos o rocas considerando una placa rígida circular uniformemente cargada en un sólido semi-infinito, elástico, isotrópico, en el que la rigidez no se incrementa con la profundidad:

$$E_u = \frac{\pi q D}{4} \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{S_p} \quad \text{Poulos \& Davis (1974), [2.28a]}$$

Donde:

q = Esfuerzo aplicado entre la placa y el terreno.

D = Diámetro de la placa.

ν = Coeficiente de Poisson.

S_p = Asentamiento producido en la placa

- Para una placa circular aplicada en la superficie ($z/D = 0$), el módulo de deformación es igual a:

$$E_u = 0.85 \cdot \frac{qD(1-\nu^2)}{S_{prom}} \quad \text{Giroud (1972), [2.28b]}$$

Donde:

S_{prom} = Asentamiento promedio que es igual al asentamiento actual, medido en un radio equivalente a 0.75 del radio.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que debido a la diferencia existente entre el tamaño de la placa del ensayo y el tamaño de la fundación real, no siempre es posible realizar la extrapolación requerida para obtener el asentamiento real de la fundación, debido principalmente a que el asentamiento en esta puede ser influenciado por la presencia de estratos compresibles que se hallen por debajo de la zona de influencia de la placa cuya profundidad es determinada de acuerdo a las dimensiones de la placa del ensayo. Por otro lado, los valores obtenidos de E_u son también muy dependientes del nivel de esfuerzos cortantes impuestos en la placa.

Debido a las desventajas que presentan los dos ensayos anteriores, es que resulta ser muy común asumir que E_u se halla relacionado de cierta manera con la resistencia al corte no drenado, τ_f . La aproximación más utilizada es la propuesta por Bjerrum (1963, 1972) quien determinó E_u a partir de la razón E_u / τ_f , tomando en cuenta un rango de variación de 500 a 1500, donde τ_f fue obtenida a partir de los resultados obtenidos de la realización del ensayo de veleta en campo o del ensayo de compresión triaxial no drenada.

Por otro lado D'Appolonia en 1971 registró un promedio de E_u / τ_f igual a 1200 para ensayos de carga realizados en diez sitios, mientras que para arcillas de alta plasticidad el rango registrado fue de 80 a 400. Los casos estudiados por Bjerrum, D'Appolonia, además de otros autores son graficados en la Figura 2.12 que presenta una gráfica de E_u / τ_f en función del índice de plasticidad IP .

Las Figuras 2.13 y 2.14 presentan la información propuesta por Ladd et al (1977). Estas Figuras se basan en la observación de que tanto la resistencia al corte no drenada como el módulo de elasticidad son considerablemente afectados por la historia de esfuerzos del suelo. Finalmente Duncan y Buchignani (1976) presentan también una relación entre el módulo no drenado E_u y OCR . Esta relación es presentada en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Relación entre el módulo no drenado E_u y la razón de sobreconsolidación OCR (Duncan y Buchignani, 1976).

OCR	E_u / τ_f		
	IP<30	30<IP<50	IP>50
<3	600	300	125
3-5	400	200	75
>5	150	75	50

Por otro lado, para utilizar *el método de Schmertmann* es necesario estimar la rigidez del suelo a diferentes profundidades. Esta rigidez se halla representada por el módulo equivalente de elasticidad E_s llamado también módulo equivalente de Young.

La estimación del módulo de elasticidad equivalente E_s puede realizarse mediante correlaciones que dependen esencialmente de la resistencia de punta del cono q_c , *que* es obtenida a partir del ensayo *CPT*; y del tipo de suelo.

El ensayo *CPT*, originalmente conocido como el ensayo de penetración del cono holandés, es otro método disponible para la exploración del subsuelo. Mediante este se puede determinar tanto el perfil de suelo existente como las propiedades geotécnicas de dicho suelo. Este ensayo se basa en la penetración a velocidad constante de un cono en el suelo. Para su realización no es necesaria la realización de sondeos de exploración. El *CPT* así como los demás métodos de exploración del subsuelo son abordados en el Capítulo 8.

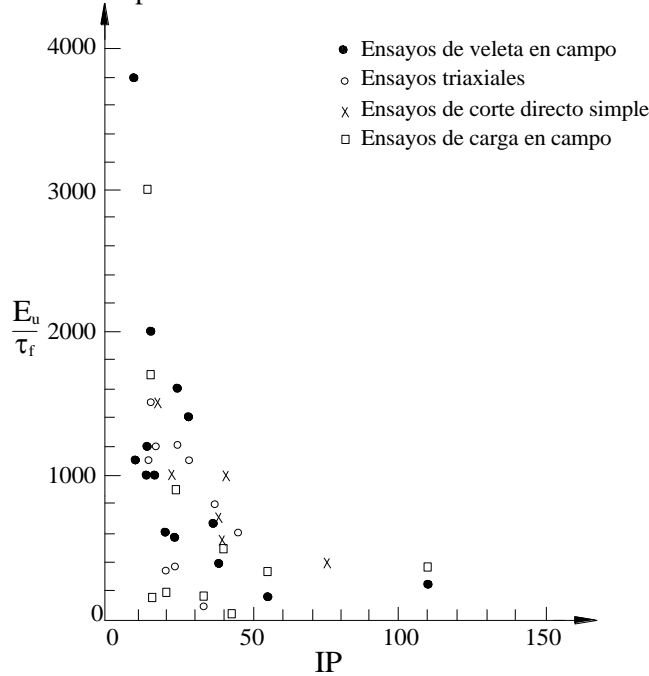


Figura 2.12. Razón de E_u / τ_f vs IP a partir de los resultados obtenidos de varios ensayos que fueron reportados por distintos autores (Holtz, 1991).

Schmertmann (1970) sugiere inicialmente utilizar un valor de E_s , igual a:

$$E_s = 2q_c \quad [2.29a]$$

Posteriormente, luego de la modificación de 1978; Schmertmann sugiere nuevas expresiones para la determinación del valor de E_s . Tales expresiones son las siguientes:

$$E_s = 2.5q_c \quad (\text{Para la condición axisimétrica; } L/B = 1) \quad [2.29b]$$

$$E_s = 3.5q_c \quad (\text{Para la condición plana; } L/B = 10) \quad [2.29c]$$

Schmertmann recomienda utilizar estas relaciones para arenas limosas o arenas que se hallan drenando libremente.

Por otra parte, el Manual Canadiense de ingeniería de fundaciones (*CFEM*) sugiere que a partir del valor obtenido de la resistencia en la punta del cono q_c , E_s puede ser determinado a partir de la siguiente ecuación:

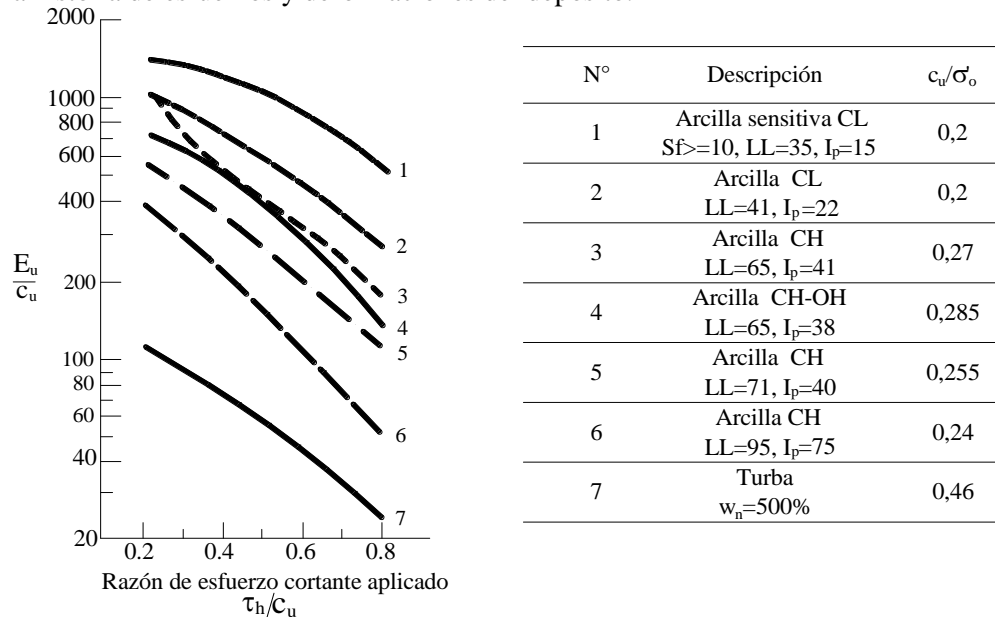
$$E_s = kq_c \quad [2.30]$$

Donde:

- $k = 1.5$ para limos y arenas
- $k = 2.0$ para arenas compactas
- $k = 3.0$ para arenas densas
- $k = 4.0$ para arenas y gravas.

Las ecuaciones anteriores pueden subestimar de cierta manera el valor del módulo de elasticidad, sobre todo cuando se trabaja con suelos granulares sobreconsolidados debido a que los efectos de preesfuerzo en materiales granulares influyen más intensamente en la rigidez del suelo, es decir en el módulo de elasticidad, que en la resistencia.

Una única relación entre el módulo de elasticidad y q_c no ha podido ser determinada, debido principalmente a que esta relación depende del tipo de suelo, de la densidad relativa y de la historia de esfuerzos y deformaciones del depósito.



$E_u = 3\tau_h/\gamma$ τ_h = Esfuerzo cortante horizontal aplicado
 $c_u = (\tau_h)_{\max}$ γ = Deformación cortante

Figura 2.13. Módulo secante normalizado vs. nivel de esfuerzos en suelos normalmente consolidados (Ladd et. al , 1977).

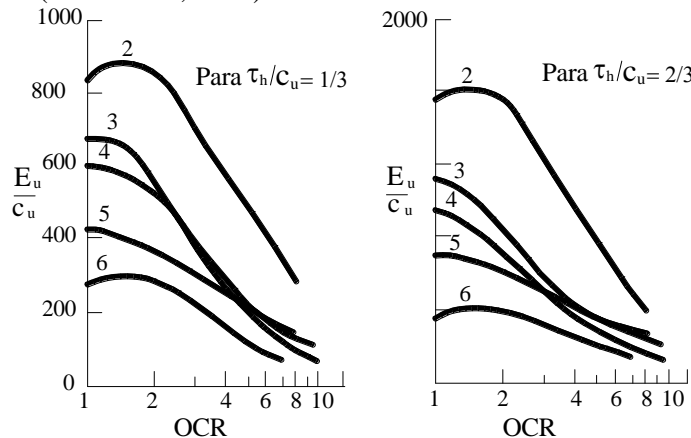


Figura 2.14. Módulo secante normalizado vs OCR (Ladd et al, 1977).

Las gráficas mostradas en las Figuras 2.15 y 2.16 son el resultado de varias investigaciones realizadas por Jamilkowski (1985), mediante ensayos de cámaras de calibración.

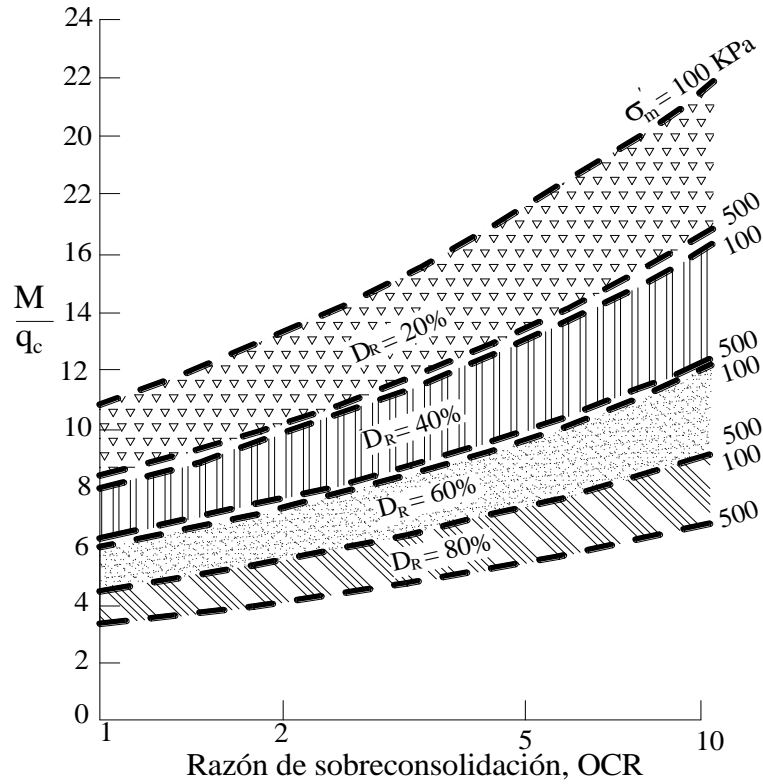


Figura 2.15. Gráfica de M vs. q_c . (Jamilkowski et al, 1988).

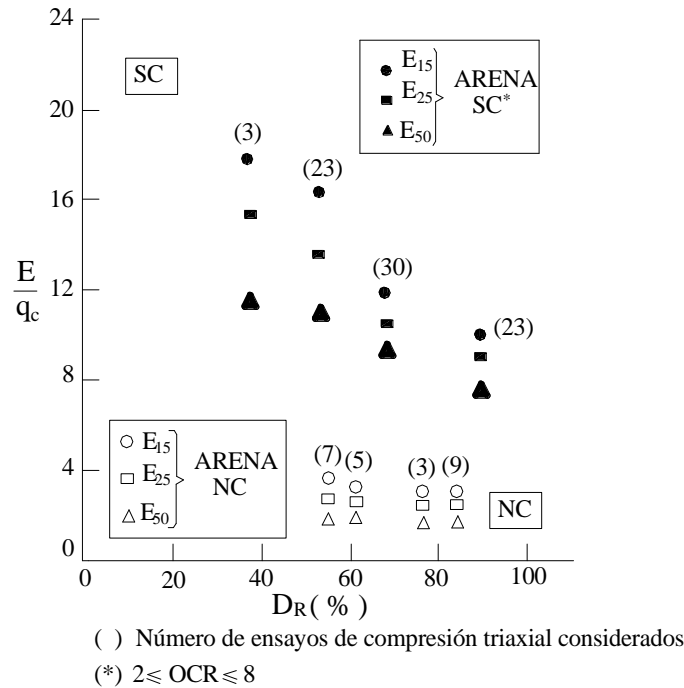


Figura 2.16. E vs. q_c (Jamilkowski et al, 1988).

Ambas gráficas muestran que las relaciones entre el módulo confinado M y q_c , es decir M/q_c y E_s/q_c producen valores más altos para arenas sobreconsolidadas que para arenas normalmente consolidadas. Por tanto, se puede concluir que es imposible estimar un valor adecuado de E_s sin conocer previamente la historia de esfuerzos del depósito.

Finalmente, el *CFEM* (1985) da la siguiente relación entre M y E_s .

$$M = \frac{E_s(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad [2.31]$$

Para suelos granulares drenados $\nu = \frac{1}{4}$ a $\frac{1}{3}$.

2 Asentamiento por consolidación primaria.

El asentamiento por consolidación primaria es el producido debido al cambio de volumen ocasionado por la expulsión del agua presente en los poros del suelo. Esta expulsión se debe a la transferencia de la carga, inicialmente absorbida por el exceso de presión de poros, a las partículas de suelo.

Cuando se estiman asentamientos de consolidación primaria se trabaja mayormente con suelos saturados o suelos muy próximos a esta situación. Es por esta razón que en la Figura 2.17, se visualiza al agua presente en los poros y a los poros mismos, es decir a los vacíos, como a un solo conjunto componente del suelo. Este conjunto aparece en las Figuras 2.17 (c) y 2.17 (d) con el nombre de Vacíos que en realidad representa al conjunto Agua + Vacíos.

En la Figura 2.17 (a) se observa la aplicación de un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$. El asentamiento correspondiente, producido por la expulsión de agua, es observado en la Figura 2.17 (b).

Por tanto, cuando se aplican cargas a fundaciones emplazadas en suelos cohesivos, tiende a producirse una deformación volumétrica. Para el caso de materiales saturados, que es el considerado cuando se determinan asentamientos por consolidación; inmediatamente después de la aplicación de la carga se produce un incremento en la presión de poros, siendo la consolidación el proceso por el cual existe una reducción de volumen, Fig. 2.17 (c) y 2.17 (d). Esta reducción se debe a la expulsión del agua presente en los poros; es decir, se debe a la disipación del exceso de presión de poros, y va acompañada a su vez del consiguiente incremento de esfuerzos efectivos.

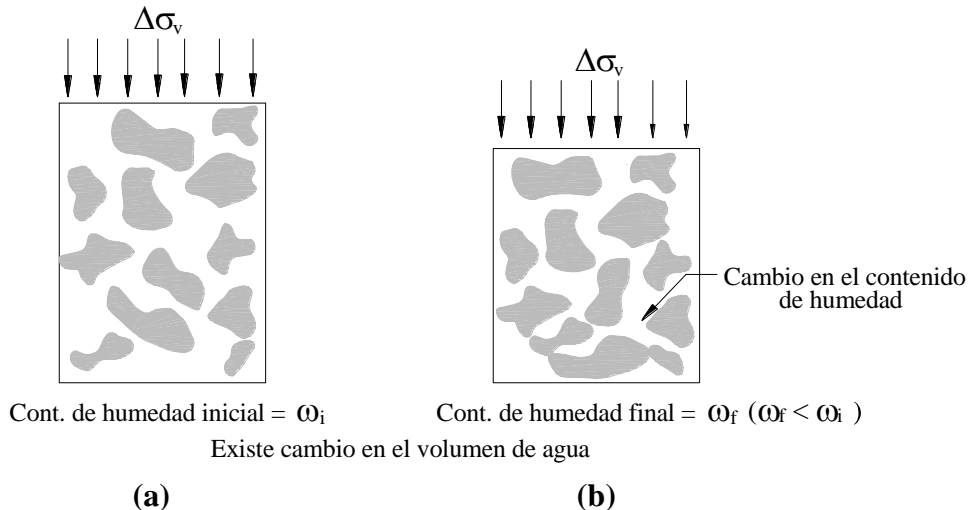


Figura 2.17. Asentamiento por consolidación primaria.

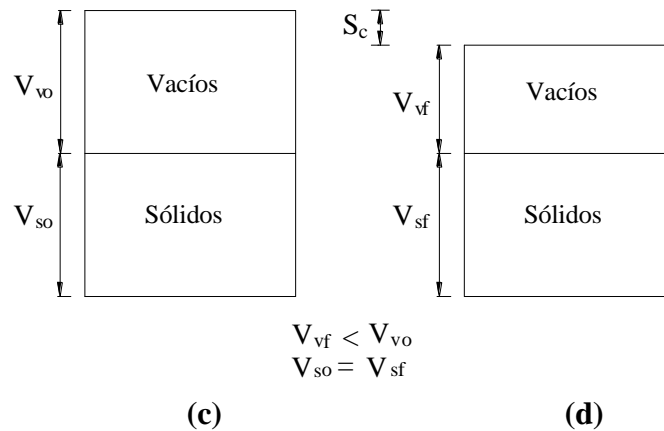


Figura 2.17 (Continuación). Asentamiento por consolidación primaria.

Luego, tanto el análisis de deformaciones volumétricas como el de los consiguientes asentamientos, es simplificado si se considera que las deformaciones se producen sólo verticalmente. Esta suposición es razonable cuando la geometría y las condiciones de borde en campo son tales que existe un dominio de deformaciones verticales, es decir, existen condiciones de carga y deformación unidimensionales.

En términos prácticos, Holtz (1991) considera que esta condición ocurre cuando, las dimensiones del área cargada son grandes respecto al espesor del estrato compresible, o cuando el estrato compresible se encuentra entre dos estratos rígidos de suelo, cuya presencia tiende a reducir las deformaciones horizontales.

Por tanto, debe quedar claro, que todos los cálculos y procedimientos desarrollados en este capítulo se realizan considerando que se produce un proceso de consolidación unidimensional.

2.1 Relación de esfuerzos de campo-laboratorio.

Todos los tipos de suelo son una clara representación del comportamiento elasto-plástico que presentan éstos bajo una cierta condición de carga. Para entender de manera más clara este comportamiento se considera el elemento de suelo *A* mostrado en la Figura 2.18.

En la Figura 2.18(a) el elemento *A* ha sido recientemente depositado; es decir para $t = 0$ la parte *A* del suelo se encuentra sobre la superficie de terreno natural, hecho que es representado por el punto 1 de la gráfica, Fig. 2.18 (e). En esta situación se tiene un valor de esfuerzos efectivos bajo y un índice de vacíos relativamente alto. Posteriormente a esto, Fig. 2.18(b), para $t = 1$ se deposita progresivamente una capa de suelo de 10 m de altura llegando el elemento *A* ha encontrarse enterrado; ocurre entonces un incremento en los esfuerzos efectivos y una disminución en el índice de vacíos. Esta etapa se halla representada por el punto 2 en la Figura 2.18 (e); siendo esta una etapa en la cual ocurren deformaciones tanto elásticas como plásticas.

Luego en $t = 2$, Fig. 2.18(c), se erosionan 8 m de este material. Este proceso remueve una parte del esfuerzo de sobrecarga del elemento, es decir produce una disminución de los esfuerzos efectivos, y produce una ligera expansión en la muestra. Esta situación está representada por el punto 3 de la Figura 2.18 (e). La expansión refleja también la parte elástica de la compresión que ocurrió naturalmente en el terreno. Aunque, existe una parte elástica de la compresión total; la mayor parte de la compresión es plástica; es decir

permanente, ya que la curva de expansión 2-3 no alcanza el índice de vacíos inicial del punto 1 debido a que su pendiente es mucho menos empinada que la de la curva 1-2.

Finalmente, para $t = 3$, Fig. 2.18(d), se produce una nueva deposición de una capa de suelo de 15 m de altura. Para esta situación al ser la muestra sometida nuevamente a un incremento de carga, se da lugar a la curva 3-4 que es mostrada en la Figura 2.18 (e). La porción de curva inicial, curva 3-4, es la curva de recarga del suelo. Esta curva es casi paralela a la curva 1-2 y refleja solamente la parte elástica de la compresión.

Luego, mientras el esfuerzo efectivo sea menor al esfuerzo efectivo pasado máximo no ocurrirá ninguna deformación plástica. Sin embargo, cuando el punto 2 de la curva es alcanzado, el esfuerzo efectivo pasado máximo ha sido sobrepasado y la pendiente cambia repentinamente como signo de que las deformaciones plásticas han comenzado a producirse. La curva 2-5 es la curva denominada como la curva virgen de compresión, mientras que la curva completa observada se denomina curva de consolidación de campo.

Cabe recalcar, que en todos los casos el nivel de agua permanece en el nivel inicial del terreno natural.

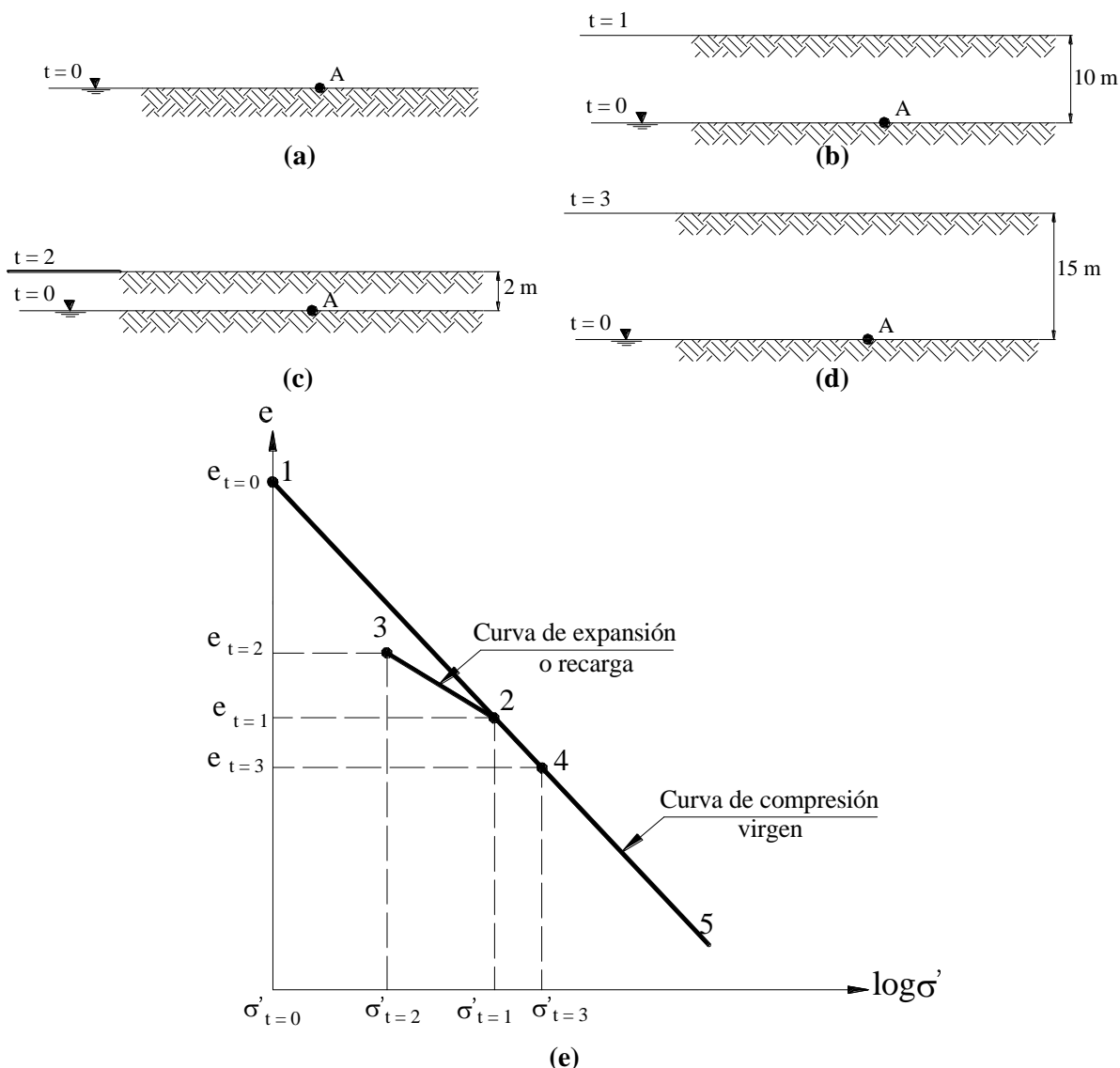


Figura 2.18. Historia de consolidación de un elemento de suelo.

Por tanto, se puede concluir, que el suelo se comporta de una manera cuando el esfuerzo efectivo es menor al esfuerzo efectivo pasado máximo y de otra muy distinta cuando este esfuerzo máximo ha sido sobrepasado.

El esfuerzo efectivo pasado máximo se denomina presión de preconsolidación σ'_c y se define como el esfuerzo o presión pasada máxima a la que el suelo ha sido sometido. Esta presión es considerada como el esfuerzo de fluencia del suelo.

Cuando se analiza el proceso de consolidación, es necesario, realizar la diferenciación entre dos condiciones básicas que son el resultado de la comparación entre la presión de preconsolidación σ'_c y el esfuerzo efectivo inicial σ'_o . Estas condiciones son:

- **Condición normalmente consolidada (NC).**- Esta condición se presenta cuando el valor de σ'_c es igual al valor de σ'_o . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es el esfuerzo efectivo máximo al que el suelo ha sido sometido en toda su historia geológica.
- **Condición sobreconsolidada (SC).** Esta condición se presenta cuando el valor de σ'_o es menor al valor de σ'_c . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es menor al esfuerzo efectivo máximo pasado.

El cálculo del asentamiento por consolidación, se determina en función al cambio del índice de vacíos que se produce en el suelo para una condición de carga dada. Por ejemplo, para la situación observada en la Figura 2.18, el cambio de volumen producido en el suelo en el tiempo transcurrido de $t = 2$ a $t = 3$, es igual al asentamiento resultante en este lapso de tiempo; que en realidad no es más que una función del cambio del índice de vacíos ocurrido en este lapso de tiempo. La función del índice de vacíos utilizada para la determinación del asentamiento hace también uso del índice de compresión, C_c y del índice de recompresión, C_r , que son iguales a las pendientes de la curvas de compresión virgen y de expansión respectivamente.

Sin embargo, la curva observada en la Figura 2.18 no es obtenida de manera directa a partir del ensayo de consolidación. Para su obtención, es necesaria la realización de una serie de construcciones hechas a partir de las gráficas obtenidas luego de la conclusión del ensayo. Es importante notar, que a partir del ensayo de consolidación se obtiene la curva de consolidación de laboratorio y a partir de esta la curva virgen de compresión de laboratorio.

Las Figuras 2.19 y 2.20 presentan dos tipos de curvas obtenidas a partir del ensayo de consolidación. La Figura 2.19 corresponde a la relación existente entre el índice de vacíos y el esfuerzo efectivo, mientras que la Figura 2.20 corresponde a la relación entre la deformación y el logaritmo del esfuerzo efectivo. A partir de la primera se obtiene el valor del coeficiente de compresibilidad a_v que es la pendiente de la curva hallada entre los puntos en consideración; mientras que a partir de la curva de la Figura 2.20 es posible obtener el índice de compresión modificado, llamado también a veces razón de compresión, que es igual a la pendiente de la curva de compresión virgen de laboratorio.

El índice de compresión modificado está relacionado al índice de compresión mediante la siguiente ecuación:

$$C_{ce} = \frac{C_c}{1 + e_o}$$

La manera de hallar estas curvas, así como la determinación de todos los índices, es realizada a partir de los resultados obtenidos del ensayo de consolidación. El procedimiento del ensayo juntamente con las expresiones para el cálculo de estos índices son desarrollados a continuación.

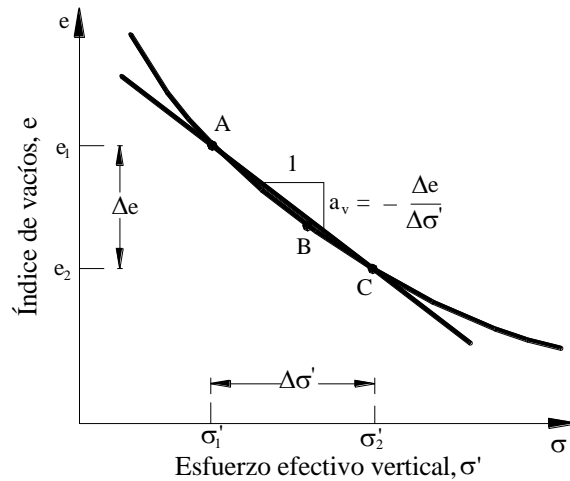


Figura 2.19. Curva de compresión de laboratorio del índice de vacíos e vs. esfuerzo efectivo vertical σ'_v .

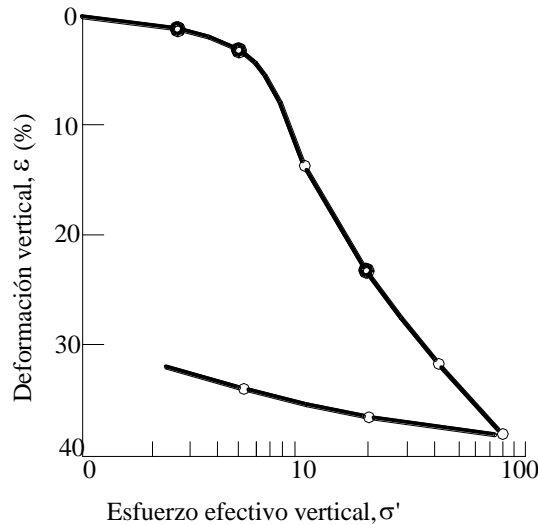


Figura 2.20. Datos de consolidación presentados en una gráfica de deformación vertical $\varepsilon(\%)$ vs. esfuerzo efectivo vertical σ'_v .

2.2. Ensayo de consolidación.

Con el fin de determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, es decir la relación entre σ'_v y ε_z ; Terzaghi (1925) sugirió el procedimiento para realizar el ensayo de consolidación unidimensional especificado según Norma ASTM D-2435. Este es llevado a cabo en un consolidómetro llamado también odómetro.

Las principales suposiciones para la realización de este ensayo son las siguientes:

- Suelo saturado y homogéneo.
- Las partículas de suelo y agua son incompresibles.
- Se considera flujo de agua vertical.
- La ley de Darcy es válida.
- Las deformaciones son pequeñas.

Preparación de las muestras.

Los ensayos de consolidación deben ser desarrollados en muestras inalteradas de alta calidad; que traten de reflejar con la mayor precisión posible las propiedades que presenta el suelo en campo. El obtener este tipo de muestras es medianamente posible cuando se trabaja con arcillas blandas a medias; por tanto, los resultados obtenidos cuando se ensaya este tipo de suelos suelen ser confiables.

Por otra parte, es también importante conservar en la muestra, las condiciones que se presentaban en el terreno, es decir, mantener el contenido de humedad de la muestra durante su almacenamiento para el posterior traslado al laboratorio, y durante el preparado de la muestra en el mismo.

A continuación, la Figura 2.21 muestra un diagrama esquemático de un consolidómetro. La muestra de suelo que se observa, tiene la forma de un disco (i.e. 63.5 mm de diámetro por 25.4 mm de espesor); y es cortada a partir de la muestra inalterada extraída de campo, para luego ser colocada dentro el anillo metálico. El propósito de este anillo es mantener en *cero* la deformación horizontal, garantizando así que la consolidación sea unidimensional.

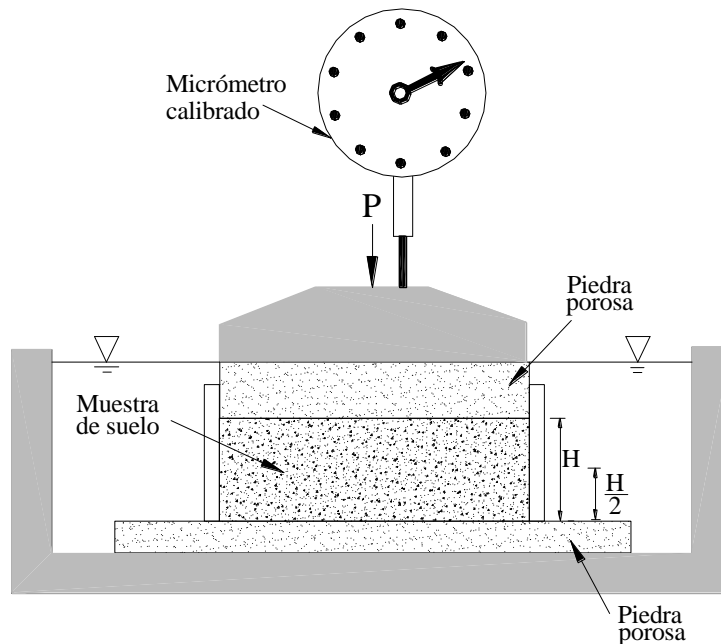


Figura 2.21. Sección transversal del consolidómetro.

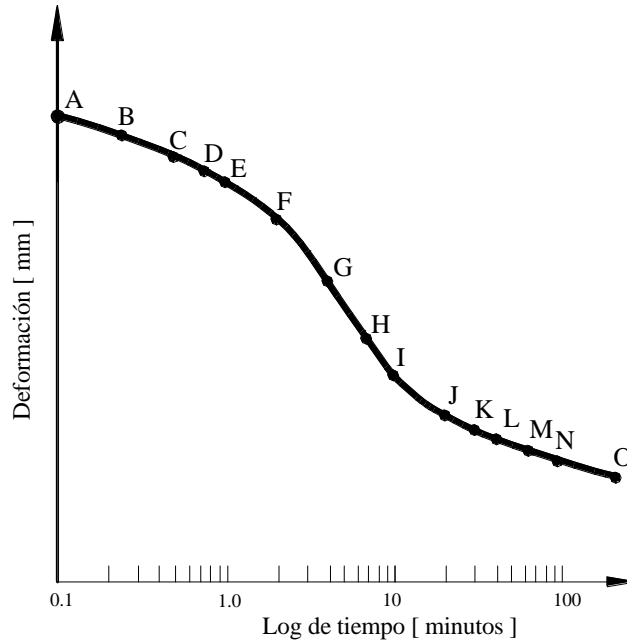
Procedimiento del ensayo.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

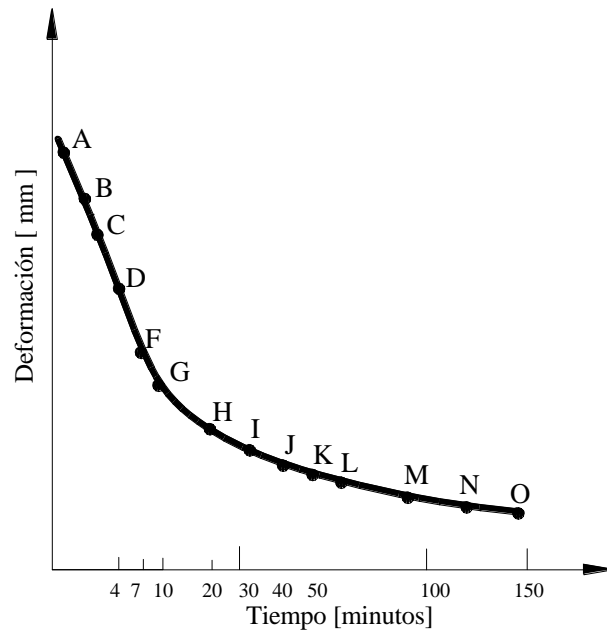
1. Ensamblar el consolidómetro con la muestra evitando cualquier cambio en el contenido de humedad de ésta. Instalada la muestra en el anillo, colocar dos piedras porosas: una en la parte superior y la otra en el fondo de la muestra. Estas piedras sirven para facilitar el drenaje del agua de los poros ya sea por la cara superior o por la cara inferior; además tienen la característica de ser lo suficientemente duras para soportar la carga sin romperse y lo suficientemente porosas para permitir el paso libre del agua a través de ellas.

2. Acomodar el consolidómetro en el aparato de carga y aplicar una carga base de 5 kPa. Inmediatamente ajustar el deformímetro a la lectura de deformación cero, d_o . Si la muestra tiende a expandirse adicionar carga hasta controlar la expansión.
3. Si la muestra se encuentra saturada (e.g. obtenida por debajo del nivel freático) tomar la previsión de inundarla luego de aplicar la carga base. Luego de la inundación si la muestra se expande, incrementar la carga hasta controlar la expansión. Se debe registrar la carga necesaria para controlar la expansión y la lectura de deformación resultante. Por el contrario, si es que la inundación de la muestra es realizada para simular condiciones específicas, como en la mayoría de los casos, entonces esta debe producirse a una presión que es lo suficientemente grande como para prevenir la expansión.
4. Someter la muestra a incrementos constantes de carga. Si se requiere la pendiente y la forma de la curva virgen de consolidación o la presión de preconsolidación, la presión final alcanzada debe ser mayor o igual que 4 veces el valor de la presión de preconsolidación. La descarga debe abarcar por lo menos dos decrementos de presión.
5. La secuencia de carga estándar comprende una relación de incremento de carga de 1, obtenida a través de la duplicación de cargas, debiéndose obtener valores aproximados a 12, 25, 50, 100, 200, etc. kPa. La descarga debe ser realizada descargando hasta alcanzar una carga que guarde una relación de $\frac{1}{4}$ con la carga actuante.
6. Antes de cada incremento de carga se debe registrar el cambio de altura, d_f , de la muestra. Dos son los métodos alternativos para especificar las secuencias de lectura de tiempo y la permanencia mínima de cada incremento de carga. La última varía según se siga el método *A* o el método *B*; ambos especificados en la norma.
 Para el método *A*, la duración del intervalo de tiempo en el que se mantiene la carga constante es de 24 horas. En este método, se debe registrar la altura o cambio en la altura d a intervalos de aproximadamente 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 min., y 1, 2, 4, 8 y 24 h después de que el incremento de carga haya sido aplicado. Se debe realizar al menos dos incrementos de carga, incluyendo al menos uno después de que la presión de preconsolidación haya sido excedida.
 Para el método *B* la duración del intervalo de tiempo en el que se mantiene el incremento de carga constante, es la requerida para que el proceso de consolidación primaria haya sido completado, es decir, tiene una duración tal que al realizar la gráfica de d vs. t , sea posible determinar el tiempo correspondiente al 100 % de consolidación. Las lecturas de altura o cambio de altura d son registrados a los mismos intervalos de tiempo que en el método *A*. Las Figuras 2.22 (a) y 2.22 (b), presentan las gráficas de *deformación vs. tiempo* obtenidas a partir del ensayo de consolidación.
7. Para minimizar la expansión durante el desmontaje de la muestra, aplicar la carga base (i.e. 5 kPa). Una vez que los cambios de altura hayan cesado (usualmente se debe esperar una noche), quitar la carga base y desmontar rápidamente el aparato. Remover la muestra y el anillo del consolidómetro y secar el agua libre presente en la muestra y el anillo. Determinar la masa de la muestra en el anillo, y quitar la masa del anillo para obtener la masa húmeda final, M_{Tf} .
8. Secar la muestra más el anillo en el horno hasta obtener un peso constante, determinar la masa de la muestra seca, M_d , y calcular el contenido de humedad final, w_f .

Concluido el ensayo, es posible realizar las gráficas observadas en las Figuras 2.22 (a) y 2.22 (b). Los puntos observados en ambas figuras son el resultado de la medición de la deformación, a diferentes intervalos de tiempo, producida por la aplicación del correspondiente incremento de carga. Estas gráficas observadas son simplemente dos maneras distintas de presentar los resultados; la primera plotea la gráfica en un papel semilogarítmico, mientras que la segunda plotea esta misma gráfica en un papel aritmético.



(a)



(b)

Figura 2.22. Curvas de deformación vs. tiempo obtenidas a partir del ensayo de consolidación (a) Papel semi-logarítmico (b) Papel aritmético.

Para comprender de manera más clara el proceso mismo de consolidación, se debe notar que este se halla muy relacionado a la variación del exceso de presión de poros y por tanto, a la variación de esfuerzos efectivos ($\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \Delta u$), siendo estos últimos los que producen el asentamiento en el suelo.

Para este ensayo, el exceso de presión de poros de agua drena del suelo a través de las piedras porosas, siendo el agua expulsada una medida del cambio en el volumen del suelo, ocasionado por la aplicación de la carga.

Por tanto, cuando una carga es aplicada de manera instantánea a un suelo saturado, todo el esfuerzo aplicado es soportado inicialmente por el agua de los poros, produciéndose un exceso de presión de poros inicial. Luego, para $t = 0$, $\Delta u_o = \Delta\sigma_v$, siendo el cambio en los esfuerzos efectivos igual a cero $\Delta\sigma'_v = 0$.

Posteriormente, si se permite el drenaje, el exceso inicial de presión de poros disminuye con el tiempo, mientras que el asentamiento se incrementa con el tiempo, es decir, $\Delta u(t) < \Delta u_o$ y $\Delta H > 0$. El cambio en los esfuerzos efectivos es $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - \Delta u(t)$.

De esta etapa puede observarse que el exceso de presión de poros en la cara superior e inferior de la muestra es cero, debido a que ambas caras se encuentran junto a las piedras porosas. Sin embargo, la disminución del exceso de presión de poros, en $H/2$ de la muestra, es la más baja, debido a que las partículas de agua que se encuentran en esta posición deben realizar el recorrido más largo que existe en el sistema.

Por tanto, la variación del asentamiento S con el tiempo t no es lineal, consiguientemente, la mayoría del asentamiento ocurrirá poco tiempo después de aplicada la carga, debido a que en este tiempo existe un mayor exceso de presión de poros que en tiempos posteriores.

Finalmente, cuando $t \rightarrow \infty$, es decir, cuando ha pasado un tiempo considerable después de la aplicación de la carga (24 horas para el método A), tanto el cambio de volumen como el cambio en el exceso de presión de poros son aproximadamente cero. Esto es, $\Delta V \rightarrow 0$ y $\Delta u_o \rightarrow 0$. Luego, el cambio en el esfuerzo efectivo es: $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v$, es decir, el incremento de carga inicial ha sido completamente transmitido a las partículas del suelo.

2.3 Determinación de la curva virgen de compresión de laboratorio.

Realizado el ensayo de consolidación, los resultados obtenidos a partir de este son utilizados para la determinación del asentamiento por consolidación. Esta es realizada a partir de la curva de consolidación de campo, Fig. 2.18. Esta curva es obtenida a partir de la curva virgen de compresión de laboratorio, cuya obtención involucra los siguientes pasos:

1. Para un incremento de carga dado, una vez que se ha completado la consolidación, la deformación vertical ε_z obtenida a partir del ensayo de consolidación, está dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_z = \frac{\text{cambio en la lectura inicial del micrómetro}}{\text{altura inicial de la muestra}} \quad [2.33]$$

De esta manera se consigue el primer punto $(\sigma'_v, \varepsilon_z)$ para la curva de consolidación de laboratorio. El valor de σ'_v es igual al valor del incremento de carga aplicado.

2. Para los sucesivos incrementos de carga aplicados sobre la muestra, debe medirse nuevamente la deformación vertical de la muestra; obteniéndose de esta manera el

segundo y los sucesivos puntos de la curva de ε_z vs. σ_v' . Este proceso debe continuar hasta haber obtenido los puntos necesarios para graficar la curva virgen de compresión de laboratorio.

La curva virgen de compresión de laboratorio puede ser presentada de dos maneras: la primera es una curva de *deformación vs. esfuerzo efectivo vertical* graficada en escala aritmética y la segunda es una gráfica muy similar a la primera, excepto sino porque los esfuerzos efectivos son presentados en escala logarítmica. Ambas gráficas son presentadas en la Figura 2.23.

A partir de las curvas observadas en la Figura 2.23, puede obtenerse mediante relaciones, la curva de *índice de vacíos e vs. Log esfuerzo efectivo vertical σ_v'* . En realidad, se debe recordar, que es a partir de esta curva que se obtiene la curva de consolidación de campo que es la utilizada para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria. Sin embargo, estas dos curvas son solamente dos maneras diferentes de expresar los mismos datos.

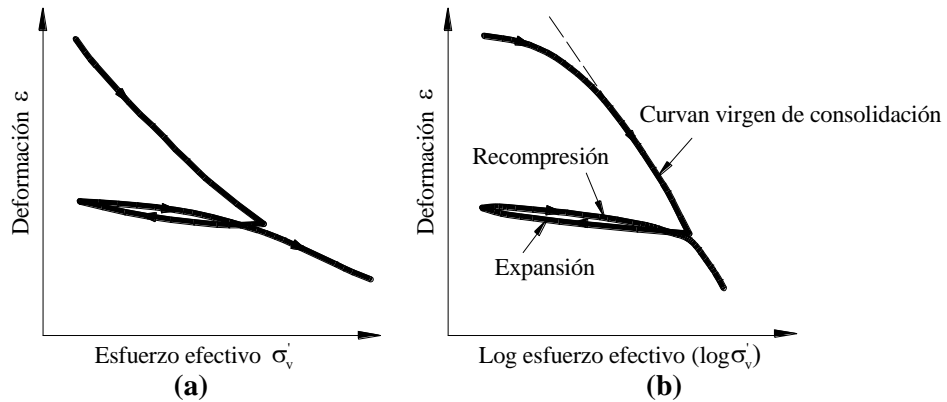


Figura 2.23. Curva *deformación vs. esfuerzo efectivo* (a) Papel aritmético (b) Papel semi-logarítmico.

A partir de la Figura 2.23, la deformación puede ser expresada en función del índice de vacíos, tomando en cuenta que cualquier cambio en el volumen del suelo, ΔV_v es igual a:

$$\Delta V_v = V_{vo} - V_{vf} \quad [2.34]$$

Y es producido por un cambio en el índice de vacíos Δe , que es igual a:

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} \quad [2.35]$$

A partir de las Figuras 2.17(c) y 2.17 (d) se tiene las siguientes relaciones:

$$e_o = \frac{V_{vo}}{V_s} \quad [2.36]$$

$$e = \frac{V_{vf}}{V_s} \quad [2.37]$$

Donde:

V_{vo} = Volumen de vacíos inicial

V_{vf} = Volumen de vacíos final

V_s = Volumen de sólidos, que es constante.

El volumen inicial del elemento V_o , según la Figura 2.17 (c), es igual a:

$$V_o = V_s + V_{vo} \quad [2.38]$$

Reemplazando [2.36] en [2.38] y simplificando, se tiene:

$$V_o = V_s(1 + e_o) \quad [2.39]$$

Donde:

$$e_o = \text{Índice de vacíos inicial.}$$

Reemplazando las ecuaciones [2.37], [2.36], [2.35], en la ecuación [2.34], se tiene:

$$\Delta e V_s = e_o V_s - e V_s$$

Luego, despejando el volumen de vacíos final, V_{vf} se tiene:

$$e V_s = e_o V_s - \Delta e V_s \quad [2.40]$$

Por definición la deformación unitaria de un elemento es:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta H}{H_o} \quad [2.41]$$

Multiplicando la ecuación anterior por el área del elemento en ambos miembros, se tiene:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta V_v}{V_o} \quad [2.42]$$

Donde:

$$\Delta V_v = \text{Cambio de volumen.}$$

$$V_o = \text{Volumen inicial del elemento.}$$

Reemplazando las ecuaciones [2.39] y [2.35] en la ecuación [2.42], se tiene:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta V_v}{V_o} = \frac{\Delta e V_s}{V_s(1 + e_o)} \quad [2.43]$$

Luego:

$$\Delta e = \varepsilon_z(1 + e_o) \quad [2.44]$$

Finalmente, el índice de vacíos final es igual al índice de vacíos inicial menos el cambio en el índice de vacíos:

$$e = e_o - \Delta e \quad [2.45]$$

Reemplazando la ecuación [2.44] en la ecuación [2.45], se tiene:

$$e = e_o - \varepsilon_z(1 + e_o) \quad [2.46]$$

El valor de e_o en la ecuación [2.46] puede ser obtenido a partir del contenido de humedad inicial de la muestra.

Luego de expresar las deformaciones resultantes de la realización del ensayo de consolidación, en función del índice de vacíos, los datos obtenidos, pueden ser graficados en un papel semi-logarítmico. La gráfica observada en la Figura 2.24 corresponde a los resultados obtenidos de la realización de un ensayo de consolidación. La curva virgen de compresión de laboratorio, y la curva de expansión son indicadas en la Figura 2.24.

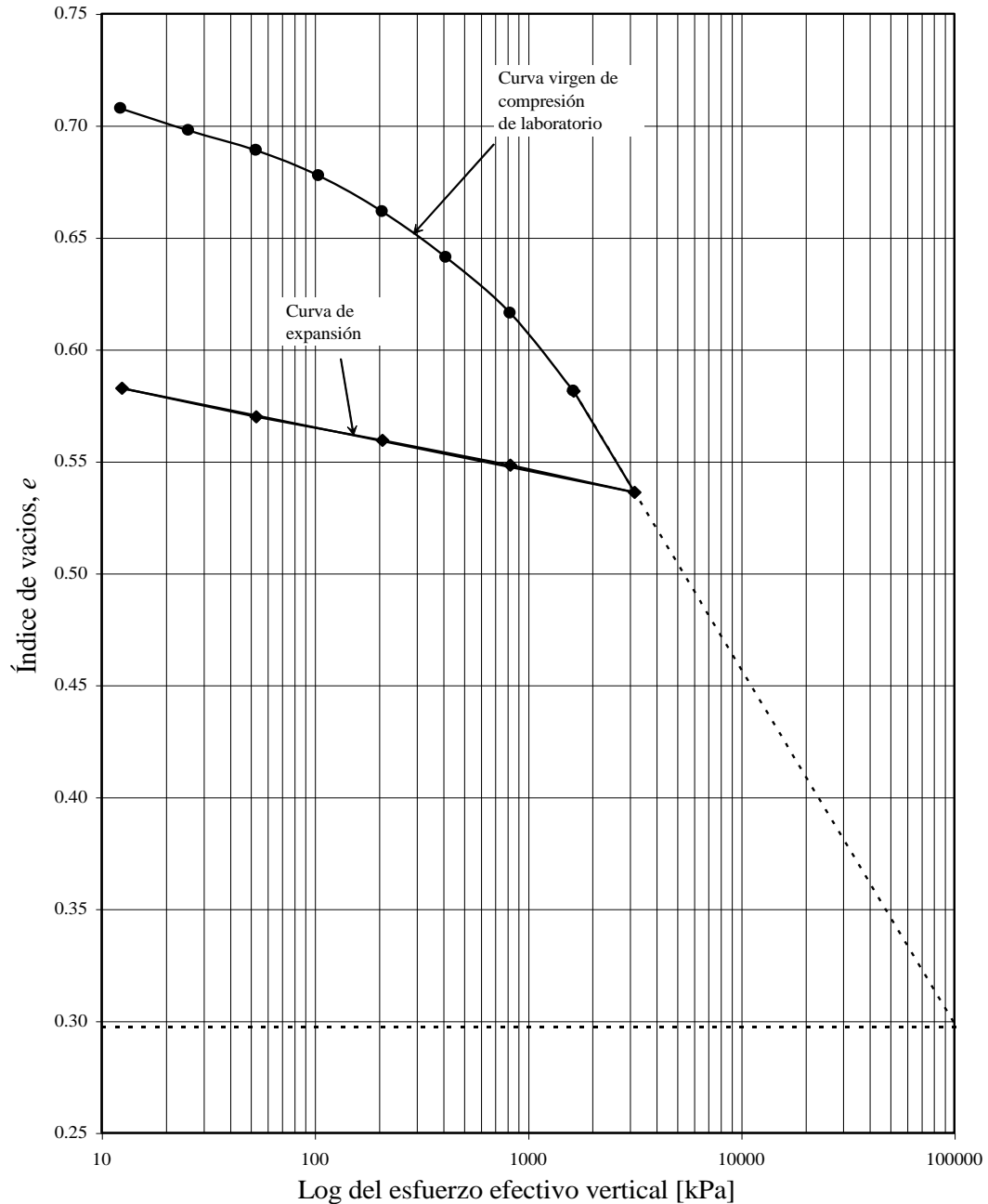


Figura 2.24. Resultados de un ensayo de consolidación realizado en laboratorio.

Finalmente Sridharan y Prakash (2001) afirman que no es posible realizar un número infinito de curvas de compresión variando solamente el contenido de humedad, más al contrario afirman que existen curvas de compresión limitantes, LCC, es decir, un límite superior y un límite inferior al interior de los cuales se encuentran todas las posibles curvas de compresión, no existiendo curvas más allá de ellos. Estas curvas límites se hallan definidas de la siguiente manera:

- La curva de e vs. $\log \sigma'_v$ obtenida para un suelo cuyo contenido de humedad inicial es el contenido de humedad límite de expansión libre del suelo, es la curva de compresión global de borde superior. El contenido de humedad límite de expansión

libre del suelo es el contenido sobre el cual las fuerzas eléctricas controlan el asentamiento y debajo del cual las fuerzas gravitacionales comienza a influir.

- La curva de e vs. $\log \sigma'$ obtenida para un suelo cuyo contenido de humedad inicial es el contenido de humedad límite de asentamiento del suelo representa la curva de estado de referencia, que a la vez puede ser considerada como la curva de borde superior para una muestra de suelo homogénea. El contenido de humedad límite de asentamiento del suelo, es el máximo contenido de humedad inicial de la suspensión suelo-agua para el cual el contenido de humedad final del sedimento formado es casi el mismo.
- La curva de e vs. $\log \sigma'$ obtenida después de que el suelo ha alcanzado el equilibrio bajo un ciclo de consolidación, puede ser considerada como la curva de compresión global de borde inferior.

2.4 Esfuerzo o presión de preconsolidación.

La presión o esfuerzo de preconsolidación σ'_c es el máximo esfuerzo efectivo o presión pasada máxima a la que el suelo ha sido sometido en su historia geológica. Esta presión es considerada como el esfuerzo de fluencia del suelo.

La presión de preconsolidación σ'_c es el punto en el cual la pendiente de la curva de consolidación cambia, es decir, el punto de transición. Este punto está representado por el punto 2 en la Figura 2.18. El esfuerzo de preconsolidación obtenido a partir del ensayo de consolidación representa solamente, las condiciones de esfuerzos del punto del que fue extraída la muestra.

Cuando se realiza el análisis del proceso de consolidación, es de vital importancia, el comparar el esfuerzo de preconsolidación σ'_c con el esfuerzo efectivo inicial σ'_o . El esfuerzo efectivo inicial se refiere al esfuerzo efectivo que se presenta en el terreno antes de aplicar la carga. Tanto σ'_c como σ'_o son calculados en la misma profundidad que es, por lo general, la profundidad de la que se extrae la muestra y para la cual se realiza el ensayo de consolidación.

Una vez que se ha determinado σ'_c y σ'_o ; se debe evaluar cual de estas dos condiciones se presenta en campo:

- **Condición normalmente consolidada (NC).** Esta condición se presenta cuando el valor de σ'_c es igual al valor de σ'_o . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es el esfuerzo efectivo máximo al que el suelo ha sido sometido en toda su historia geológica.
Sin embargo, en la práctica, las determinaciones de σ'_c y de σ'_o se encuentran sujetas a un cierto error debido tanto a la alteración de la muestra como a otros factores. Por tanto, según Coduto (1999), para que un suelo sea normalmente consolidado NC los valores de σ'_c y de σ'_o deben ser iguales dentro un rango admisible de $\pm 20\%$.
- **Condición sobreconsolidada (SC).** Esta condición se presenta cuando el valor de σ'_o es menor al valor de σ'_c . Esto significa que el esfuerzo efectivo presente es menor al esfuerzo efectivo máximo pasado; lo que implica que al haber sido el suelo consolidado a esfuerzos efectivos menores que el esfuerzo efectivo pasado máximo, este presentará asentamientos pequeños; debido principalmente a que este depósito de suelo ha estado permanentemente cargado a esfuerzos más altos que el presente.

Definidas las dos condiciones anteriores, el comportamiento del suelo se halla íntimamente relacionado a la carga impuesta sobre él a través de una estructura. Por tanto, si el esfuerzo efectivo inducido por la carga no sobrepasa al esfuerzo efectivo pasado máximo (Condición *SC*) los asentamientos producidos serán relativamente pequeños. En cambio, si el esfuerzo inducido sobrepasa el esfuerzo pasado máximo σ'_c (Condición *NC*) los asentamientos producidos serán permanentes.

De lo anterior, se deduce, que el esfuerzo de preconsolidación o esfuerzo efectivo pasado máximo define el límite elástico del comportamiento del suelo. Es así que, para condiciones sobreconsolidadas el suelo tiene un comportamiento elástico, mientras que para condiciones normalmente consolidadas el suelo adquiere un comportamiento elasto plástico.

Esta situación puede ser ilustrada a través de la Figura 2.25 en la que se observa que el segmento *AB* proveniente de la relación entre el índice de vacíos y el esfuerzo efectivo, no es lineal, Fig. 2.25(a), debido a que el asentamiento producido por un cierto incremento de carga lleva al suelo a un estado más denso de su estado inicial, disminuyendo por consiguiente la permeabilidad. Este segmento graficado en un papel semi-logarítmico debería presentarse como una línea recta, Fig. 2.25(b).

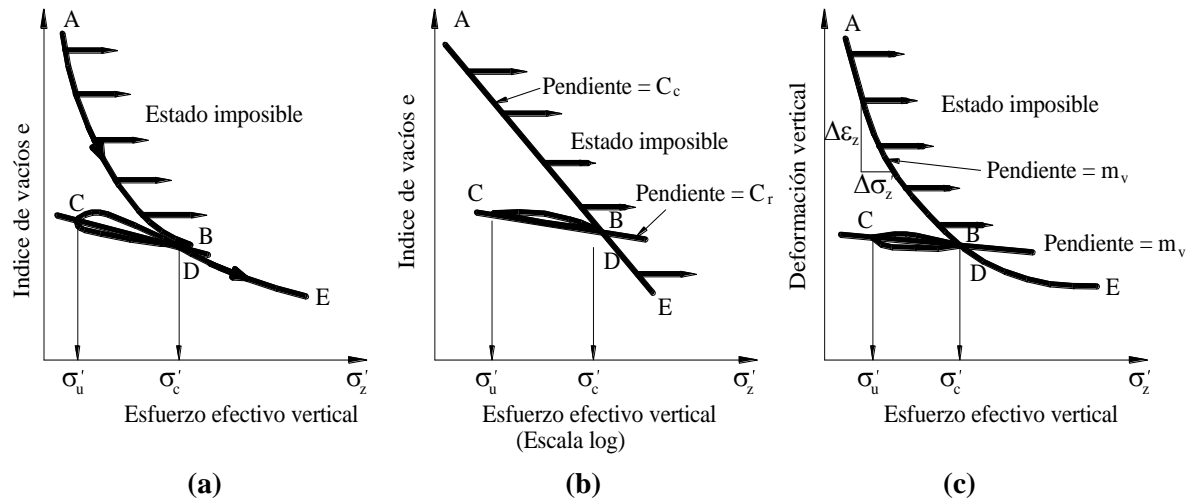


Figura 2.25. Tres maneras de presentar las gráficas a partir de los datos de asentamiento por consolidación de un suelo (Budhu, 2000).

En la gráfica, para un cierto valor de esfuerzo efectivo vertical σ'_c , el suelo es descargado mediante la aplicación de decrementos de carga. Cada decremento de carga se lleva a cabo, después de que el suelo haya alcanzado el equilibrio luego de la aplicación del decremento anterior. En cada incremento de descarga el índice de vacíos aumenta, pero no en la misma magnitud en la que disminuyó cuando una carga semejante fue aplicada anteriormente.

Luego, se asume que el proceso de descarga culmina en σ'_u . Por tanto, una vez alcanzado σ'_u se empieza a continuación el proceso de recarga. La trayectoria de recarga *CD* es convexa comparada con la trayectoria de descarga *BC*. Las pendientes promedio de ambas trayectorias son ligeramente diferentes en la mayoría de los suelos, por tanto, se puede asumir una pendiente promedio *BC* para la línea que representará tanto a la trayectoria de descarga como a la de recarga.

La trayectoria BC representa la respuesta elástica del suelo, mientras que la trayectoria AB representa la respuesta elasto-plástica del suelo.

Como consecuencia de esto, las cargas que ocasionen que el suelo siga la trayectoria AB producirán asentamientos que tienen componentes tanto elásticas como plásticas, mientras que las cargas que ocasionen que el suelo siga la trayectoria BC producirán asentamientos elásticos de pequeña magnitud.

Finalmente, se define a la **razón de sobreconsolidación OCR** , de un suelo o depósito como la relación existente entre el esfuerzo efectivo pasado máximo y el esfuerzo efectivo presente. Esta razón proporciona una idea de la historia de esfuerzos del suelo y es representada por la ecuación [2.47].

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \quad [2.47]$$

Donde:

OCR = Razón de sobreconsolidación.

Si $OCR = 1$ el suelo es normalmente consolidado (NC).

Definida la presión de preconsolidación, y conocidos los estados de consolidación en campo, a continuación se desarrollan los procedimientos existentes para la corrección de la curva, que debe ser realizada con el objeto de compensar la alteración producida en el suelo durante el muestreo.

Estos métodos ayudan a ajustar las curvas obtenidas de ensayos de consolidación en laboratorio, con el propósito de obtener curvas similares a las observadas en la Figura 2.18.

Ellos fueron desarrollados por Casagrande (1936) y Schmertmann (1955) y fueron realizados al comienzo para arcillas blandas. A pesar del paso del tiempo, es aún ahora muy difícil ampliar su aplicación a suelos rígidos.

2.4.1 Determinación de la presión de preconsolidación.

Procedimiento de Casagrande.

El esfuerzo de preconsolidación σ'_c es determinado a partir de los datos del ensayo de consolidación realizado en laboratorio. Los pasos a seguir son los siguientes, Fig. 2.26:

1. Identificar el punto A en la curva de consolidación de laboratorio. Este es el punto que tiene el menor radio de curvatura.
2. Dibujar una línea horizontal a partir del punto A .
3. Dibujar una línea tangente a la curva de consolidación que pase por el punto A .
4. Bisectar el ángulo formado por las líneas dibujadas en los pasos 2 y 3 (línea horizontal y línea tangente).
5. Extender la porción recta de la curva virgen hasta que esta intersecte a la bisectriz del ángulo. El punto de intersección se identifica como punto B , siendo la abscisa de este punto la presión de preconsolidación σ'_c .

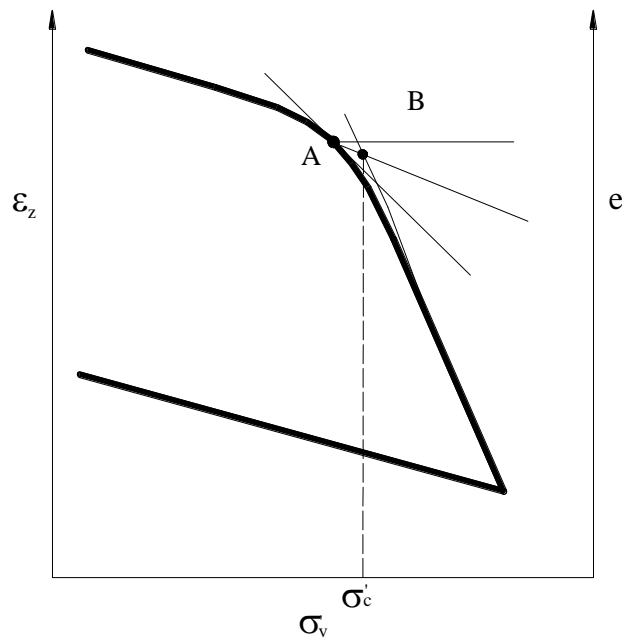


Figura 2.26. Método de Casagrande para encontrar la presión de consolidación σ'_c .

Procedimiento Log-Log.

Este es un método alternativo que resulta ser muy útil sobre todo cuando la gráfica de e o ε vs. $\log \sigma'_v$ no tiene un punto de transición claramente definido. Este método fue propuesto por José et al. (1989) y Sridharan et al. (1991). El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Recopilar los datos de deformación vertical ε y de esfuerzo vertical efectivo σ'_v obtenidos a partir del ensayo de consolidación realizado en laboratorio. Expresar los valores de deformación vertical en función de índice de vacíos.
2. Mediante un graficador computacional, construir un papel con cuatro ciclos logarítmicos en el eje de las abscisas.
3. Haciendo uso del mismo graficador en caso de ser posible, o, caso contrario de manera manual, construir un ciclo logarítmico en el eje de las ordenadas. El propósito es obtener un papel similar al observado en la Figura 2.27.
4. Dibujar la gráfica de $\log e$ vs. $\log \sigma'_v$, y graficar las líneas rectas que mejor se ajusten a las porciones curvas que se encuentren antes y después del punto de transición, del mismo modo que se observa en la Figura 2.27. El punto de intersección de ambas líneas corresponde al valor de la presión de preconsolidación.

Los autores de este procedimiento afirman que este método produce muy buenas aproximaciones para el caso de muestras de laboratorio remoldeadas. Por otro lado, Bowles (1996) aconseja el uso de este método, debido a que el método de Casagrande presenta por lo general valores de esfuerzos de preconsolidación relativamente bajos. El mismo Bowles afirma también que los resultados obtenidos por este método son una buena aproximación al valor promedio obtenido de la realización de otros métodos existentes.

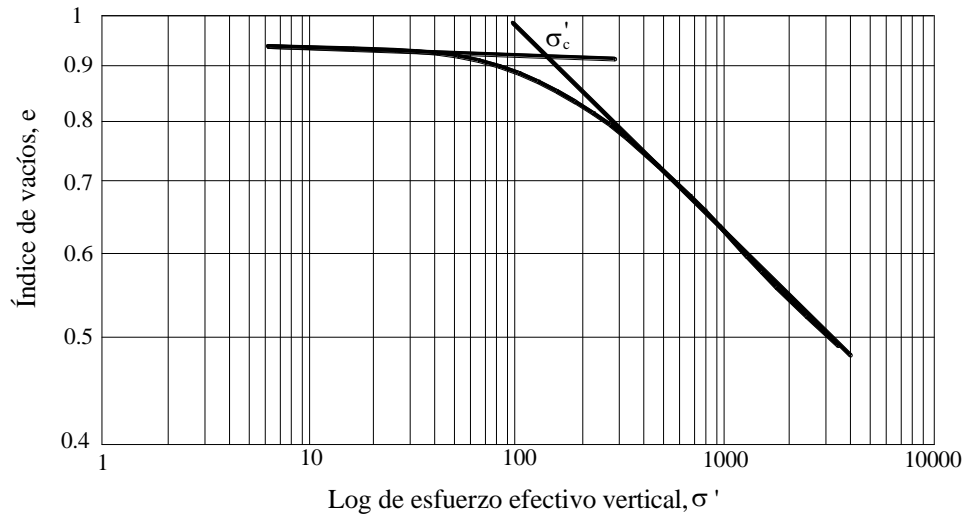


Figura 2.27. Método log-log para estimar la presión de preconsolidación (Después de Sridharan et al., 1991).

Finalmente, se puede observar que, este método resulta ser muy sencillo siempre y cuando uno ya disponga del papel requerido para su realización.

2.5 Obtención de la curva de consolidación de campo.

Como se puede observar, la curva virgen de compresión de laboratorio, Fig. 2.24, tiene una forma distinta a la curva de consolidación de campo, a partir de la cual se realiza el cálculo de asentamientos, Fig. 2.18.

La diferencia entre las gráficas obtenidas en la Figura 2.18 y 2.24 se debe a que los resultados del ensayo de consolidación son muy sensibles al grado de alteración de la muestra, Fig. 2.28.

Según Whitlow (1994), la alteración de las muestras es el resultado de una combinación de varios factores que se enuncian a continuación:

- Por efectos del muestreador (los tipos de muestreadores son observados en el Capítulo 8):
 - a) Alivio de esfuerzos debido a la eliminación de esfuerzo de sobrecarga.
 - b) Deformación al cortante bajo el tubo o pistón.
 - c) Cambio en el contenido de humedad durante el muestreo: disminución debido a la presión al hincar, aumento debido a succión o extracción.
 - d) Esfuerzo cortante interno vertical en el suelo cerca de la cara interna del tubo.
 - e) Disgregación a lo largo de los lados de la muestra.
 - f) Cambios de densidad: aumento debido a la presión de hincamiento, disminuciones debidas a expansión lateral en la holgura del diámetro.
- Por efectos de transporte y almacenamiento:
 - a) Sellado defectuoso que produce cambios en el contenido de humedad.
 - b) Daños mecánicos por vibración o choque.
 - c) Traslación lateral y vertical de la humedad.
 - d) Oxidación e intercambio iónico de los tubos de acero.
 - e) Cristalización de sales u otras sustancias solubles del agua subterránea.

- Durante la preparación de la muestra:
 - a) Variaciones de la densidad y el contenido de humedad debidas a la extrusión del tubo de la muestra.
 - b) Daños por pellizcamiento o desintegración de las caras de drenaje que afectan al flujo en la frontera; con frecuencia se afectan más o menos 2 mm de espesor de la muestra.
 - c) Contracción o expansión prematura.

Es así que, para la mayoría de depósitos de suelos cohesivos, las alteraciones en la muestra producen una relación esfuerzo-deformación en laboratorio que es diferente a la que se produce en campo. Por tanto, muestras de muy alta calidad producirán resultados muy distintos a los obtenidos en muestras de baja calidad.

La calidad de la curva obtenida tiene mucha importancia en la obtención de la presión de preconsolidación, ya que esta se hace muy difícil sobre todo en muestras de baja calidad, debido a que a medida que el grado de alteración de la muestra ensayada aumenta, la curva obtenida de laboratorio será aún más redondeada.

Por tanto, dependiendo la calidad de la muestra, será posible distinguir con mayor o menor claridad el punto de transición de la curva que representa la presión de preconsolidación.

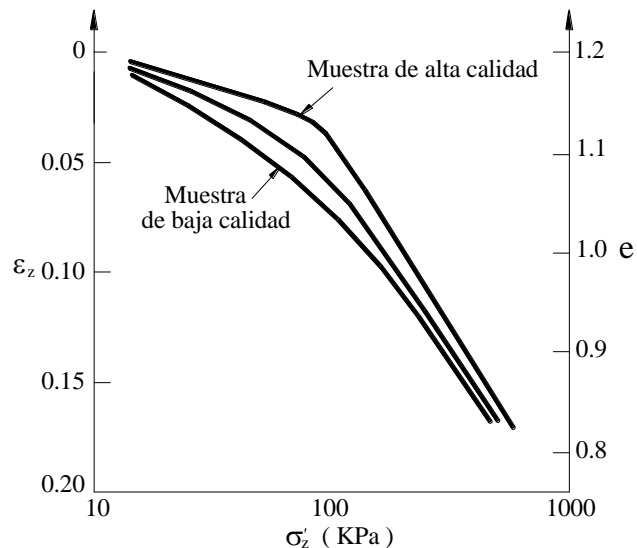


Figura 2.28. Efecto de la alteración de la muestra en los resultados obtenidos a partir del ensayo de consolidación.

Procedimiento de Schmertmann (1955).

Con el objeto de poder reconstruir la curva de consolidación de campo, Schmertmann (1955) desarrolló un procedimiento que toma en cuenta el efecto de alteración de las muestras, que influye también a las pendientes de las curvas.

En la Figura 2.29, se observa la reconstrucción de la curva de consolidación en campo por medio del método de Schmertmann. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Extender la porción recta de la curva virgen de laboratorio hacia abajo, hasta que ésta intersecte a la abscisa de un índice de vacíos de aproximadamente $0.42e_0$ (Este es el

índice de vacíos mínimo aproximado en la mayoría de los suelos reales). El punto de intersección está representado por el punto E de la Figura 2.29.

2. Obtener de alguna manera, el índice de vacíos inicial del suelo, e_o . El valor del índice de vacíos de la muestra remoldeada suele ser muy alto, por tanto, es posible obtener una buena aproximación del valor de e_o , a partir de $e_o = G_s \omega$. Esta estimación asume que suelo in situ se encuentra saturado.
3. Determinar el esfuerzo efectivo inicial σ'_o , para la profundidad a la que fue extraída la muestra. Este esfuerzo efectivo inicial se refiere al esfuerzo efectivo que se presenta en el terreno antes de aplicar la carga.
4. Graficar el punto de intersección de σ'_o y e_o , punto C de la Figura 2.29. Trazar por C, una línea recta paralela a la curva de expansión.
5. Graficar el valor de la presión de preconsolidación, σ'_c , en el eje de las abscisas.
6. Trazar por σ'_c una línea recta vertical, hasta que ésta intersecte la línea recta trazada en el paso 4. El punto de intersección corresponde al punto D de la Figura 2.29.
7. Trazar una línea recta que una al punto D obtenido en el Paso 6 y al punto E obtenido en el Paso 1.
8. La pendiente de la recta CD corresponde al valor del índice de recompresión C_r , mientras que el valor de la pendiente de la recta DE corresponde al valor del índice de compresión, C_c . De este modo, se obtienen las rectas CD y DE que forman parte de la curva virgen reconstruida, es decir, la curva de consolidación de campo.

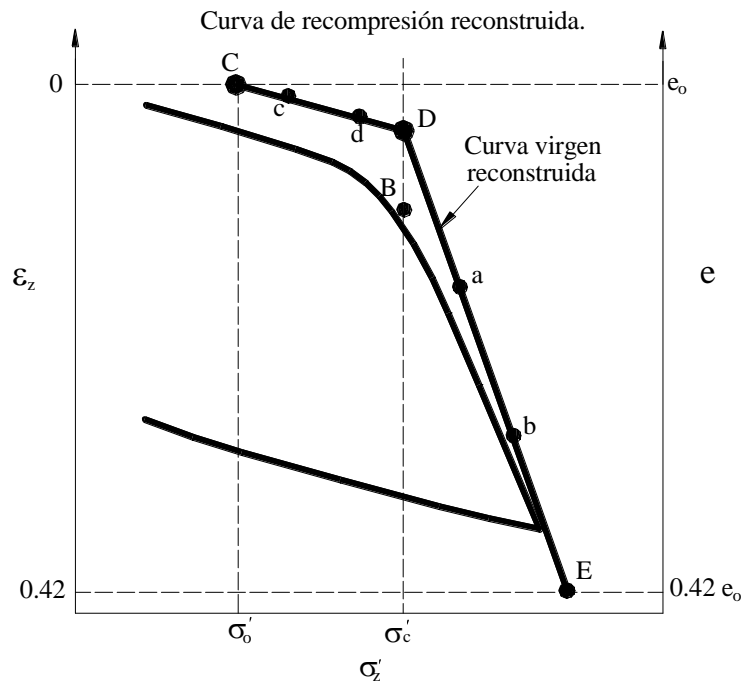


Figura 2.29. Método de Schmertmann para ajustar los resultados de ensayos de consolidación.

Nota.- El índice de vacíos inicial denominado e_o a lo largo del desarrollo de este procedimiento, es el índice de vacíos inicial de la muestra que es ensayada en el laboratorio.

2.6. Determinación de parámetros de campo.

2.6.1 Compresibilidad del suelo.

Las pendientes de la gráfica de la curva de consolidación de campo, Fig. 2.18, o curva virgen reconstruida, Fig. 2.29, reflejan la compresibilidad del suelo. Pendientes empinadas dan la idea de un suelo altamente compresible puesto que para un cierto incremento de carga $\Delta\sigma_v'$ se producirá una deformación grande, es decir, un cambio grande en el índice de vacíos; mientras que las pendientes relativamente achatadas reflejan suelos ligeramente compresibles.

De esta manera, el **índice de compresión** C_c se define como la pendiente de la curva virgen de compresión. Esta pendiente puede ser determinada mediante construcciones gráficas, pero resulta mucho más sencillo determinarla matemáticamente.

La curva virgen de compresión reconstruida es la línea recta de la gráfica e vs. σ_z' realizada en papel semi-logarítmico, Fig. 2.29. De esta manera C_c puede ser obtenido seleccionando dos puntos a y b de la gráfica. A continuación se tiene:

$$C_c = \frac{e_a - e_b}{(\log \sigma_z')_b - (\log \sigma_z')_a} \quad [2.48]$$

Alternativamente, si se tienen los datos de consolidación expresados en una gráfica de ε_z vs. σ_z' la pendiente de la curva de compresión se denomina razón de compresión y es determinada reemplazando la ecuación [2.46] en la ecuación [2.48] para los puntos a y b . Luego, se tiene:

$$\frac{C_c}{1 + e_o} = \frac{(\varepsilon_z)_b - (\varepsilon_z)_a}{(\log \sigma_z')_b - (\log \sigma_z')_a} \quad [2.49]$$

Donde:

$$\frac{C_c}{1 + e_o} = \text{Razón de compresión.}$$

Con el objeto de simplificar los cálculos, es conveniente seleccionar los puntos a y b de tal manera que $(\log \sigma_z')_b = 10(\log \sigma_z')_a$; esto hace que el denominador de la ecuación [2.48] sea igual a 1.

En teoría, las curvas de recompresión y expansión deberían tener pendientes casi iguales, sin embargo, en la práctica esto no es posible. Es así que, a través de varios ensayos se ha demostrado que a partir de la pendiente de la curva de expansión se obtienen resultados más confiables debido a que ésta es menos sensible a los efectos de alteración de la muestra.

El **índice de recompresión** C_r se define como la pendiente de la curva de expansión. Al igual que C_c para determinarlo se toman dos puntos cualesquiera c y d de la curva de remoldeo.

Entonces el índice de recompresión se define como:

$$C_r = \frac{e_c - e_d}{(\log \sigma_z')_d - (\log \sigma_z')_c} \quad [2.50]$$

Si se trabaja con la gráfica ε_z vs. σ_z' , la razón de recompresión es:

$$\frac{C_r}{1 + e_o} = \frac{(\varepsilon_z)_d - (\varepsilon_z)_c}{(\log \sigma'_z)_d - (\log \sigma'_z)_c} \quad [2.51]$$

La deducción de la ecuación [2.50] es la misma que la de la ecuación [2.48] y las consideraciones realizadas anteriormente son válidas también para esta parte.

Según, Fox (1995), los valores de C_r obtenidos de los ensayos de consolidación en arcillas saturadas son aproximadamente igual a dos veces el valor de C_r que se presenta en realidad en campo. Esta diferencia se debe a la expansión producida cuando el suelo es descargado durante la etapa de muestreo y almacenamiento de la muestra. Este error es aceptable para el diseño de proyectos, ya que el valor de C_r es lo suficientemente bajo como para no producir asentamientos considerables.

Por otro lado, el índice de compresión C_c y el índice de recompresión C_r pueden también ser determinados a partir de correlaciones empíricas, Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Correlaciones empíricas para la determinación de parámetros de compresibilidad del suelo.

Índice de compresión, C_c	Observaciones	Referencias
$C_c = 0.009(LL - 10)(\pm 30\% \text{ error})$	Arcillas de moderada S_t	Terzaghi y Peck (1967)
$C_c = 0.37(e_o + 0.003LL + 0.0004\omega - 0.34)$	678 observaciones.	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0.141G_s \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_d} \right)$	Todas las arcillas.	Rendon-Herrero (1983)
$C_c = 0.0093\omega$	109 observaciones.	Koppula (1981)
$C_c = -0.0997 + 0.009LL + 0.0014IP + 0.0036\omega$ $+ 0.1165e_o + 0.0025\% \text{ finos}$	109 observaciones.	Koppula (1981)
$C_c = 0.329[\omega G_s - 0.027LP +$ $0.0133IP(1.192 + \% \text{ finos} / IP)]$	Toda arcilla inorgánica.	Carrier (1985)
$C_c = 0.046 + 0.0104IP$	Bueno para $IP < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$C_c = 0.00234LLG_s$	Toda arcilla inorgánica.	Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985, 1986).
$C_c = 1.15(e_o - 0.35)$	Todas las arcillas.	Nishida (1956).
$C_c = 0.009\omega + 0.005LL$	Todas las arcillas.	Koppula (1986).
$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058LL$	72 observaciones.	Al-Khafaji y Andersland (1992).
Índice de recompresión, C_r		
$C_r = 0.000463LLG_s$		Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985).
$C_r = 0.00194(IP - 4.6)$ $= 0.05 \text{ a } 0.1C_c$	Bueno para $IP < 50\%$ Aproximación grosera.	Nakase et al. (1988)

- Notas:**
1. Usar LL, LP, ω, IP en porcentaje, no en forma decimal.
 2. El índice de vacíos inicial in situ, puede ser calculado como $e_o = \omega G_s$ si el grado de saturación $S = 100\%$.
 3. $\% \text{ finos}$ = Porcentaje de arcilla (material más fino que 0.002 mm).
 4. Las ecuaciones que usan e_o, ω y LL son tanto para suelos normalmente consolidados como para suelos sobreconsolidados.

Finalmente J.H. Park y T. Kuomoto (2004), luego de realizar una serie de ensayos en distintas muestras de arcilla, determinaron que el índice de compresión, C_c se halla relacionado con la porosidad inicial del suelo, η_o , mediante las siguientes expresiones:

Para arcillas remoldeadas:

$$C_c / \eta_o = 0.0109C_c + 0.0018 \quad [2.48a]$$

Para las arcillas no disturbadas:

$$C_c / \eta_o = 0.0115C_c + 0.00269 \quad [2.48b]$$

Donde:

C_c = Índice de compresión del suelo.

η_o = Porosidad inicial del suelo expresada en porcentaje.

El **módulo de compresibilidad volumétrica** m_v es encontrado de la gráfica realizada a partir de los datos obtenidos de laboratorio: ε_z vs. σ'_z . Este módulo es por definición el recíproco del módulo de elasticidad y es obtenido a partir de la curva ε_z vs. σ'_z .

Este módulo es determinado a partir de la ecuación [2.41] combinada con la ecuación [2.2]. De esta última para un incremento de esfuerzo dado $\Delta\sigma'_v$ se produce un incremento de deformación $\Delta\varepsilon$, ambos valores se encuentran relacionados a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{E} \Delta\sigma'$$

Luego reemplazando la ecuación [2.41] en la ecuación anterior, se tiene:

$$\frac{1}{E} = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma} = \frac{\Delta H}{H_o \Delta\sigma'}$$

Debido a que el módulo de compresibilidad volumétrica es por definición el recíproco del módulo de elasticidad, de la ecuación anterior se tiene:

$$m_v = \frac{\Delta H}{H_o \Delta\sigma'} \quad [2.52]$$

De la ecuación [2.43] y [2.41] se tiene:

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad [2.53]$$

Reemplazando la ecuación [2.53] en la ecuación [2.52]:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_o} \quad [2.54]$$

Donde:

$$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} = \text{Pendiente de la curva } e \text{ vs. } \log \sigma'$$

El módulo de compresibilidad volumétrica no es constante, puesto que depende del rango de esfuerzos efectivos que es usado en el cálculo. Un valor representativo de m_v puede ser encontrado entre el esfuerzo efectivo inicial σ'_o y el esfuerzo efectivo final $\sigma'_o + \Delta\sigma'_v$.

Por otra parte, el valor de la razón de sobreconsolidación OCR , tampoco es constante, variando éste en función a la profundidad. Esto se puede notar fácilmente, si se considera el

perfil de suelo mostrado en la Figura 2.30. Este perfil tiene el mismo origen geológico a través de toda la profundidad.

Luego, se asume que una muestra de suelo es tomada a una cierta profundidad h de la superficie (punto 1). Se pide determinar, la variación de OCR y del contenido de humedad ω a través de la profundidad, considerando que el nivel freático se encuentra en la superficie.

A objeto de determinar el valor de la razón de sobreconsolidación, se ha llevado a cabo el ensayo de consolidación de la muestra. De éste se obtuvieron los valores de C_r , de C_c , y de OCR . Los valores de C_r , y C_c son constantes a través de toda la profundidad, puesto que corresponden a las pendientes de la curva de consolidación de campo.

De ensayos de laboratorio adicionales se obtienen también G_s y ω .

Primero, a través de las relaciones es posible determina el índice de vacíos inicial e_o y σ'_o :

$$e_o = G_s \omega$$

$$\gamma' = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e_o} \right) \gamma_w \quad \text{Peso unitario del suelo saturado.}$$

Luego:

$$\sigma'_o = \gamma' h$$

La presión de preconsolidación es determinada a través de la ecuación (Condición SC $OCR \neq 1$):

$$\sigma'_c = \sigma'_o OCR$$

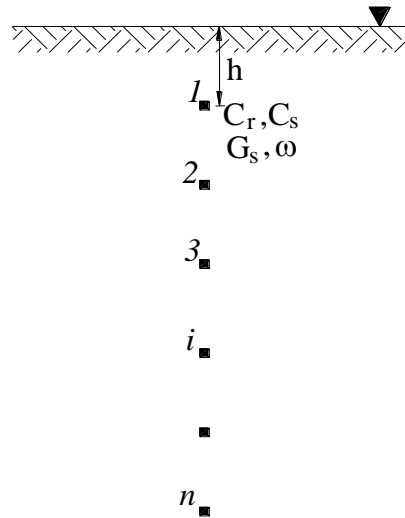


Figura 2.30. Determinación de la variación de OCR en un suelo con el mismo perfil geológico.

A continuación, se determina el índice de vacíos para el esfuerzo de preconsolidación, e_B ; haciendo uso del dato de la pendiente de la curva de expansión C_r , Fig. 2.31.

$$e_B = e_o - C_r \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}$$

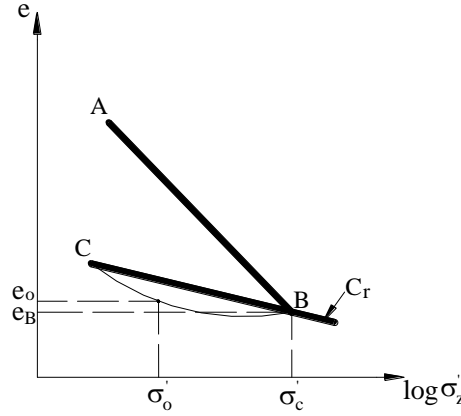


Figura 2.31. Determinación de e_B .

Con el valor de las coordenadas del punto (σ'_c, e_B) y C_r se puede determinar la ecuación de la recta de expansión para un punto genérico. Entonces, se tiene:

$$e = e_B + C_r \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) \quad [a]$$

En la ecuación [a], e_B , σ'_c y C_r son constantes, mientras que σ'_o varía con la profundidad.

La variación del contenido de humedad con la profundidad se obtiene reemplazando $e = \omega G_s$ en la ecuación [a], de tal modo que, el contenido de humedad es:

$$\omega = \omega_B + \frac{C_r}{G_s} \log \left(\frac{\gamma' z_B OCR_B}{\gamma' z} \right) \quad [b]$$

Donde:

$$\omega_B = e_B G_s$$

z_B = Profundidad donde se obtuvo la muestra

OCR_B = Razón de sobreconsolidación para la profundidad de la muestra.

De la ecuación [b] se obtiene la variación de ω con la profundidad.

El valor obtenido de la ecuación [b] es reemplazado en la ecuación [a], rescrita de la siguiente forma:

$$e = e_B + C_r \log \left(\frac{\gamma' z OCR}{\gamma' z} \right) \quad [c]$$

De la ecuación [c], $e = \frac{\omega}{G_s}$; y ω es calculado a partir de la ecuación [b]. Entonces, a

partir de la ecuación [c], se pueden reemplazar los valores de e calculados para distintas profundidades, obteniéndose así la variación de OCR con la profundidad, Fig. 2.31.

De la Figura 2.32 se puede observar que a medida que la profundidad incrementa el suelo llega a ser normalmente consolidado.

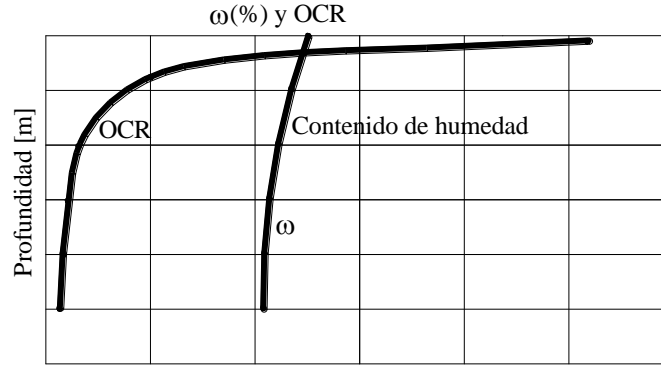


Figura 2.32. Variación de ω y OCR con la profundidad.

Finalmente, para un perfil de suelo con el mismo origen geológico a través de toda la profundidad, existe otra manera de calcular el valor de σ'_c a distintas profundidades. Este cálculo hace uso del valor del margen de sobreconsolidación σ'_m , que es determinado por medio de la siguiente ecuación:

$$\sigma'_m = \sigma'_c - \sigma'_o \quad [2.55]$$

Los valores de σ'_c determinados en laboratorio representan solo el valor de σ'_c a la profundidad de muestreo; permitiendo esta alternativa el cálculo de σ'_c a distintas profundidades. En la Tabla 2.4 se presentan valores típicos de σ'_m .

Tabla 2.4. Rangos típicos de márgenes de sobreconsolidación.

Margen de sobreconsolidación σ'_m	Clasificación
Kpa	
0	Normalmente consolidado
0-100	Ligeramente sobreconsolidado
100-400	Moderadamente sobreconsolidado
>400	Altamente sobreconsolidado

2.7 Cálculo del asentamiento producido en el ensayo de consolidación. (Asentamiento odométrico).

2.7.1. Cálculo del asentamiento odométrico en suelos normalmente consolidados.

Considerando un estrato de arcilla saturada de espesor H y área de sección transversal A , el asentamiento odométrico al final de la consolidación debido a la aplicación de un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_v$ es calculado asumiendo que el suelo se halla completamente saturado, a partir de la ecuación [2.43].

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta e V_s}{V_s (1 + e_o)}$$

Reemplazando la ecuación [2.41] en la ecuación [2.43], se tiene:

$$\Delta H = S_{oed} = \frac{H_o}{(1 + e_o)} \Delta e \quad [2.56]$$

De la ecuación [2.48]:

$$C_c = \frac{\Delta e}{(\log \sigma'_{zf}) - (\log \sigma'_{zi})} \quad [2.57]$$

Donde:

$$\sigma'_{zf} = \text{Esfuerzo efectivo final} = \sigma'_{zi} + \Delta\sigma_v$$

$$\sigma'_{zi} = \sigma'_o = \text{Esfuerzo efectivo inicial o sobrecarga efectiva.}$$

Finalmente, reemplazando la ecuación [2.57] en la ecuación [2.56]:

$$S_{oed} = \frac{H_o C_c}{(1 + e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_o} \right) \quad [2.58]$$

Reescribiendo la ecuación anterior, se tiene:

$$S_{oed} = \frac{H_o C_c}{(1 + e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_v}{\sigma'_o} \right) \quad [2.59]$$

La ecuación [2.59] es la utilizada para la determinación del asentamiento producido al final del proceso de consolidación llevado a cabo en el odómetro.

2.7.2. Cálculo del asentamiento odométrico en suelos sobreconsolidados.

Caso I. $\sigma'_o + \Delta\sigma_v < \sigma'_c$

Cuando se presenta el caso en que se cumple esta condición, el proceso de consolidación ocurre en su totalidad en la curva de recompresión, como se observa en la Figura 2.33 (a). El análisis realizado para este caso es el mismo que se hace para un suelo normalmente consolidado, con la diferencia de que se introduce C_r en lugar de C_c .

La ecuación [2.60] es la utilizada para el cálculo de S_{oed} .

$$S_{oed} = \frac{H_o C_r}{(1 + e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_v}{\sigma'_o} \right) \quad [2.60]$$

Caso II. $\sigma'_o + \Delta\sigma_v > \sigma'_c$

Cuando se presenta este caso, se considera que existen dos componentes del asentamiento; una que se produce a lo largo de la curva de recompresión y la otra que se produce a lo largo de la curva de compresión, como se observa en la Figura 2.33(b). El asentamiento odométrico por consolidación en este caso es calculado mediante la siguiente expresión:

$$S_{oed} = \frac{H_o C_r}{(1 + e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{H_o C_c}{(1 + e_o)} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_v}{\sigma'_o} \right) \quad [2.61]$$

2.8 Cálculo del asentamiento por consolidación primaria determinado a partir de los resultados obtenidos del ensayo de consolidación

A través de una serie de estudios Skempton y Bjerrum han mostrado que el asentamiento por consolidación primaria, S_c , puede ser menor que el determinado a partir del ensayo de consolidación unidimensional, S_{oed} (en el odómetro). Estos autores dan la siguiente relación:

$$S_c = \mu_g S_{oed} \quad [2.62]$$

Donde:

μ_g = Factor geológico que depende del tipo de arcilla.

S_{oed} = Asentamiento calculado a partir del ensayo realizado en el odómetro.

Skempton y Bjerrum han relacionado el valor de μ_g con el coeficiente de presión de poros determinado a partir de ensayos de compresión triaxial no drenada, y también con las dimensiones del área cargada. Sin embargo, para propósitos prácticos, el valor de μ_g debe ser tomado de la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Valores de μ_g para distintos tipos de arcilla.

Tipo de arcilla	μ_g
Arcillas muy sensitivas	1.0-1.2
Arcillas normalmente consolidadas	0.7-1.0
Arcillas sobreconsolidadas	0.5-0.7
Arcillas altamente sobreconsolidadas	0.2-0.5

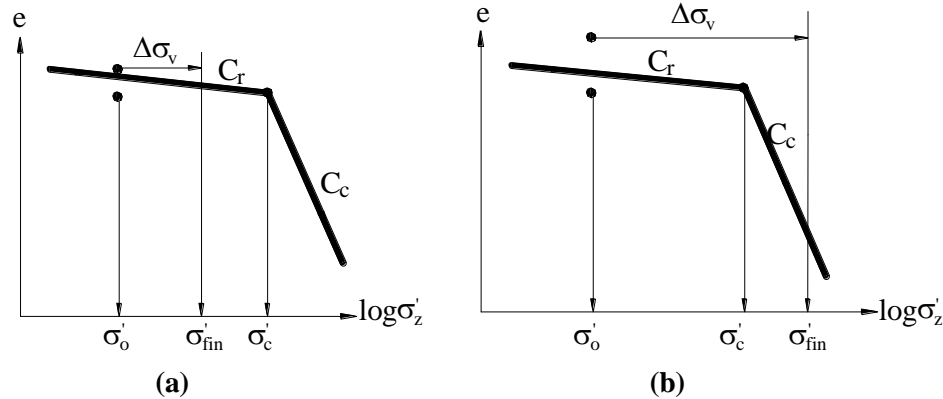


Figura 2.33. Asentamiento en suelos cohesivos sobreconsolidados (a) **Caso I:** $\sigma'_o + \Delta\sigma'_v < p'_c$ (b) **Caso II:** $\sigma'_o + \Delta\sigma'_v > p'_c$

2.9 Cálculo del asentamiento total producido en suelos cohesivos.

Debido a la dificultad que existe para la obtención de valores representativos del módulo de deformación en suelos cohesivos; se recomienda determinar el asentamiento inmediato a partir de las relaciones establecidas por Burland *et al* que vienen dadas a continuación:

Para arcillas rígidas sobreconsolidadas:

$$S_i = 0.5 \cdot a \cdot 0.6 S_{oed} \quad [2.63]$$

Para arcillas blandas normalmente consolidadas:

$$S_i = 0.1 S_{oed} \quad [2.64]$$

Luego, el asentamiento final o total determinado por Burland *et al* es:

$$S = S_i + S_c \quad [2.65]$$

Donde:

S_i = Asentamiento inmediato.

S_c = Asentamiento por consolidación primaria.

Entonces, el valor del asentamiento final es:

Para arcillas rígidas sobreconsolidadas:

$$S = S_{oed} \quad [2.66]$$

Para arcillas blandas normalmente consolidadas:

$$S = 1.1S_{oed} \quad [2.67]$$

2.10 Tiempo de consolidación

Cuando se aplican cargas a elementos estructurales, las deformaciones resultantes ocurren virtualmente tan rápido como las cargas son aplicadas. Sin embargo, en algunos tipos de suelos tales como las arcillas saturadas, las deformaciones producidas ocurren más lentamente.

Debe notarse que, todas las ecuaciones deducidas anteriormente proporcionan el asentamiento producido al final de la consolidación, sin dar ninguna idea acerca de la velocidad en que se produce dicha consolidación. Para tomar en cuenta este aspecto, Terzaghi (1925) desarrolló la primera teoría que considera la velocidad de consolidación en suelos arcillosos saturados.

Es importante reconocer que esta teoría se basa en un modelo físico del proceso de consolidación, por tanto, para implementar esta teoría son necesarios varios parámetros del suelo, que son por lo general obtenidos a través de programas de caracterización del sitio, incluyendo también la realización de ensayos de consolidación en laboratorio.

Esta teoría se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo, por tanto $\frac{C_c}{1+e_o}$, $\frac{C_r}{1+e_o}$ y k son constantes a través de todo el estrato.
- El suelo está saturado, es decir $S = 100\%$.
- El asentamiento se debe enteramente a cambios en el índice de vacíos, ocurriendo estos en función a la cantidad de agua que es expulsada de los poros. Se considera también, que tanto las partículas de suelo como las de agua son incompresibles. ($V_v = V_w$). Luego, al estar el suelo restringido lateralmente, el área del suelo es constante, entonces el cambio en el volumen del suelo es directamente proporcional al cambio en la altura de la muestra.
- Para una profundidad dada, el cambio en esfuerzos efectivos es igual al cambio en el exceso de presión de poros ($\Delta\sigma_v' = \Delta u$).
- La ley de Darcy es válida.
- El flujo sólo ocurre verticalmente, es decir, es un proceso unidimensional.
- La carga aplicada causa un incremento instantáneo en el esfuerzo vertical total, $\Delta\sigma_v$. Después de este, el esfuerzo vertical total, σ_v , en todos los puntos permanece constante con el tiempo.
- Inmediatamente después de la carga, el exceso de presión de poros Δu , es constante con la profundidad e igual a $\Delta\sigma_v$. Esto es generalmente verdad cuando la carga se debe a un relleno extensivo, pero no cuando se debe a un área pequeña cargada tal como una fundación.

- El coeficiente de consolidación c_v , es constante a través del suelo y permanece constante con el tiempo.

Una de las principales suposiciones de la teoría de Terzaghi es la de asumir que el agua fluye sólo verticalmente. En otras palabras no existe ni drenaje horizontal ni deformación horizontal; la *consolidación es unidimensional*.

Uno de los parámetros más importantes del análisis de consolidación unidimensional es la longitud de la trayectoria más larga de drenaje, H_{dr} . Esta es la distancia más larga que cualquier molécula del exceso de presión de poros debe viajar para salir fuera del estrato de suelo que se halla consolidando.

Existen dos posibilidades para tomar la altura de drenaje H_{dr} , Fig. 2.34.

- Si el estrato de suelo que se encuentra por encima y el que se encuentra por debajo son mucho más permeables que el estrato de suelo consolidando, es decir si estos estratos tienen una conductividad hidráulica, k , mucho mayor; entonces el exceso de presión de poros drenará por encima y por debajo del estrato en cuestión. Esta condición es conocida como doble drenaje y H_{dr} es igual a la mitad del espesor del estrato consolidando.
- Si el estrato de suelo que se encuentra por debajo es menos permeable, tal como una cama de roca, entonces todo el exceso de presión de poros debe viajar hacia arriba. Esta condición es conocida como drenaje simple y para este caso H_{dr} es igual al espesor del estrato consolidando.

Para ambos casos H_{dr} es medido en una línea recta, existiendo de esta manera consistencia con la ley de Darcy.

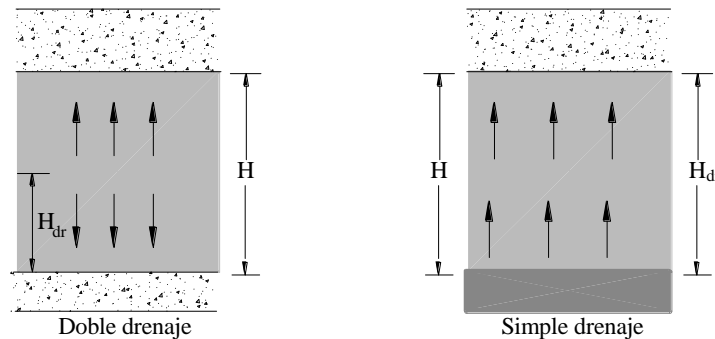


Figura 2.34. Cálculo de la longitud de la trayectoria más larga de drenaje H_{dr} para problemas de consolidación unidimensional.

La ecuación de consolidación puede ser derivada a partir de la Figura 2.35 (a) donde un estrato de arcilla de espesor $2H_{dr}$ es sometido a un incremento de carga $\Delta\sigma_v$, el cual se encuentra uniformemente distribuido sobre un área semi-infinita. En el instante de carga ($t=0$), la presión de poros de agua se incrementa en Δu , siendo $\Delta\sigma_v = \Delta u$. Esta situación es representada por la situación de inicio de la Figura 2.35 (b).

Después de que un cierto tiempo t ha pasado, el drenaje hacia los estratos de arena se lleva a cabo, produciéndose una reducción en el exceso de presión de poros, Fig. 2.35 (b).

Luego si se considera un elemental de suelo de espesor dz ubicado en el interior del estrato de arcilla, el exceso de presión de poros en el elemento, para el tiempo t , es igual a Δu_z . Entonces, al introducir piezómetros hipotéticos, Fig. 2.35 (a), se puede observar que la caída en la presión de poros a través del elemento es dh .

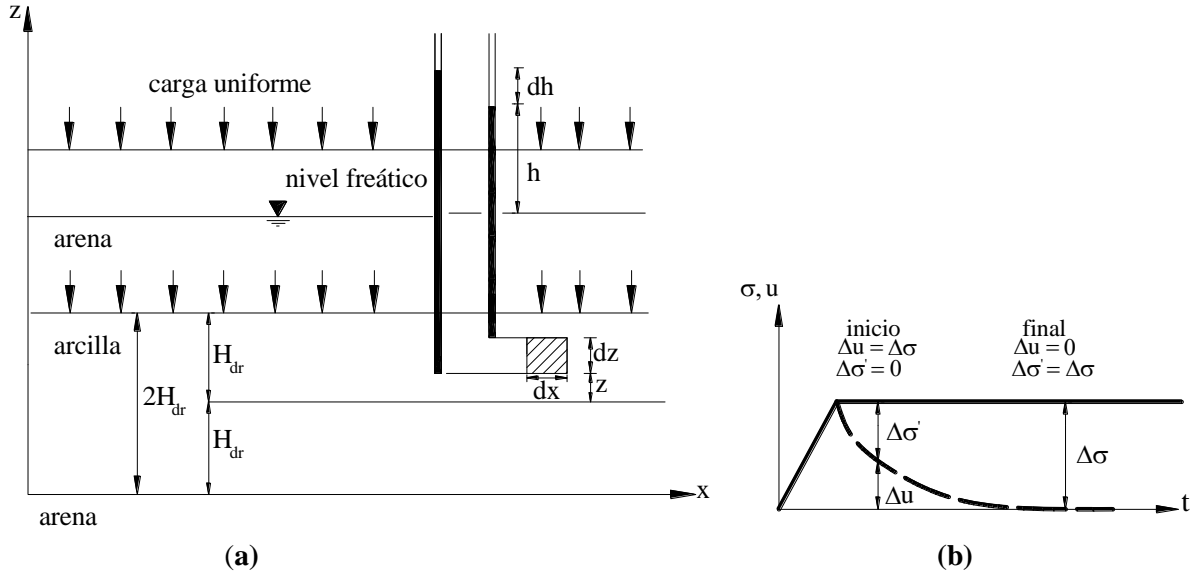


Figura 2.35. Distribución de exceso de presión de poros en un estrato de arcilla sometido a un incremento de esfuerzos. **(a)** Elevación del estrato. **(b)** Variación del exceso de presión de poros con el tiempo.

La Figura 2.36 muestra el flujo de agua a través de un elemento prismático de dimensiones dx, dy, dz . El drenaje a través del elemento es unidimensional en la dirección z , con un gradiente hidráulico $-\partial h / \partial z$.

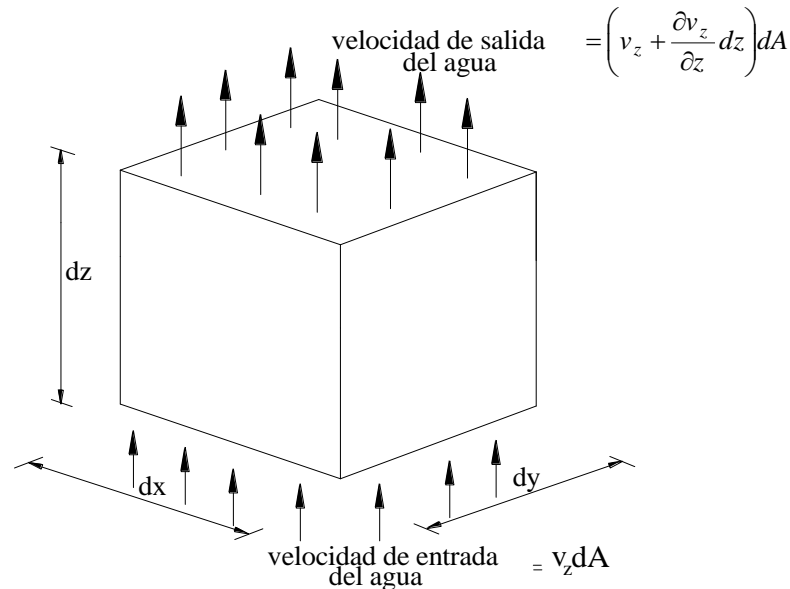


Figura 2.36. Flujo unidimensional a través de un elemental de suelo.

Para el elemento mostrado en la Figura 2.36, el flujo de agua a través del elemento prismático es:

$$\left(\begin{array}{c} \text{velocidad de salida} \\ \text{del agua} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{velocidad de entrada} \\ \text{del agua} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{velocidad del cambio} \\ \text{de volumen} \end{array} \right)$$

$$v_z dA + \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dz dA - v_z dA = \frac{\partial V}{\partial t}$$

$$\left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dz dA = \frac{\partial V}{\partial t} \quad [2.68]$$

Usando la Ley de Darcy se tiene:

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad [2.69]$$

Donde Δu es el exceso de presión de poros causado por el incremento de carga.

Reemplazando la ecuación [2.69] en la ecuación [2.68], se tiene:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz dx dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

Reescribiendo:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial V}{\partial t} \frac{1}{dx dy dz} \quad [2.70]$$

Además, durante la consolidación, el cambio de volumen del elemento se debe al cambio en el volumen de vacíos.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad [2.71]$$

Donde:

V_s = Volumen de sólidos del suelo.

V_v = Volumen de vacíos del suelo.

Pero, las partículas sólidas del suelo son incompresibles, entonces:

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0 \quad [2.72]$$

El volumen de sólidos expresado en función del volumen total del elemento, es:

$$V_s = \frac{V}{1 + e_o} = \frac{dx dy dz}{1 + e_o} \quad [2.73]$$

Reemplazando las ecuaciones [2.73] y [2.72] en la ecuación [2.71].

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e_o} \frac{\partial e}{\partial t} \quad [2.74]$$

Donde e_o es el índice de vacíos inicial. Al igualar las ecuaciones [2.70] y [2.74], se tiene:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_o} \frac{\partial e}{\partial t} \quad [2.75]$$

Luego, el cambio en el índice de vacíos es causado por el incremento de esfuerzos efectivos, que se manifiesta en un exceso de presión de poros. La relación lineal de estos valores está dada por:

$$\partial e = a_v \partial (\Delta \sigma_v') = -a_v \partial u \quad [2.76]$$

Donde:

$\partial (\Delta \sigma_v')$ = Cambio en el incremento de esfuerzos efectivos.

a_v = Coeficiente de compresibilidad.

Reemplazando la ecuación [2.76] en la ecuación [2.75].

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1+e_o} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad [2.77]$$

Donde:

$$m_v = \text{Coeficiente de compresibilidad volumétrica} = \frac{a_v}{1+e_o}$$

La ecuación [2.77] puede describirse de la siguiente forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [2.78]$$

Donde:

$$c_v = \text{Coeficiente de consolidación} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad [2.79]$$

La ecuación [2.78] es la ecuación básica de la teoría de consolidación de Terzaghi, y es resuelta mediante las siguientes condiciones de borde:

$$z = 0 \quad , \quad \Delta u = 0$$

$$z = 2 H_{dr} \quad , \quad \Delta u = 0$$

$$t = 0 \quad , \quad \Delta u = \Delta u_o = \Delta \sigma_v'$$

Basándose en las condiciones de borde, la solución analítica es obtenida a través de las series infinitas de Fourier para Δu hallado en cualquier punto al interior del estrato.

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2\Delta u_o}{M} \operatorname{sen} \left(\frac{Mz}{H_{dr}} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad [2.80]$$

Donde:

m es un entero

$$M = \frac{\pi}{2} (2m+1)$$

Δu_o = Exceso inicial de presión de poros.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{Factor de tiempo (adimensional)} \quad [2.80a]$$

El proceso de consolidación progresa a medida que transcurre el tiempo, Fig. 2.35(b). Este progreso se encuentra en función al exceso de presión de poros disipado.

Luego; el grado de consolidación a una distancia z y para un tiempo t , es:

$$U_z = \frac{\Delta u_o - \Delta u_z}{\Delta u_o} = 1 - \frac{\Delta u_z}{\Delta u_o} \quad [2.81]$$

Donde:

Δu_z = Exceso de presión de poros en el tiempo t .

La ecuación [2.80] describe la variación del exceso de presión de poros Δu producido en un suelo debido a un incremento en el esfuerzo total $\Delta \sigma_v$. El tiempo requerido para el proceso de consolidación y la aplicabilidad de la ecuación [2.80] en problemas prácticos depende de muchos factores, incluyendo el tipo de suelo. La Figura 2.37 se obtiene de la combinación de las ecuaciones [2.80] y [2.81].

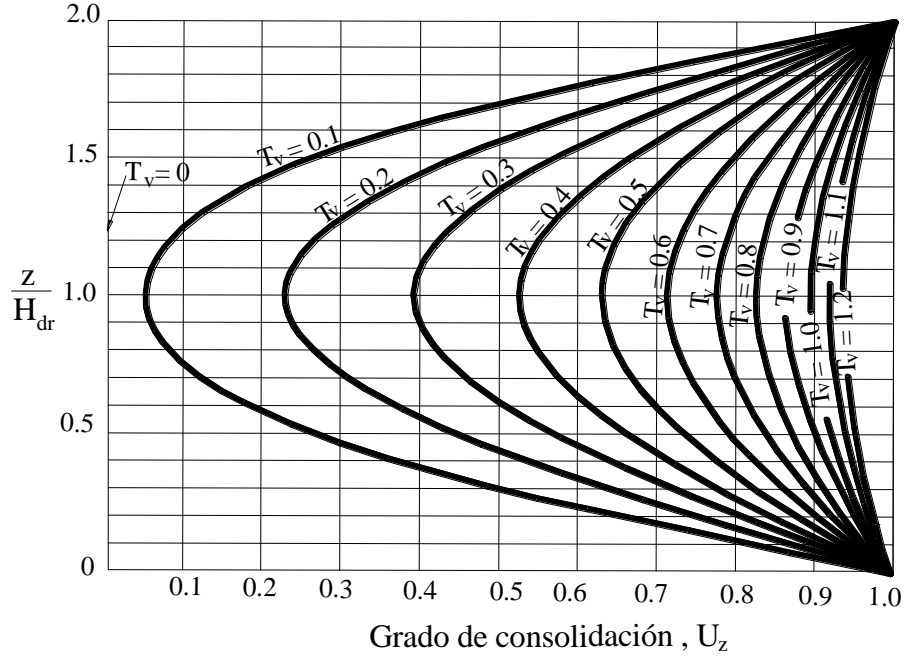


Figura 2.37. Variación de U_z con $\frac{z}{H_{dr}}$ y T_v

A partir de la Figura 2.37 puede obtenerse el grado de consolidación para un punto dado que se encuentra al interior del estrato. Sin embargo, en la mayoría de los casos prácticos es de mayor utilidad e interés conocer el grado promedio del porcentaje de consolidación del estrato en su totalidad. Este valor se denota por U y es una medida de la magnitud de la consolidación del estrato entero, y por tanto, puede ser relacionado al asentamiento total del estrato luego de que ha transcurrido un cierto tiempo después de la carga. El valor de U puede ser expresado tanto en forma decimal como en forma porcentual.

Luego, para un tiempo t dado, el grado promedio de consolidación del estrato entero, se obtiene a partir de la ecuación [2.81].

$$U = \frac{S_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}} \right) \int_0^{2H_{dr}} \Delta u_z dz}{\mu_o} \quad [2.82]$$

Donde:

U = Grado promedio de consolidación

S_t = Asentamiento por consolidación del estrato en el tiempo t

S = Asentamiento total del estrato por consolidación primaria.

Sustituyendo la ecuación [2.81] en la ecuación [2.82], se tiene:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad [2.83]$$

La variación del grado promedio de consolidación, U , con el factor de tiempo, T_v es observada en la Figura 2.38. Esta Figura es utilizada cuando se considera que la presión de poros presenta el mismo valor a lo largo de toda la profundidad del estrato.

Los valores del factor tiempo T_v y sus correspondientes grados promedios de consolidación U en la Figura 2.38, pueden también ser aproximados a través de las siguientes relaciones:

$$\text{Para } U = 0\% \text{ a } 60\%, T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad [2.84]$$

$$\text{Para } U > 60\%, T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%)$$

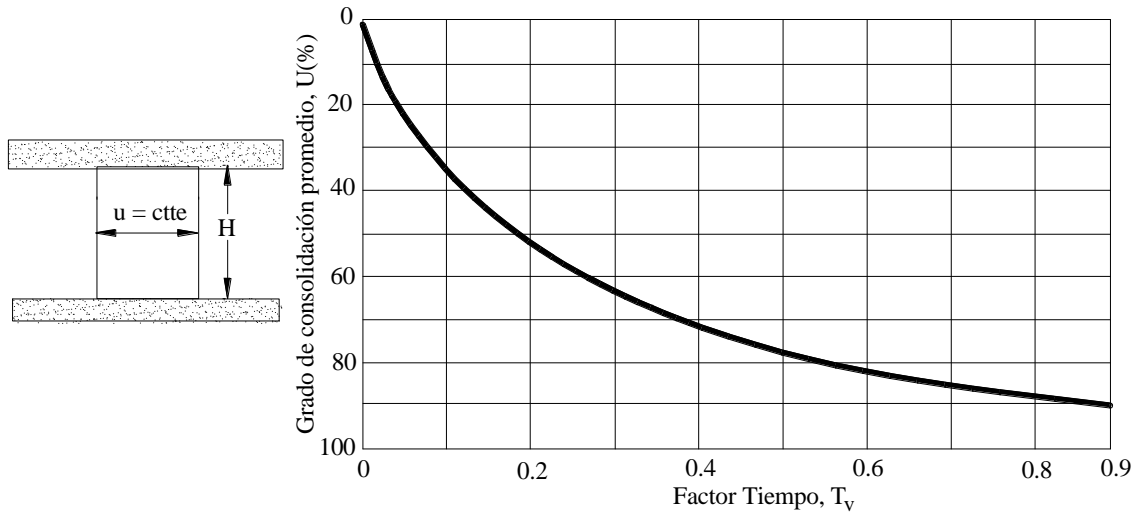


Figura 2.38. Variación del grado promedio de consolidación, U con el factor tiempo, T_v (Para presión de poros constante a lo largo de toda la profundidad).

La Tabla 2.6 presenta la variación del grado promedio de consolidación con el factor adimensional de tiempo T_v , cuando se considera que el valor del exceso de presión poros es constante, ecuación [2.84].

Sin embargo, cuando la variación del exceso de presión de poros no es constante, la consolidación del estrato es más compleja. Para este caso, Taylor (1948) presentó, para la determinación del factor tiempo, T_v , tres curvas distintas obtenidas a partir de la consideración de tres casos distintos observados en la Figura 2.39.

Taylor (1948) indicó que casos reales pueden ser tratados como diferentes combinaciones de estos tres casos.

De los casos observados en la Figura 2.39, el que se presenta con más frecuencia es aquel en el que la presión de poros varía trapezoidalmente a lo largo de la profundidad del estrato. La Figura 2.40 presenta la variación del grado promedio de consolidación con el factor tiempo, T_v , para este caso. En tal gráfica el valor de T_v se halla también condicionado por el valor de la altura de drenaje, H_{dr} .

Tabla 2.6. Variación del factor tiempo con el grado de consolidación (Presión de poros constante a lo largo de toda la profundidad).

U(%)	T _v	U(%)	T _v	U(%)	T _v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	8
33	0.0855	67	0.364		

Para limos y arcillas, el exceso de presión de poros se disipa en función al agua de los poros que fluye fuera de la zona del suelo que está siendo cargada. En limos y arcillas, debido a la baja conductividad hidráulica, k , el agua fluye muy lentamente a través de estos suelos y se requiere de un gran tiempo para que la consolidación sea totalmente completada.

En este sentido, la teoría de consolidación refleja este hecho a través de un valor bajo del coeficiente de consolidación, c_v . Luego, la suposición de que la aplicación de carga es instantánea no se halla tan lejos de la realidad, debido a que la duración del periodo de construcción es probablemente muy corto comparado con el tiempo requerido para disipar el exceso de presión de poros.

Por otro lado, en arenas y gravas al ser la conductividad hidráulica k mucho mayor que en arcillas y limos, el comportamiento tiempo-asentamiento será también correspondientemente diferente. Por tanto, en este tipo de suelos, al ser el valor de c_v proporcional al valor de k , llega a ser claro que el exceso de presión de poros se disipa muy rápidamente. Consiguientemente, el tiempo de disipación es mucho más corto que el periodo de construcción por tanto, el asentamiento de consolidación en arenas y gravas, ocurre tan rápido como se aplica la carga.

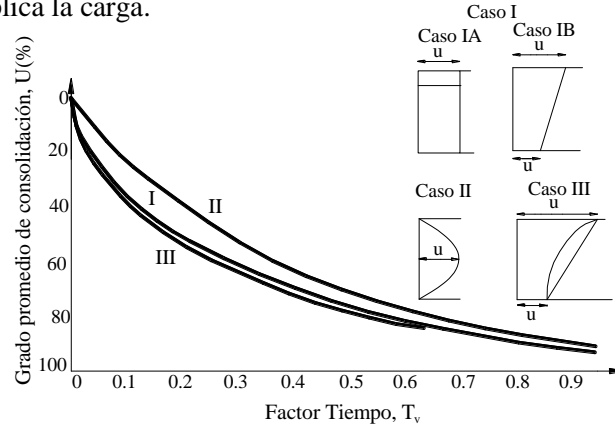


Figura 2.39. Curvas de consolidación de acuerdo a la teoría de Terzaghi (Taylor, 1948).

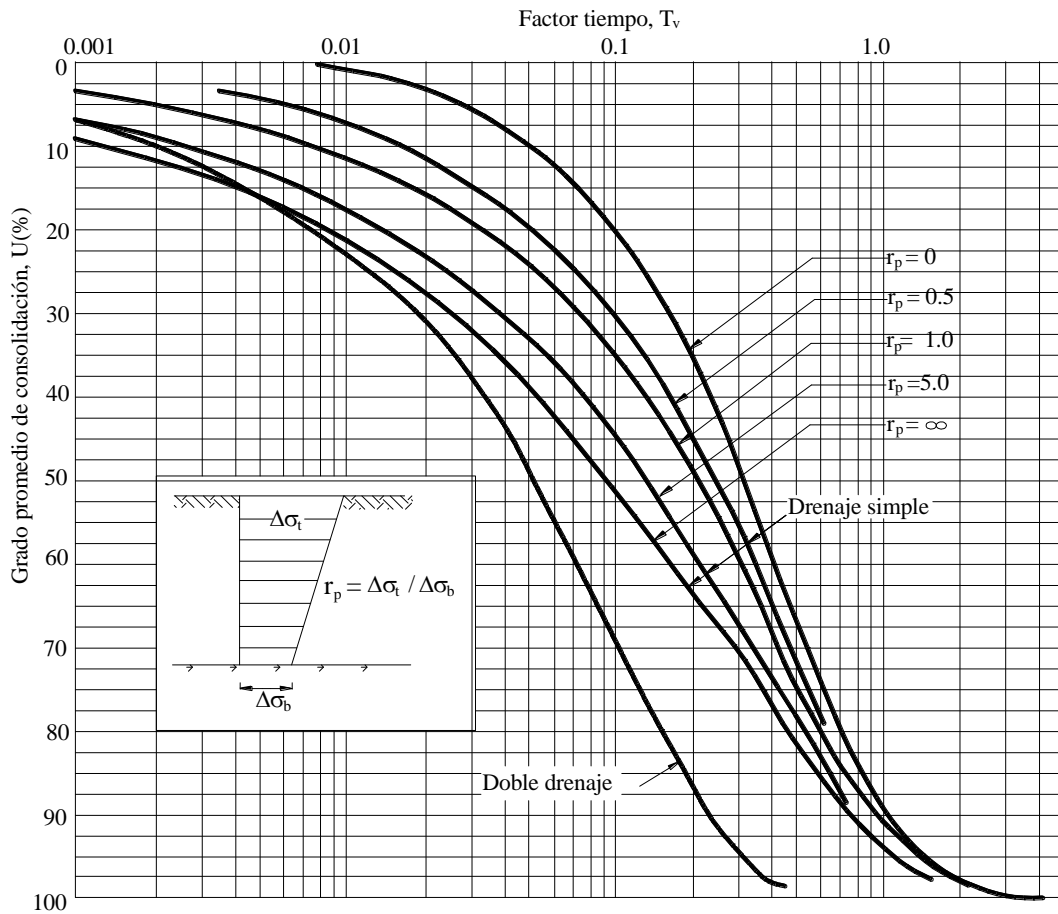


Figura 2.40. Relación entre el grado promedio de consolidación y el factor tiempo (después Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, 1956)

2.11 Coeficiente de consolidación.

El coeficiente de consolidación c_v involucra a todas las propiedades del suelo. La conductividad hidráulica k es el parámetro más importante durante su determinación; por tanto el valor de c_v varía dentro un amplio rango, adoptando un valor pequeño para el caso de arcillas y uno muy grande para el caso de arenas.

Para la determinación de c_v se podría evaluar cada uno de los parámetros de la ecuación [2.79]; sin embargo, la manera más simple de hallarlo se basa en la utilización de métodos gráficos realizados a partir de los resultados obtenidos del ensayo de consolidación.

2.11.1 Método de Casagrande (Método de Log-tiempo).

El método gráfico propuesto por Casagrande; basa su procedimiento en la realización de una serie de construcciones realizadas en la gráfica de *deformación vs. log tiempo*, Fig.2.41:

1. La curva teórica obtenida de laboratorio está compuesta de tres partes: una curva inicial que es aproximadamente una parábola, una parte media que es una línea recta y finalmente una curva final que es una curva asintótica al eje del tiempo. El primer paso consiste en extender tanto la porción de línea recta como la curva final hasta que estas se intersequen en el punto A cuya ordenada representa la deformación luego de haberse producido el 100% de la consolidación primaria.
2. Seleccionar dos valores de tiempo en razón 1:4; $t_1 = 4t_2$, por ejemplo: 1min. y 4min.; 2min y 8min, etc. Determinar los puntos B y C (que se encuentran sobre la curva) de tal manera que B tenga por abcisa a t_1 y C tenga por abcisa a t_2 .
3. Hallar la distancia vertical entre B y C igual a h , luego ubicar el punto D a una distancia h sobre el punto B . La ordenada del punto D corresponde a d_o , es decir, deformación para el 0% de la consolidación.
4. Determinar el punto F cuya ordenada es igual a $d_{50} = \frac{d_o - d_{100}}{2}$, es decir, deformación para el 50% de la consolidación y cuya abcisa corresponde a t_{50} .
5. De la Tabla 2.6 el valor de T_v para un grado de consolidación promedio de 50%. Este valor es igual a 0.197, y entonces:

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}}$$

Donde:

H_{dr} = Trayectoria de drenaje más larga durante la consolidación.

El valor de c_v no es en realidad constante ya que este depende de la permeabilidad del suelo k y del coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v , que varían con el índice de vacíos y con los esfuerzos efectivos respectivamente. Sin embargo, la variación de c_v puede ser relativamente pequeña para un rango de esfuerzos limitados; por tanto el considerarlo como constante es bastante razonable.

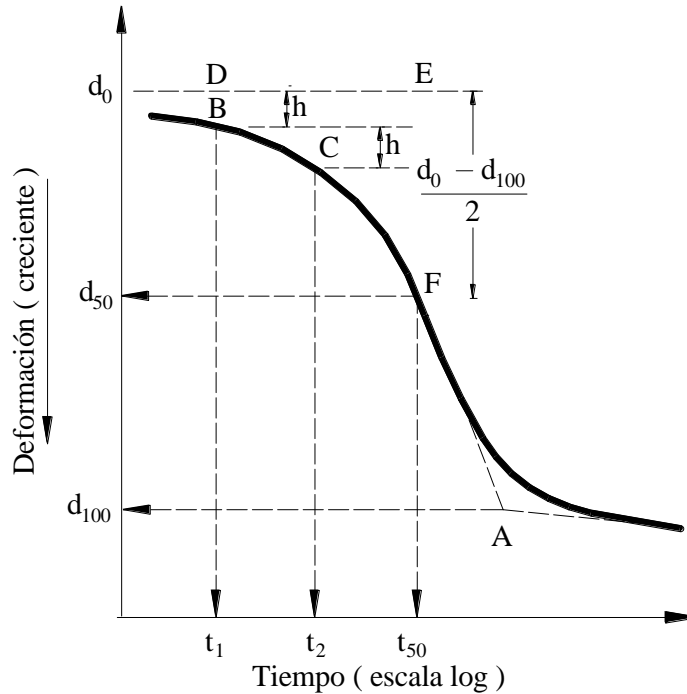


Figura 2.41. Método de Casagrande para la determinación de c_v .

2.11.2 Método de Taylor (Método de la raíz cuadrada de tiempo).

El método de la raíz cuadrada de tiempo fue desarrollado por Taylor (1948); y consiste en la realización de los siguientes pasos:

1. Dibujar una gráfica a partir de las lecturas realizadas en el consolidómetro vs. la raíz cuadrada de tiempo, Fig. 2.42.
2. La porción inicial de la curva observada debería ser bastante recta. Luego, extrapolar hacia atrás el valor de la lectura para $\sqrt{t} = 0$. Este valor es representado por el punto A de la Figura 2.42.
3. Comenzando en el punto A, dibujar una línea con una pendiente igual a 1.15 veces la pendiente de la porción inicial de la curva obtenida en laboratorio.
4. El punto que resulta de la intersección entre la línea dibujada en el Paso 3 y la curva de laboratorio, representa $U = 90\%$ y su ordenada corresponde al tiempo $\sqrt{t_{90}}$. En la Figura 2.42 este punto se halla representado por el punto B.
5. A partir de la ecuación [2.80a] y la Tabla 2.6 se puede obtener el valor de $T_v = 0.848$ que corresponde al valor teórico de $U = 90\%$, es decir, para $t = t_{90}$. La altura de drenaje H_{dr} es igual a la mitad de la altura de la muestra, ya que en laboratorio siempre se tiene condiciones de doble drenaje (piedras porosas encima y debajo de la muestra).
6. El coeficiente de consolidación c_v es determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$c_v = T_{90} \frac{H_{dr}^2}{t_{90}}$$

Tanto el método de Casagrande como el de Taylor se encargan de ajustar un modelo de comportamiento al desarrollo actual del suelo. Ninguno de los dos produce un ajuste perfecto, sin embargo los resultados obtenidos son aceptables y ambos métodos son fáciles de aplicar. Whitlow (1995) da las siguientes recomendaciones:

(a) Se recomienda usar el método de la raíz cuadrada de tiempo para la determinación de $U = 0\%$, debido a que con este método es más fácil y menos ambiguo el ajustar la curva teórica a la curva experimental. La curva teórica es la obtenida al graficar U vs. \sqrt{t} . Esta curva es adimensional y es ajustada a la experimental, la obtenida de laboratorio, por medio del factor de corrección 1.15.

(b) Para la determinación de $U = 100\%$, ambos métodos son igualmente válidos siempre y cuando no se tenga consolidación secundaria. El método de la raíz cuadrada de tiempo puede ser usado si los efectos secundarios producidos más allá de U_{90} son despreciables; de cualquier manera es mejor utilizar el método Log-tiempo.

(c) Los valores de c_v obtenidos a partir del método del Log-tiempo son mayores que los obtenidos a partir del método de la raíz cuadrada de tiempo.

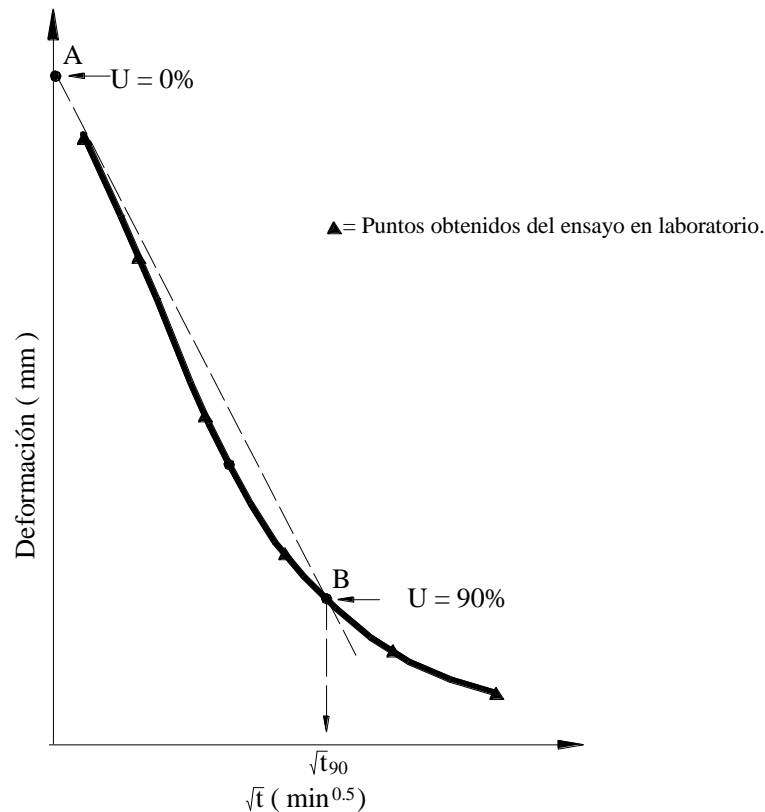


Figura 2.42. Método de Taylor par la determinación de c_v .

Coduto (1999) afirma que la mayoría de los ingenieros prefieren utilizar el método de la raíz cuadrada de tiempo, ya que este permite localizar la siguiente carga tan pronto, como t_{90} haya sido alcanzado; mientras que el método Log-tiempo requiere de un procedimiento adicional para la determinación de t_{100} .

Este aspecto puede tener un impacto significativo, sobre todo si se considera el costo de la realización del ensayo. Este último se halla muy relacionado al número de días necesarios para la conclusión de este.

Finalmente, con el afán de salvar estas deficiencias, fue que distintos autores trataron de determinar correlaciones empíricas entre el coeficiente de consolidación c_v , y las propiedades índices del material.

La primera correlación fue determinada por Carrier (1985). Para ésta, el valor de c_v es inversamente proporcional al índice de plasticidad y es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$c_v = \frac{9.09 \times 10^{-7} (1.192 + ACT^{-1})^{6.993} (4.135 IL + 1)^{4.29}}{IP (2.03 IL + 1.192 + ACT^{-1})^{7.993}} \quad [2.85]$$

Donde:

ACT = Actividad.

IL = Índice de liquidez.

IP = Índice de plasticidad.

Por su parte, Raju *et al* (1995) propusieron una ecuación para predecir c_v en una arcilla normalmente consolidada en función al índice de vacíos en el límite líquido e_L y al esfuerzo de sobrecarga efectiva inicial in situ σ_o' . La ecuación de Raju *et al* (1995) es presentada a continuación:

$$c_v = \frac{1 + e_L (1.23 - 0.276 \log \sigma_o')}{e_L} \times \frac{1}{\sigma_o'^{(0.353)}} \times 10^{-3} \quad [2.86]$$

El uso de la ecuación [2.86] se hace muy cuestionable debido a que ésta fue concebida a partir de un estudio limitado de cuatro suelos, además de que entre otras cosas el límite líquido es el único parámetro en consideración, existiendo la posibilidad de que los suelos presenten el mismo límite líquido pero tengan diferentes límites plásticos, por tanto, tales suelos presentarían comportamientos totalmente diferentes,.

Lambe y Whitman (1979), presentan por su parte un rango típico de valores del coeficiente de consolidación en función del límite líquido, Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Valores típicos para el coeficiente de consolidación (Geotechnical Testing Journal, Vol 27, No 5, 2004)

Límite Líquido	Límite inferior Para recompresión [m ² /s]	Compresión virgen No disturbada [m ² /s]	Límite superior Remoldeado [m ² /s]
30	3.5×10^{-6}	5×10^{-7}	1.2×10^{-7}
60	3.5×10^{-7}	1×10^{-7}	3×10^{-8}
100	4×10^{-8}	2×10^{-8}	4×10^{-8}

Finalmente A. Sridharan y H. Nagaraj (2004), a partir de los resultados de estudios realizados sobre muestras remoldeadas de suelo, proponen una correlación entre el coeficiente de consolidación c_v y el índice de contracción IS . Esta correlación debe ser verificada cuando se trabaja con muestras de suelo inalteradas o sobreconsolidadas. La ecuación propuesta por A. Sridharan y H. Nagaraj (2004) se presenta a continuación:

$$c_v = \frac{3}{100(IS)^{3.54}} \quad [2.87]$$

3 Asentamiento por consolidación secundaria.

Una vez que el exceso de presión de poros se ha disipado, el asentamiento por consolidación primaria cesa. Sin embargo, algunos suelos siguen asentándose de alguna manera. Este asentamiento adicional se debe a la consolidación secundaria y ocurre a un valor de esfuerzo efectivo constante.

Este fenómeno aún no ha sido físicamente explicado, pero aparentemente se debe a un reordenamiento o deslizamiento de las partículas o a la posible compresión producida sobre todo cuando se tiene la presencia de materia orgánica.

El asentamiento por consolidación secundaria es significativo para el caso de arcillas altamente plásticas y rellenos sanitarios, mientras que para el caso de arenas y gravas es despreciable.

En la Figura 2.43 se asume que el fin de la consolidación primaria se produce en el punto *B*. Luego el índice de compresión secundaria C_α es igual a la pendiente de la curva de consolidación secundaria mostrada en la Figura 2.43.

Luego C_α es determinado mediante la siguiente relación:

$$C_\alpha = \frac{(e_t - e_p)}{\log(t/t_p)} = \frac{|\Delta e|}{\log(t/t_p)}; t > t_p \quad [2.88]$$

Donde:

(t_p, e_p) = Coordenadas del punto *B*

(t, e_t) = Coordenadas de algún punto situado en la curva de consolidación secundaria.

El asentamiento por consolidación secundaria es:

$$S_s = \frac{H_o}{1 + e_p} C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad [2.89]$$

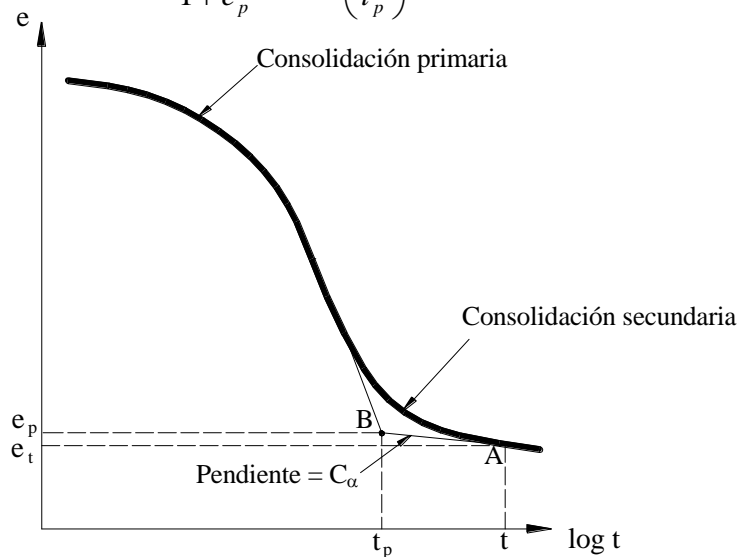


Figura 2.43. Asentamiento por consolidación secundaria.

4. Asentamientos tolerables, diferenciales y totales.

La magnitud del asentamiento total, asentamiento diferencial y distorsión angular que se puede tolerar, depende del comportamiento funcional de la estructura y de las necesidades del usuario, al igual que de factores económicos, tales como: el valor de la propiedad, pérdidas potenciales que pudieran presentarse, etc. Debe tomarse en cuenta, que el asentamiento inmediato debe considerarse de manera separada al asentamiento dependiente del tiempo. Whitlow (1995) afirma que la mayor parte del daño por asentamiento se puede considerar como arquitectónico y está referido a los revestimientos y acabados. Por tanto, la mayor parte del asentamiento inmediato se presenta durante la construcción, a medida que se imponen las cargas muertas y vivas, y por consiguiente, los daños posteriores pueden ser reducidos de gran manera si se demora en la aplicación del acabado hasta que actúe toda la carga muerta.

El asentamiento diferencial puede ser calculado como la diferencia entre los asentamientos producidos en dos puntos adyacentes. Este puede ser estimado como tres cuartos del asentamiento máximo total.

En 1955 Mac Donald y Skempton hicieron un estudio de 98 edificios, siendo la mayoría de éstos estructuras antiguas de muros portantes, acero y hormigón armado. Los datos obtenidos a partir de este estudio son presentados en la Tabla 2.10. Este estudio fue comprobado por Grant et al (1974) de un estudio adicional de 95 construcciones más recientes. Feld (1965) registró un gran número de valores de la magnitud de asentamientos registrado en estructuras específicas. A partir de todos estos estudios, Bowles (1996) concluye que:

- Los valores de la Tabla 2.10 son recomendables para la mayoría de las situaciones. Los valores anotados entre paréntesis son los recomendados para el diseño.
- Uno debe observar cuidadosamente el movimiento diferencial entre dos puntos adyacentes, y establecer si la pendiente ocasionada por el asentamiento entre ambos es una pendiente aceptable.
- Los esfuerzos residuales en la estructura pueden ser importantes, si se observa que existe un rango de asentamientos diferenciales tolerables entre edificios similares.
- Los materiales de construcción dúctiles, tales como el acero, son capaces de tolerar movimientos mucho mayores que los tolerados por el concreto o por muros de carga.
- El intervalo de tiempo durante el cual ocurre el asentamiento puede ser importante, puesto que lapsos grandes de tiempo permiten a la estructura adaptarse y resistir de mejor manera el movimiento diferencial.

Tabla 2.10. Asentamientos diferenciales tolerables en edificios, [mm] (Bowles, 1996)

Criterio	Fundación aislada	Losa de fundación
Distorsión angular (agrietamiento)		1/300
Máximos asentamientos diferenciales		
Arcillas		45(35)
Arenas		35(25)
Máximo asentamiento		
Arcillas	75	75-125(65-100)
Arenas	50	50-75(35-65)

Nota. Los valores entre paréntesis son los valores máximos recomendados.

CAPITULO TRES

Capacidad de apoyo de fundaciones superficiales.

Las fundaciones son los elementos encargados de impartir, a través de ellos, cargas estructurales en el terreno. El diseño de fundaciones debe estar regido por criterios de utilidad y resistencia. El criterio de utilidad, se refiere, a que el comportamiento de la fundación durante la aplicación de las cargas de operación, debe cumplir totalmente con los propósitos para los que fue diseñada. Generalmente el criterio de utilidad se halla limitado por la magnitud de los asentamientos u otros posibles movimientos.

El criterio de resistencia, se refiere, al propósito de asegurar que la fundación diseñada sea lo suficientemente resistente para soportar cargas ocasionalmente grandes, debidas por ejemplo, a fuerzas climatológicas intensas o a otra serie de causas.

La resistencia o capacidad de apoyo de la fundación puede ser un problema a corto o largo plazo dependiendo de las siguientes características:

- Condición a corto plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga es aplicada durante el periodo de construcción, es decir durante un periodo corto de tiempo. Una condición a corto plazo será crítica sólo para el caso en que la fundación sea emplazada en un suelo arcilloso, es decir, cuando se produzca una condición no drenada. Una condición no drenada se presenta cuando el suelo tiene muy baja permeabilidad, entonces, se considera que el volumen permanece constante y se ha generado un exceso de presión de poros igual al cambio de esfuerzo total $\Delta u = \Delta \sigma_v$. Debe recalcar que para la condición no drenada en suelos arcillosos debe trabajarse con parámetros de esfuerzos totales.
- Condición a largo plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga máxima es aplicada a la fundación luego de un cierto tiempo después del final de la construcción. La condición a largo plazo, reúne las características de una condición drenada, tanto para el caso de suelos arcillosos como para el caso de suelos granulares. Una condición drenada es aquella situación en la que el suelo es cargado y no se genera exceso de presión de poros. Para la condición drenada deben utilizarse parámetros de esfuerzos efectivos.

Para la determinación de la capacidad de apoyo del suelo es necesario realizar las siguientes definiciones:

Carga inicial total o sobrecarga inicial q_o es la presión existente *antes* de la construcción que se debe al peso del suelo sobre el nivel de fundación.

Sobrecarga efectiva inicial q_o' : es igual a la sobrecarga inicial q_o menos, el valor de la presión de poros u_o determinado para las condiciones iniciales, es decir, determinado antes de la construcción.

$$q_o' = q_o - u_o$$

Carga bruta q es la presión bruta total impartida al terreno *después* de la construcción, que incluye:

- El peso de la fundación, W
- El peso del suelo sobre el nivel de fundación.
- La carga impartida por la columna a la fundación, P .

Esta presión es igual a la carga total, que es la suma de las cargas anteriores, dividida por el área de la fundación.

Carga bruta efectiva q' : es igual a la presión bruta de fundación q menos el valor final de la presión de poros u_f , determinado para las condiciones finales, es decir, después de la construcción.

$$q' = q - u_f$$

Carga neta q_n : es el incremento neto en esfuerzos efectivos al nivel de fundación, es decir, es la diferencia entre las presiones efectivas antes y después de la construcción. Es así que la carga neta siempre se halla referida a esfuerzos efectivos.

$$q_n = q' - q'_o \quad [3.1]$$

Carga bruta última de apoyo q_u es el valor de la presión de apoyo que produce falla de corte en el suelo. Por tanto, la carga última efectiva q'_u , es igual a la carga última q_u menos el valor de la presión de poros u .

Carga neta última de apoyo $q_{u(n)}$ es la carga bruta última efectiva de apoyo menos la sobrecarga efectiva.

$$q_{u(n)} = q'_u - q'_o \quad [3.2]$$

Máxima capacidad segura de apoyo q_s es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la carga bruta última de apoyo dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_s = \frac{q_u}{FS} \quad [3.3]$$

La *máxima capacidad segura efectiva de apoyo q'_s* es la máxima capacidad segura de apoyo q_s menos el valor de la presión de poros u .

$$q'_s = q_s - u \quad [3.3^a]$$

Máxima capacidad neta segura de apoyo $q_{s(n)}$ es la carga neta última de apoyo dividida por el factor de seguridad adoptado.

$$q_{s(n)} = \frac{q_{u(n)}}{FS} \quad [3.4]$$

En las ecuaciones [3.3] y [3.4], la elección de un adecuado valor para el factor de seguridad depende tanto del criterio como de la experiencia profesional del ingeniero. Coduto (1994) indica que deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- El tipo de suelo. Se recomienda usar valores altos para arcillas y valores bajos para arenas.
- El nivel de incertidumbre en la definición del perfil de suelo y en la determinación de los parámetros de resistencia al corte para diseño.
- La importancia de la estructura y las consecuencias de una posible falla.

Por lo general el factor de seguridad adoptado es probablemente mucho mayor que el factor de seguridad seguro, debido sobre todo a los siguientes aspectos:

- Los datos de resistencia al corte son normalmente interpretados de manera muy conservativa, de esta manera los valores de diseño de c y ϕ contienen implícitamente un otro factor de seguridad.
- Las cargas de servicio son probablemente menores a las cargas de diseño.
- Es el asentamiento, y no la capacidad de apoyo, el que controla el diseño final, por tanto, la fundación tendrá dimensiones mayores a las requeridas para satisfacer el criterio de capacidad de apoyo.

Finalmente, Coduto (1994) presenta la Tabla 3.1, que es una tabla adaptada a partir de la versión presentada por Vesic en 1975. Esta sugiere ciertos valores para el factor de seguridad; dependen tales valores fundamentalmente del tipo de estructura.

Tabla 3.1. Guías para seleccionar el mínimo factor de seguridad para el diseño de zapatas (Coduto, 1994).

Categoría	Estructuras típicas	Características de la categoría	Factor de seguridad de diseño	
			Exploración del suelo completa y cuidadosa	Exploración del suelo limitada
A	Puentes ferroviarios, almacenes, muros de retención hidráulica, silos	Cargas máximas de diseño próximas a ocurrir a menudo con consecuencias de falla desastrosas.	3.0	4.0
B	Puentes carreteros, edificios públicos e industriales.	Cargas máximas de diseño pueden ocurrir ocasionalmente con consecuencias de falla serias.	2.5	3.5
C	Edificios de oficinas y apartamentos.	Cargas máximas de diseño es improbable de ocurrir.	2.0	3.0

Carga admisible de apoyo q_a es la presión que asegura que no existirá falla al corte, y asegura también que los asentamientos a producirse serán iguales a los tolerables.

Por tanto, la falla al corte se produce cuando la carga última de apoyo es alcanzada. Esta falla al corte puede ser de los siguientes tipos:

Falla al corte general.- Este tipo de falla se presenta cuando una fundación superficial localizada sobre un depósito de arena densa o sobre un suelo arcilloso rígido es sometida a una carga que se incrementa gradualmente. Este incremento gradual de carga ocasiona el consiguiente asentamiento de la fundación.

En la Figura 3.1 (a) se puede observar una fundación superficial de ancho B , que está situada a una profundidad D_f de la superficie de un depósito de suelo con las características mencionadas anteriormente. Cuando el esfuerzo o presión producido por la carga P iguala la carga última de apoyo q_u se produce el asentamiento S_u para el cual, el suelo de fundación sufrirá una falla repentina al corte. La superficie de falla del suelo es mostrada en la Figura 3.1 (a) mientras que la Figura 3.1 (b) muestra la gráfica de S vs. q .

El tipo de falla observado en la Figura 3.1 (a) es el de falla al corte general; y para este, se puede ver en la gráfica de S vs. q que se presenta claramente un valor pico de q igual a q_u .

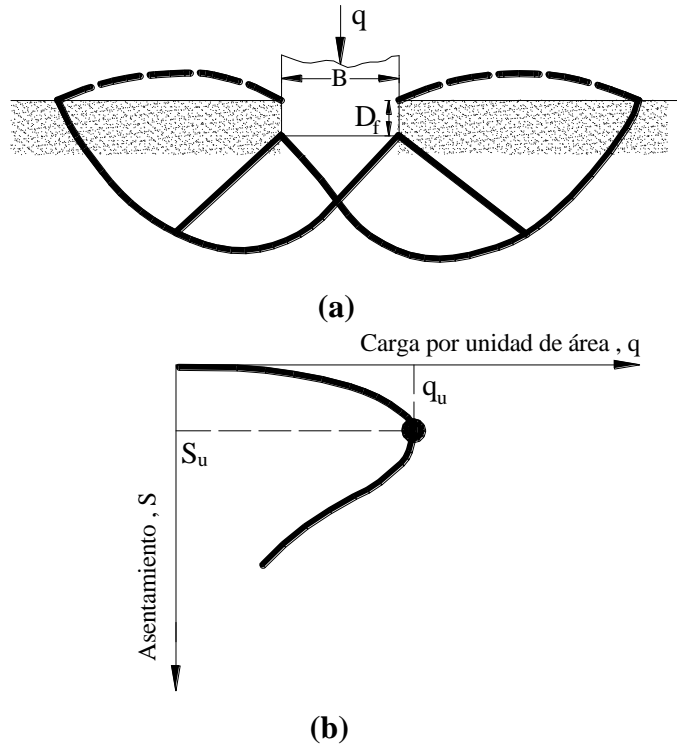


Figura 3.1. Falla al corte general de un suelo.

Falla al corte local.- Este tipo de falla se presenta cuando una fundación superficial como la observada en la Figura 3.2 (a), se encuentra sobre un depósito de arena media densa o sobre un suelo arcilloso de consistencia media.

En la gráfica de S vs. q , Fig. 3.2 (b), se observa que a medida que se incrementa la carga q se produce también un respectivo asentamiento. Cuando q alcanza el valor de q'_u denominado carga primera de falla, la superficie de falla desarrollada en el suelo es la mostrada con línea llena en la Figura 3.2 (a). Si la carga continúa incrementándose la curva de la gráfica S vs. q se hace mucho más empinada e irregular como muestra la línea quebrada de la Figura 3.2 (b). Cuando q iguala el valor de q_u la superficie de falla del suelo alcanza la superficie del terreno. Más allá del valor de q_u la gráfica de S vs. q adquiere una forma lineal, siendo la principal característica de este tipo de falla que nunca es observada una carga pico.

Falla al corte por punzonamiento.- La Figura 3.3 (a) muestra una fundación con las mismas características que en los casos anteriores; pero con la única diferencia de que se encuentra fundada sobre un depósito de arena suelta o sobre un suelo arcilloso blando. Para este tipo de falla, la curva de la gráfica S vs. q es mostrada en la Figura 3.3 (b).

Al igual que en el caso anterior, aquí nunca se observa un valor de carga pico ya que una vez que se ha alcanzado el valor de q_u este permanece constante. La superficie de falla del suelo para falla al corte por punzonamiento, no alcanza nunca la superficie del terreno.

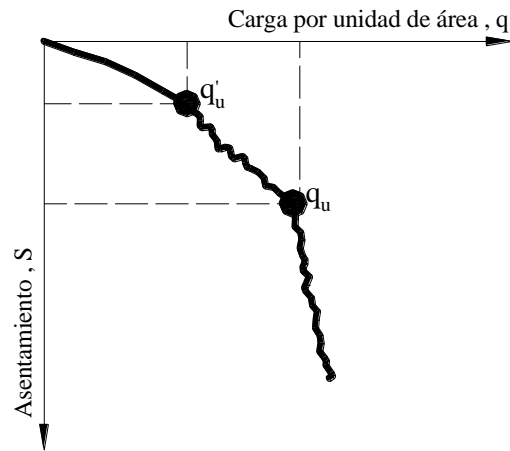
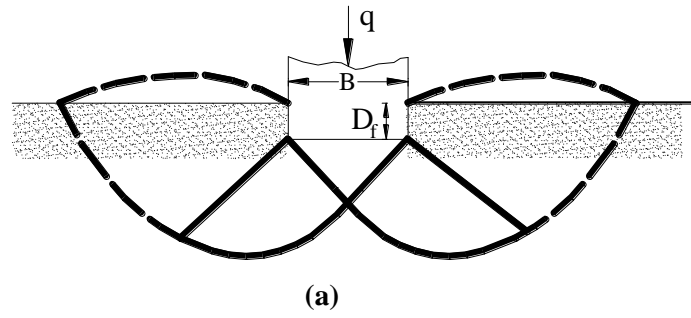


Figura 3.2. Falla al corte local de un suelo.

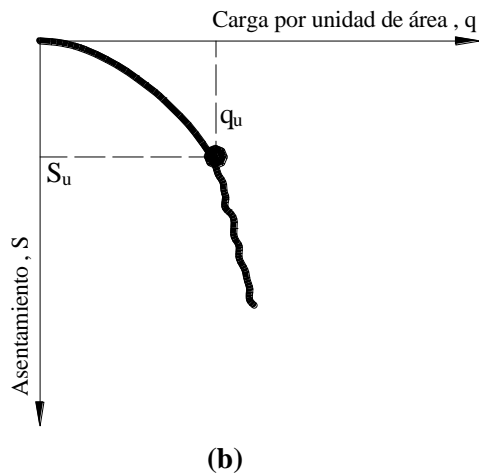
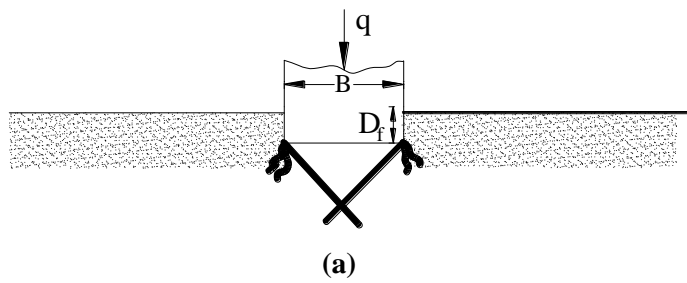


Figura 3.3. Falla al corte por punzonamiento de un suelo.

A continuación, Coduto (1994) presenta los siguientes criterios, que resultan ser muy útiles al momento de determinar cuál de estos tres tipos de falla se presentará en una determinada circunstancia. Estos criterios son:

- Fundaciones emplazadas en arcillas son gobernadas por el caso de falla general al corte.
- Fundaciones emplazadas en arenas densas son gobernadas por el caso de falla general al corte. En este contexto, una arena densa es aquella cuya densidad relativa D_R es mayor que 67%.
- Fundaciones emplazadas en arenas sueltas a medianamente densas, es decir, para $30\% < D_R < 67\%$, son probablemente gobernadas por la falla al corte local.
- Fundaciones emplazadas en arenas muy sueltas, es decir, $D_R < 30\%$, son gobernadas por falla al corte por punzonamiento.

1 Carga última de apoyo.

En el análisis de fundaciones pueden emplearse métodos teóricos, aproximaciones semi empíricas y por otra parte aproximaciones empíricas.

Entre los **métodos teóricos** puede ser utilizado uno de los siguientes:

- Método de líneas de deslizamiento
- Método de elementos finitos.
- Método de equilibrio límite
- Método de análisis límite.

Cuando se presentan problemas de estabilidad y se requiere conocer la capacidad de apoyo del suelo; pueden utilizarse el primero, el tercero o el cuarto método. En cambio, cuando se requiere determinar la distribución de esfuerzos o los asentamientos producidos al interior de una masa de suelo puede utilizarse el segundo método.

El método de líneas de deslizamiento se basa en la construcción de una familia de líneas de corte o deslizamiento en las proximidades de las zapatas cargadas. Estas líneas de deslizamiento representan las direcciones de esfuerzos cortantes máximos. Las relaciones constitutivas de este método son aquellas que consideran que el estado de tensiones en la masa de suelo satisface en todas partes el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Este método además de proporcionar una estimación de la carga de rotura, permite también la obtención de la distribución de esfuerzos. Sin embargo, aún no se sabe si la solución obtenida es o no conservadora.

En este método se consideran generalmente solo problemas de deformación en un plano 2-D. Por otro lado, algunas veces las soluciones pueden extenderse asumiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb como la superficie en el límite de fluencia y aplicando compatibilidad de esfuerzos. En este caso la solución obtenida es exacta para un material ideal.

Para el método de elementos finitos puede ser empleada cualquier ley constitutiva. La principal ventaja de este método es que es extremadamente poderoso, debido a que se pueden tratar no linealidades de materiales y geometrías, es decir deformaciones grandes, y son muy pocas las ocasiones en que este presenta dificultades.

Sin embargo, una de las desventajas de este método es que se requiere del uso de un computador para efectuar los cálculos y para ciertos análisis no lineales puede resultar muy costoso.

El método de equilibrio límite es una aproximación al método de líneas de deslizamiento; donde la solución se basa en suposiciones que toman en cuenta tanto la forma de la fundación como la distribución de esfuerzos normales en la superficie de falla. Luego, a través de una prueba de ensayo y error se encuentra la superficie crítica de falla en la que la capacidad de apoyo es calculada. Las relaciones constitutivas de este método son aquellas que asumen el criterio de falla de Mohr-Coulomb como válido en la superficie de falla.

Los cálculos realizados para este método son sencillos, dependiendo éste sobre todo de la precisión con que se haya supuesto el mecanismo de falla. Por lo tanto, es apropiado para el análisis de fallas ya ocurridas, donde los planos de falla son conocidos. Aún no se sabe si las soluciones obtenidas con este método son o no conservadoras.

Mc Carron (1991) indica que el método de equilibrio límite es el más ampliamente usado debido sobre todo a su simplicidad matemática y a que los resultados obtenidos gozan de buena aproximación.

Finalmente el método de análisis límite considera la relación esfuerzo-deformación del suelo de una manera idealizada. Este método fue adaptado a la mecánica de suelos a partir de un análisis matemático realizado por Calladine (1985) a la teoría de plasticidad.

Este método consiste en la determinación de una solución de borde superior y una solución de borde inferior. La solución o aproximación de borde superior corresponde a un estado cinemáticamente admisible, en el que solo se consideran los mecanismos de falla, siendo ignorada la compatibilidad de esfuerzos. La ecuación de trabajo para el sistema mostrado en la Figura 3.4 (a) es:

$$\begin{aligned} \text{Trabajo externo} &= \text{Trabajo interno} \\ F \times b / 2 \times \theta &= kb\theta\pi \times b \end{aligned} \quad [a]$$

Donde:

$kb\theta\pi$ = Resistencia k a lo largo del perímetro del medio círculo con un brazo de fuerza b .

Luego:

$$F / b = q = 6.29k \quad [b]$$

La ecuación [a] asume que el material es idealmente rígido-plástico, es decir, que no existe movimiento hasta que la resistencia es alcanzada, y por tanto las deformaciones que se producen luego ocurren a esfuerzos cortantes constantes, Fig. 3.4 (b). Además se considera que la disipación de energía interna se produce en la interfase de los bloques rígidos.

Por otro lado si se considera el mecanismo de falla por punzonamiento, Fig. 3.4(c), que resulta ser un mecanismo de falla más factible que el anterior, la ecuación de trabajo puede ser determinada de manera análoga a la primera pero con la ayuda de un diagrama de velocidades, Fig. 3.4(d).

Luego, la fuerza de punzonamiento es:

$$F / b = q = 5.76k \quad [c]$$

De esta manera se obtienen dos aproximaciones de borde superior.

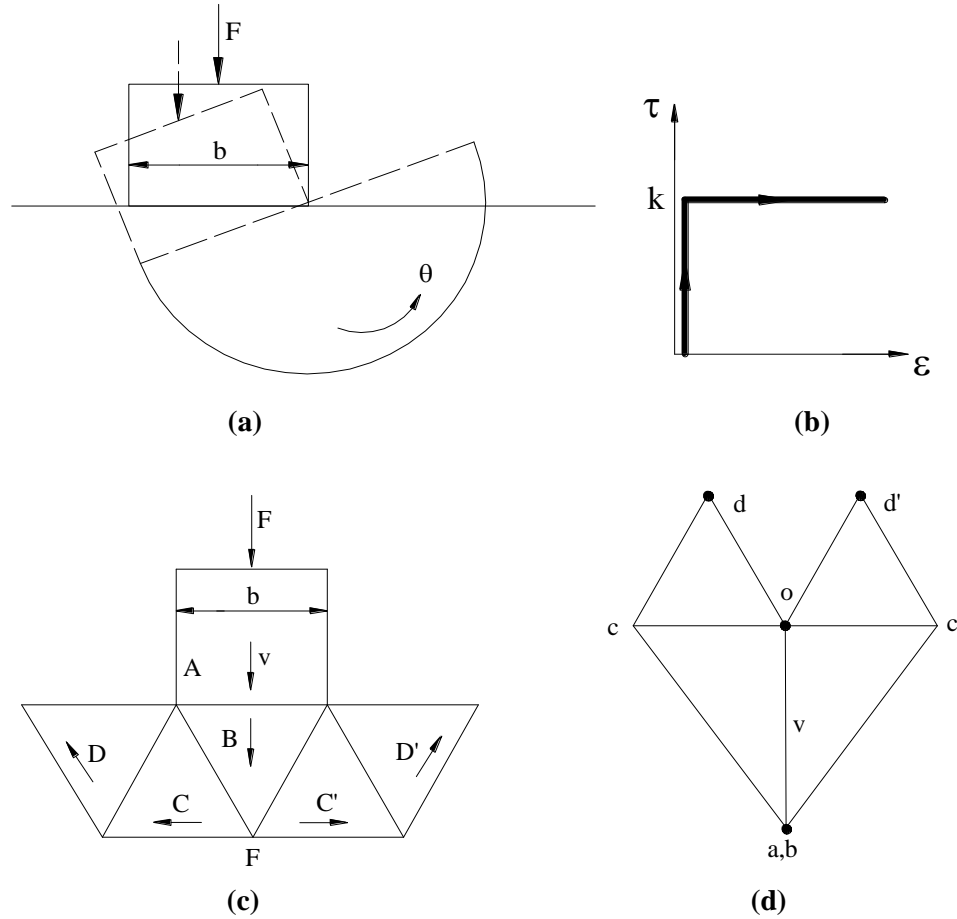


Figura 3.4. Método de análisis límite (a) Mecanismo simple utilizado para obtener una solución de borde superior. (b) Propiedades de un material rígido- plástico. (c) Solución al método de análisis límite asociada a un diagrama de velocidades; falla por punzonamiento (d) Diagrama de velocidades.

Por otro lado la aproximación de borde inferior se refiere a un estado estáticamente admisible donde se ignoran los mecanismos de falla y se asegura la compatibilidad de esfuerzos. En la Figura 3.5(a) se observa la discontinuidad de esfuerzos propuesta. Aquí el equilibrio de esfuerzos se mantiene al interior de cada bloque y a través de cada discontinuidad, es decir, $\sigma_n^I = \sigma_n^{II}$. En la Figura 3.5, los círculos de Mohr que representan a las zonas de esfuerzos I y II tienen un punto en común; y si el material se encuentra en cedencia a ambos lados de la discontinuidad, entonces ambos círculos tendrán el mismo diámetro máximo.

Ahora si se considera que la zona I está libre de esfuerzos, el correspondiente círculo de Mohr es graficado en la Figura 3.5(b), en esta el círculo de la zona I tiene un punto en el origen. Luego por inspección:

$$q = 2k \quad [d]$$

Ahora si se considera que ambas zonas están en cedencia, los círculos de Mohr para este caso son presentados en la Figura 3.5(b), y por inspección se tiene:

$$q = 4k \quad [e]$$

Ahora de manera similar a la anterior se puede estimar una solución de borde inferior que considere, de la forma más general un abanico de planos de discontinuidades, donde todas las zonas delimitadas por este se encuentran en cedencia, Fig. 3.5(c).

De la Figura 3.5(d) la solución de borde inferior es:

$$q = k(2 + \pi) = 5.14k \quad [f]$$

De esta manera uno se aproxima a una solución de borde inferior.

La solución al problema se encontrará en algún punto ubicado entre el borde superior y el borde inferior aproximándose a uno o a otro dependiendo de si se incrementan las posibilidades de mecanismos de falla (borde superior) o las posibilidades de discontinuidades de esfuerzos (borde inferior).

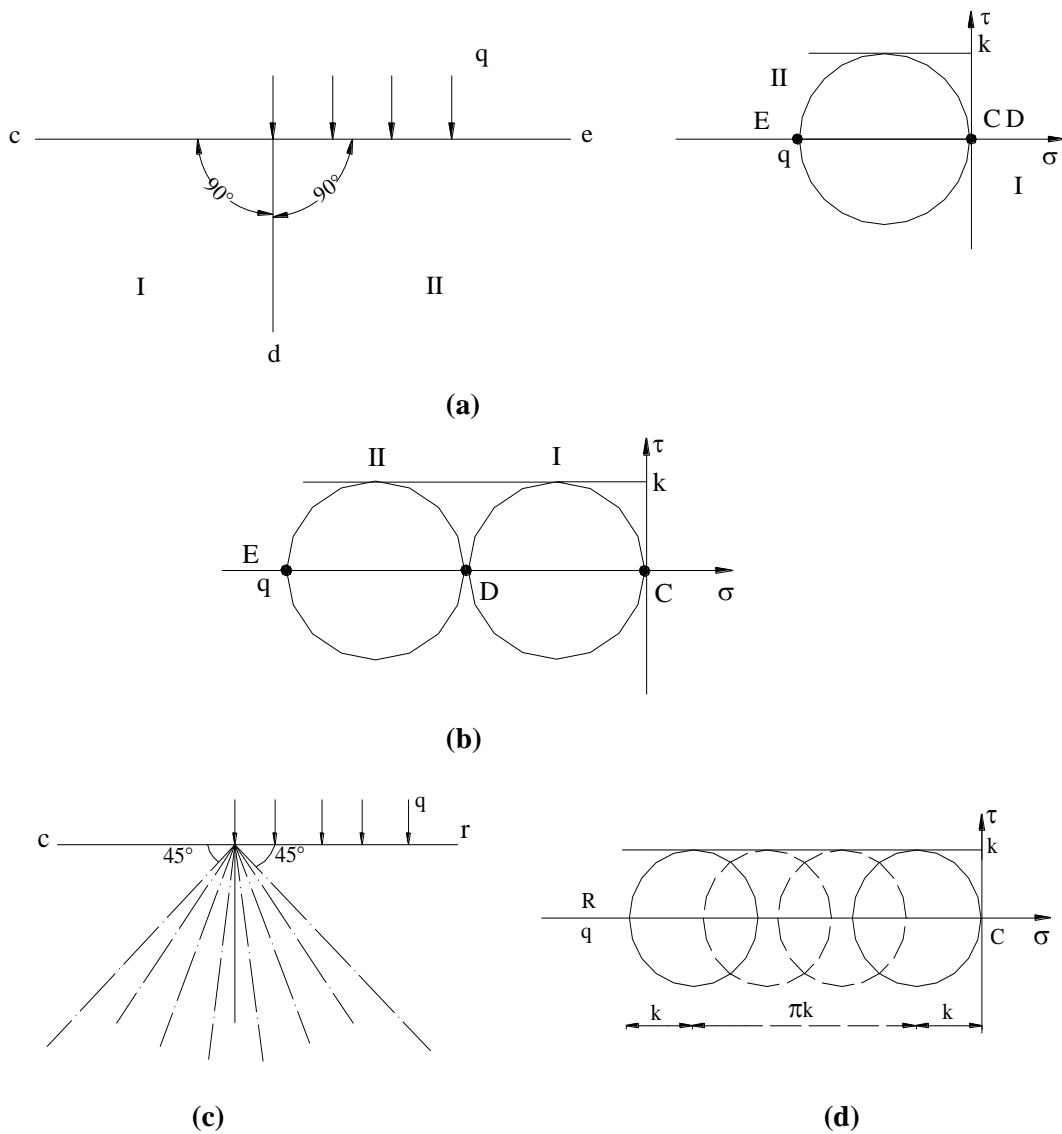


Figura 3.5. Determinación de una solución de borde inferior.

La adaptación del problema anterior a la mecánica de suelos, corresponde a la condición de estabilidad a corto plazo en una arcilla saturada sometida a la aplicación de una carga.

Luego, antes de desarrollar los métodos existentes para la determinación de la capacidad de apoyo, debe aclararse, que de aquí en adelante, **el valor de q^*** en todos los métodos corresponde al valor de la sobrecarga que existe en el terreno adyacente a la fundación luego de haber concluido la construcción.

A continuación se presenta una solución basada en el método de análisis límite, realizada por Bowles (1988) para el caso específico de una arcilla saturada sometida a la aplicación de una carga.

Previamente, en las Figuras 3.6 y 3.7 se observan los dos posibles mecanismos de falla que pueden presentarse cuando el suelo de fundación alcanza la carga última de apoyo q_u . Estos dos posibles mecanismos de falla son:

- Circular, Fig. 3.6; en la que la resistencia al corte se desarrolla a lo largo del perímetro del círculo que constituye la superficie de falla.
- Punzonamiento en el terreno, representado por la cuña agb en la Figura 3.7 o de manera aproximada por la cuña ObO' en la Figura 3.6.

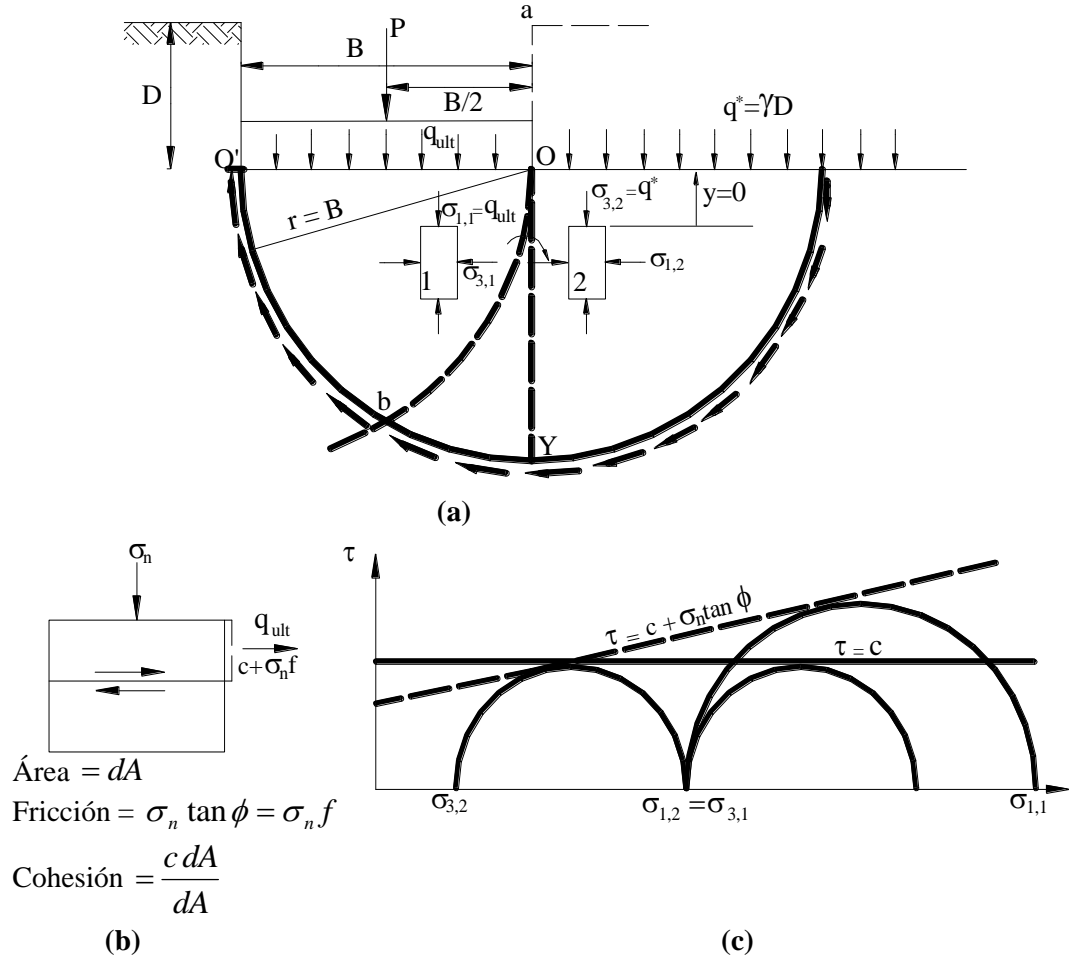


Figura 3.6. Capacidad de apoyo en un suelo con $\phi = 0$, (a) Zapata fundada en un suelo con $\phi = 0$ (b) Significado físico de la ecuación [3.5] para resistencia al cortante (c) Círculos de Mohr para elementos observados en (a).

En ambos mecanismos de falla la resistencia al corte límite del suelo se desarrolla a lo largo de la superficie de deslizamiento. Esta resistencia está dada por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad [3.5]$$

El significado físico de la ecuación [3.5] es representado en la Figura 3.6 (b). La elección entre parámetros de esfuerzos totales y parámetros de esfuerzos efectivos en la ecuación [3.5] es realizada en función a las condiciones de aplicación de carga, es decir dependiendo si se tienen condiciones drenadas o condiciones no drenadas.

La aproximación de q_u desarrollada por Bowles (1988) que se presenta a continuación es una de las más simples realizadas para su obtención. Esta toma en cuenta las consideraciones realizadas en el método de análisis límite, es decir, consiste en la determinación de una solución de borde superior y una solución de borde inferior, para el caso presentado en la Figura 3.6.

En esta Figura se considera que las dimensiones de la zapata mostrada son $B \times L$ ($B=1, L \rightarrow \infty$), y que el suelo de fundación tiene un ángulo de fricción $\phi = 0$. Una solución de borde inferior puede ser obtenida de la siguiente manera:

Cuando la fundación es emplazada en el terreno el bloque de esfuerzos I mostrado en la Figura 3.6 (a) tiene los esfuerzos principales que se indican. Debido al esfuerzo ocasionado en el suelo por la aplicación de la carga; el suelo tiende a desplazarse lateralmente hacia la derecha de la línea OY , lo que da lugar a que el esfuerzo principal del bloque de esfuerzos 2 sea igual al esfuerzo horizontal del bloque de esfuerzos 1 . Estos bloques de esfuerzos son representados mediante su correspondiente círculo de Mohr en la Figura 3.6 (c). A partir de la ecuación de resistencia al corte se tiene:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad [3.6]$$

Para el caso de la Figura.3.6 $\phi = 0$, luego $\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1$, y para el bloque 2 en la esquina de la zapata O $\sigma_{3,2} = q^* = \text{sobrecarga} = \gamma D_f$. Reemplazando estos valores en la ecuación [3.6] y se tiene:

$$\sigma_{1,2} = \sigma_{3,1} = q^* (I) + 2c(I) \quad [3.7]$$

Para el bloque 1 en la esquina O de la zapata se tiene:

$$\sigma_{1,1} = q_u = \sigma_{3,1} (1) + 2c(1) \quad [3.8]$$

Reemplazando la ecuación [3.7] en la ecuación [3.8], q_u es:

$$q_u = q^* + 2c + 2c = q^* + 4c \quad [3.9]$$

Para el caso en el que el nivel de fundación se encuentra en la superficie del terreno $q^* = 0$, y la ecuación [3.9] se convierte en:

$$q_u = 4c \quad [3.10]$$

La ecuación [3.10] proporciona una solución de borde inferior. Para obtener una solución de borde superior se considera una falla circular alrededor del punto O . Realizando la sumatoria de momentos en el punto O causados por la carga última, la resistencia al corte perimetral y la sobrecarga, se tiene:

$$q_u \frac{B \times B}{2} = c \pi B \times B + q^* \frac{B \times B}{2} \quad [3.11]$$

Resolviendo para q_u se tiene:

$$q_u = 2c\pi + q^* \quad [3.12]$$

Para el caso en el que el nivel de fundación se encuentra en la superficie del terreno $q^* = 0$, y la ecuación [3.11] se convierte en:

$$q_u = 6.28c \quad [3.13]$$

Luego, la carga última obtenida a partir del promedio de las ecuaciones [3.13] y [3.10] es:

$$q_u = 5.14c \quad [3.13a]$$

La ecuación [3.13a] es la solución para la carga última obtenida a partir del método de análisis límite considerando un suelo sin fricción, es decir para $\phi = 0^\circ$.

Todos los métodos teóricos para la determinación de la carga última nombrados anteriormente se relacionan de cierta manera, ya que muchas soluciones obtenidas a partir del método de las líneas de deslizamiento proporcionan campos de velocidades cinemáticamente admisibles y pueden ser así consideradas como una solución de borde superior que satisface a la vez las condiciones de borde de velocidad. Por otro lado, si el campo de esfuerzos al interior de una zona plástica puede ser extendido dentro de una región rígida, entonces las condiciones de equilibrio y cedencia son satisfechas, y la solución constituye una solución de borde inferior.

Por otro lado, el método de equilibrio límite utiliza la filosofía básica de la regla de borde superior, mediante la cual, se asume una superficie de falla y al menos una respuesta es buscada. Sin embargo este método no considera que las condiciones cinemáticas y de equilibrio sean satisfechas en un sentido limitado. Por consiguiente, las soluciones de equilibrio límite no son necesariamente soluciones de borde superior o de borde inferior. Sin embargo, una solución de borde superior para el método de análisis límite será obviamente una solución del método de equilibrio límite.

A pesar de la relación existente entre estos métodos, la mayoría de ellos, sobre todo el método de análisis límite presenta grandes dificultades en su desarrollo. Estas dificultades se enuncian a continuación:

- La complejidad de encontrar un mecanismo que pueda describir el proceso de falla razonablemente bien.
- El método de análisis límite aplicado para la determinación de la capacidad de apoyo toma en cuenta un sistema tridimensional, por tanto, incluye solamente materiales sin fricción interna debido a que los mecanismos de colapso en estos materiales no son tan complejos como los que se presentan en materiales con fricción.
- La complejidad de la geometría en tres dimensiones juntamente con la dilatación de los suelos, hace muy difícil el construir modelos de velocidades admisibles, y hace que los cálculos de volúmenes de bloques y superficies de discontinuidades sean bastante laboriosos.

Debido a las dificultades ya enunciadas, fue que se desarrollaron **métodos semi-empíricos** para la determinación de la capacidad última de apoyo. Estos fueron desarrollados para materiales con fricción inicialmente, siendo luego extendidos de manera muy sencilla, también para suelos cohesivos. Estos métodos se basan en estudios de falla al corte por punzonamiento realizados en otros materiales, tales como metales.

Todos estos fueron desarrollados considerando una fundación continua y un caso de deformación plana. Con el paso del tiempo una serie de factores empíricos fueron aplicados a estos métodos con el objeto de compensar las suposiciones realizadas.

A continuación se analiza el caso de una zapata continua emplazada en un suelo que presenta un ángulo de fricción igual a ϕ y una cohesión igual a c , Fig. 3.7, en la que se puede observar que una vez alcanzada la carga última q_u ocurre la falla al corte por punzonamiento.

Para este caso, se realizó una extensión al estudio de Prandtl (1920) quien estudió la resistencia al punzonamiento de metales, a partir de la cual determinó la capacidad de una masa de metal de gran espesor para resistir las cargas concentradas. Posteriormente al introducir términos geotécnicos al trabajo de Prandtl, se observó que él consideró un suelo puramente cohesivo ($\phi = 0$) y sin peso unitario.

Luego, con estas suposiciones, él definió la forma de las zonas de corte y desarrolló un método para determinar la fuerza requerida para que se produzca el punzonamiento. Las consideraciones realizadas por Prandtl no toman en cuenta precisamente a ninguno de los métodos teóricos, sino más bien, el valor de q_u se obtiene a partir de la suma de fuerzas verticales que actúan en la cuña adg , Fig. 3.7; por tanto, el valor de q_u es obtenido basándose en el método de superposición.

A continuación se presenta la estimación de q_u realizada como una extensión al trabajo de Prandtl (1920). La ecuación general presentada posteriormente fue desarrollada por Bowles (1988).

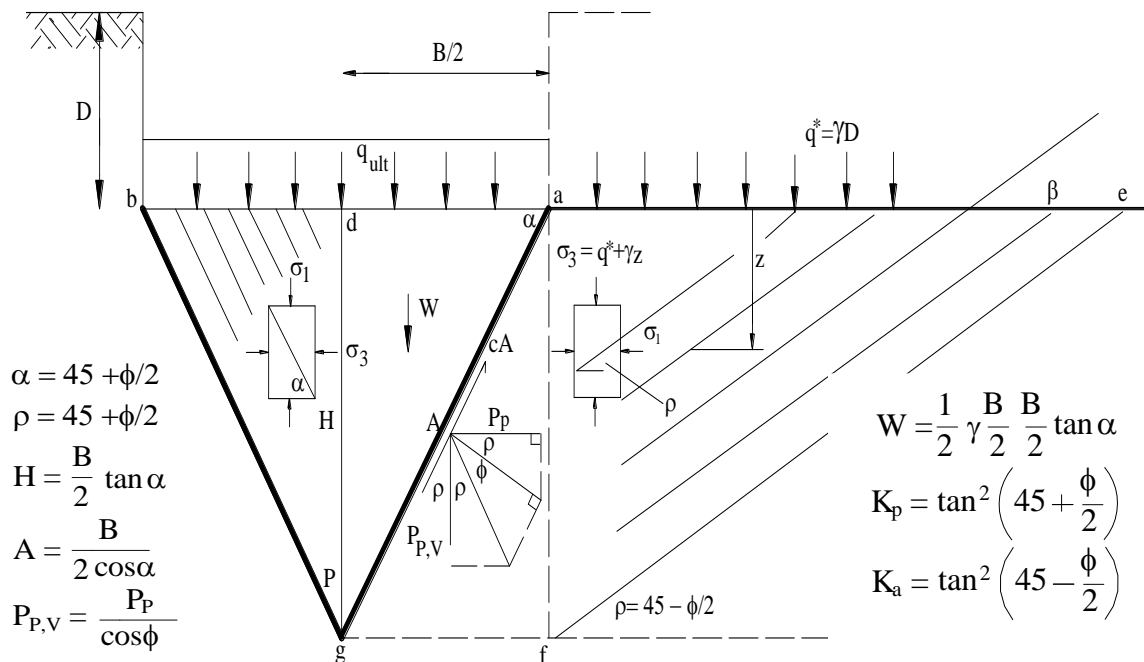


Figura 3.7. Capacidad de apoyo simplificada para un suelo $c - \phi$ (Bowles. 1988).

Para la estimación de q_u se consideró que cuando la cuña se desplaza en el terreno, se desarrollan presiones laterales en la línea ag , las cuales tienden a trasladar horizontalmente el bloque agf contra la cuña afe . Las presiones desarrolladas a lo largo de la línea vertical af son representadas en el bloque de esfuerzos mostrado a la derecha de la línea. Podría ser mostrado usando el círculo de Mohr que la cuña agb desarrolla líneas de deslizamiento de esfuerzos, que forman un ángulo de $\alpha = 45 + \phi/2$ con la horizontal, situación que puede ser observada en el bloque de esfuerzos mostrado en el interior de la cuña agb , de manera que la línea ab resulta ser un plano principal. Similarmente en la cuña afe las líneas de deslizamiento forman un ángulo de $\beta = 45 - \phi/2$ con la horizontal, siendo la línea ae un plano principal respecto al ángulo β .

Para el bloque de esfuerzos que se encuentra a la derecha de la línea af , la fuerza P_p que es resultado de la resistencia total del terreno, puede ser calculada integrando de 0 a H el esfuerzo principal σ_1 .

De acuerdo a la Figura 3.7 y a la ecuación [3.6], se tiene:

$$P_p = \int_0^H \sigma_1 dz = \int_0^H \left\{ (\gamma z + q^*) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right\} dz \quad [3.14]$$

De acuerdo a la definición de P_p hecha en la Figura.3.7, e integrando la ecuación [3.14], se tiene:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p + q^* H \cdot K_p + 2cH \sqrt{K_p} \quad [3.15]$$

Para la determinación de q_u , se realiza la sumatoria de fuerzas verticales que actúan en la cuña adg de ancho unitario. Estas fuerzas son observadas en la Figura 3.7.

$$q_u \times \frac{B}{2} + \gamma \frac{B}{2} \cdot \frac{H}{2} - cA \cos \rho - \frac{P_p}{\sin \rho \cos \phi} = 0$$

Sustituyendo los valores de A y H según la Figura 3.7 y despejando q_u se tiene:

$$q_u = c \left[\frac{2K_p}{\cos \phi} + \sqrt{K_p} \right] + q^* \frac{\sqrt{K_p} K_p}{\cos \phi} + \frac{\gamma B}{4} \left[\frac{K_p^2}{\cos \phi} - \sqrt{K_p} \right] \quad [3.16]$$

Reemplazando los multiplicadores de c , q^* y γB por factores N se tiene:

$$q_u = cN_c + q^* N_q + \frac{\gamma B}{4} N_\gamma \quad [3.17]$$

La ecuación [3.17] es la ecuación utilizada más comúnmente para la determinación de la capacidad de apoyo del suelo. Debe tomarse en cuenta que esta ecuación subestima el valor de q_u debido a las razones que se exponen a continuación:

- Zona \overline{afg} es despreciada.
- La interfase de la zapata es generalmente rugosa y por tanto contribuye con el efecto de rugosidad.
- La forma del bloque \overline{agfe} define pobremente la zona resistente al movimiento de la cuña en el suelo. Una espiral logarítmica definiría mejor la superficie de deslizamiento de g a f y parcialmente de f a e .

- La solución es obtenida para una zapata continua, por tanto debería ser ajustada para la forma real de la zapata, es decir, debería aplicarse un factor de forma.
- La resistencia al corte en el plano \overline{ae} de la superficie es despreciada. Esta requiere ser ajustada de alguna manera, haciéndose necesaria la utilización de un factor de profundidad.
- Serán necesarios otros factores para el caso en que la carga se halle inclinada respecto de la vertical.

Finalmente la capacidad de apoyo del suelo puede ser determinada a través de **métodos empíricos**. Estos métodos se basan en el uso de correlaciones determinadas empíricamente y utilizan los resultados obtenidos de la realización de ensayos *in-situ*, tales como el *SPT*, el *CPT* y otros. En todos ellos la capacidad de apoyo es determinada mediante correlaciones empíricas. El procedimiento para la realización de los ensayos *in-situ* es abordado en el Capítulo 8.

2 Métodos semi- empíricos para la determinación de la capacidad última de apoyo.

Los métodos analíticos utilizados en la actualidad para la determinación de la capacidad de apoyo son **métodos semi- empíricos** cuyo principal objetivo es analizar la falla por capacidad de apoyo en zapatas continuas y poder realizar un diseño que evite tales fallas. Para esto es necesario entender la relación entre capacidad de apoyo, carga, dimensiones de la zapata y propiedades del suelo.

Con afán de entender esta relación han sido utilizados modelos a escala reducida de zapatas, debido mayormente a que el costo de estos modelos es mucho menor que el de ensayos realizados a escala real. Desafortunadamente, el ensayar modelos tiene sus limitaciones, especialmente cuando se trabaja en arenas. Debido a esto, no ha sido posible a través del tiempo encontrar una solución general que satisfaga completamente las leyes de la estática.

Sin embargo, han sido propuestos una serie de métodos semi- empíricos, los que a través de suposiciones simplifican el problema y permiten en la actualidad, según Coduto (1994) estimar la capacidad de apoyo en zapatas continuas con una aproximación bastante buena para problemas prácticos.

2.1 Método de Terzaghi.

La ecuación de Terzaghi (1943) fue una de las primeras ecuaciones propuestas para capacidad de apoyo. Esta fue derivada a partir de la ecuación [3.17].

Tomando en cuenta las limitaciones de esta ecuación, Terzaghi aplicó los factores necesarios para hacer que los resultados obtenidos sean lo más aproximados a los reales. La ecuación de Terzaghi fue desarrollada para una zapata continua de ancho unitario en la que se produce un caso de deformación plana.

Las principales suposiciones realizadas por Terzaghi son las siguientes:

- La profundidad de fundación D_f es menor que el ancho de la zapata B , es decir, menor que la dimensión menor de la zapata.

- Ocurre una falla al corte general y la base de la zapata es rugosa.
- El ángulo α de la cuña abc es igual a ϕ , Fig. 3.8.
- La resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata en el plano cd es despreciable y está representada por la línea punteada en la Figura 3.8.
- El peso del suelo que se encuentra sobre la base de la zapata puede ser reemplazado por un esfuerzo de sobrecarga $q^* = \gamma D_f$.

Estas suposiciones son generalmente razonables y conservadoras para el análisis de falla al corte general, aunque en algunos casos, según Coduto (1994), resulta difícil modelar depósitos de suelos estratificados con parámetros de suelos homogéneos equivalentes.

Terzaghi consideró tres zonas en el suelo, Fig. 3.8. Inmediatamente debajo de la zapata una zona de cuña que permanece intacta y que se mueve descendentemente con la zapata, zona abc de la Figura 3.8. Luego, una zona de corte radial que se extiende a ambos lados de la cuña, donde los planos de corte toman la forma de espirales logarítmicas, arco ad de la Figura 3.8. Finalmente, la otra zona es la zona de corte lineal en la cual el cortante del suelo se produce a lo largo de superficies planas, línea de de la Figura 3.8.

Terzaghi terminó las zonas de corte en un nivel uniforme con la base de la zapata, es decir, en el plano ce de la Figura. Esto significa que el consideró al suelo comprendido entre la superficie y la profundidad de fundación solo como una sobrecarga que no ofrece resistencia al corte. Esta es la suposición más conservadora de este método y es la principal razón para que el mismo este relativamente limitado a zapatas superficiales.

La ecuación desarrollada por Terzaghi, así como los diferentes factores utilizados por este, son presentados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Ecuación de Terzaghi.

Ecuación de Terzaghi.			
$q_u = cN_c s_c + q^* N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad [3.18]$ $N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$ $a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$ $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$			
	Continua	Circular	Cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

De la Tabla 3.2 se puede observar que los factores de forma para una zapata continua son iguales a 1. Los factores N_i son calculados de diferente forma que en la ecuación [3.17], esta diferencia radica en que para la ecuación de Terzaghi tanto las líneas de deslizamiento al

interior del arco ad como al interior de la cuña exterior cde fueron consideradas como arcos *log-espiral*, Figura 3.8.

Terzaghi no explicó de manera clara la manera en que el obtuvo los valores de $K_{p\gamma}$, y es por tal razón que Kumbhojkar presentó una serie de valores de N_γ que resultaron ser la mejor aproximación a los valores obtenidos por Terzaghi.

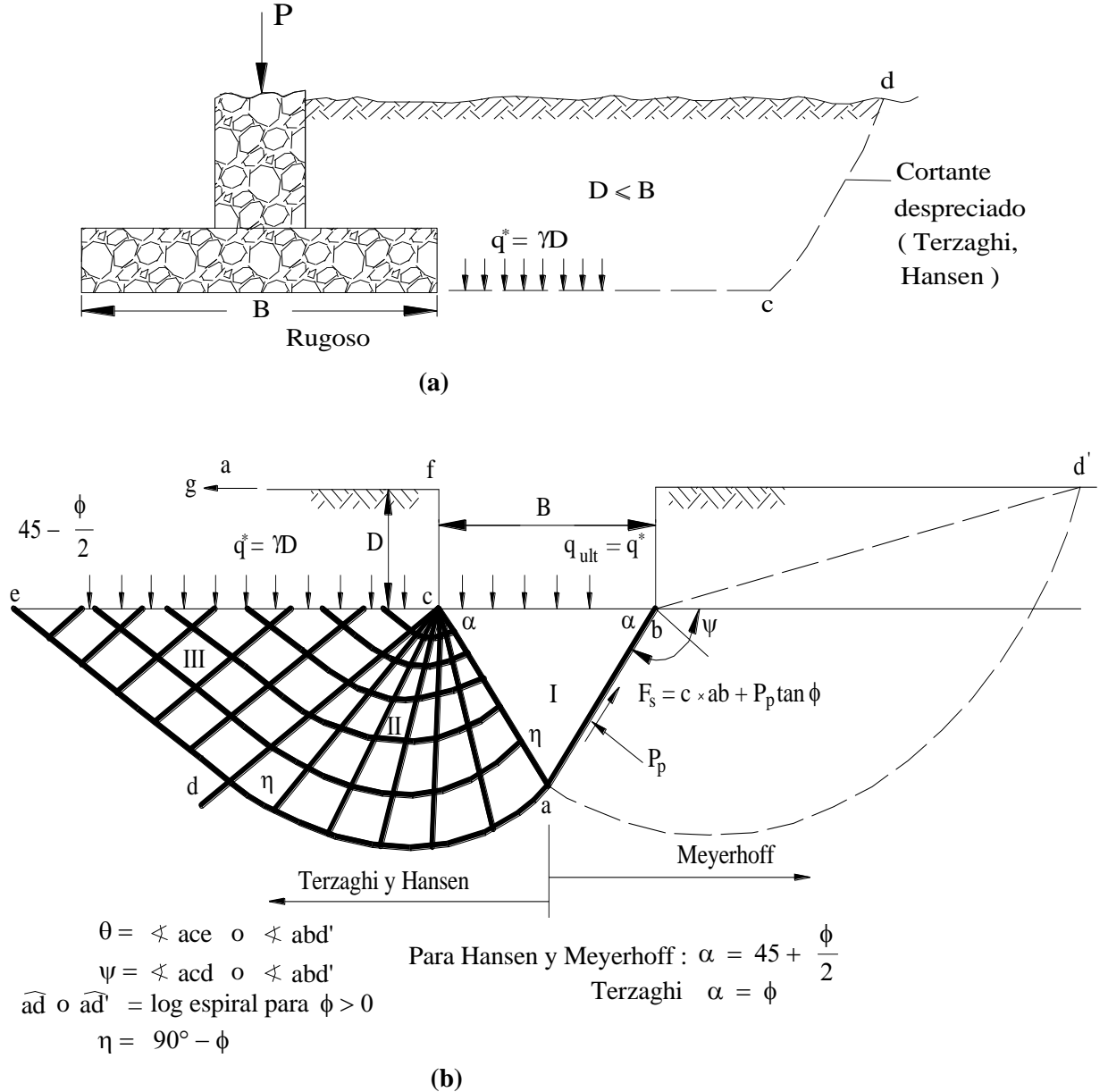


Figura 3.8. Método de Terzaghi (Bowles, 1988).

A continuación en la Tabla 3.3 se presentan los valores de capacidad portante de Terzaghi para una serie de ángulos de fricción ϕ .

Tabla 3.3. Factores de capacidad portante para las ecuaciones de Terzaghi (Das, 1998).

ϕ [deg]	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1	0
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.90	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.18
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87
33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.50	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.80	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51
42	119.67	108.75	171.99
43	134.58	126.50	211.56
44	151.95	147.74	261.60
45	172.28	173.28	325.34
46	196.22	204.19	407.11
47	224.55	241.80	512.84
48	258.28	287.85	650.67
49	298.71	344.63	831.99
50	347.50	415.14	1072.80

^a A partir de Kumbhkar (1993)

2.2 Método de Meyerhof.

Meyerhof (1951,1963) propuso una ecuación de capacidad portante similar a la de Terzaghi. Las diferencias básicas entre ambas ecuaciones son las siguientes:

- Meyerhof toma en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata, Figura 3.8 (b) (línea punteada) y Fig. 3.9.
- Asume que la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno.
- La ecuación de Meyerhof puede ser aplicada a fundaciones rugosas tanto superficiales como profundas.

La principal característica de la ecuación de Meyerhof es la inclusión del factor de forma s_q en el término de la profundidad, además de los factores de profundidad d_i y los factores de inclinación i_i para el caso en el que la carga aplicada a la zapata se halla inclinada en un ángulo θ a partir de la vertical.

Los factores N de Meyerhof fueron obtenidos haciendo ensayos en la zona abc , Fig. 3.9. Para la cuña elástica triangular abc de la Figura, bcd es la zona de corte radial con cd siendo un arco de *log-espiral*. Por otro lado, bde es una zona de corte mixta donde el cortante varía entre los límites de corte radial y corte plano, dependiendo de la rugosidad y profundidad de la fundación. El plano be es denominado superficie libre equivalente y es a lo largo de este donde se producen tanto esfuerzos normales como esfuerzos de corte. Luego, al igual que en el método de Terzaghi se utiliza el método de superposición para la estimación de q_u . Realizando una analogía con la Figura 3.8, se puede indicar que el método de Meyerhof determina q_u tomando en cuenta la resistencia al corte sobre el arco ad' mientras que el método de Terzaghi toma en cuenta la resistencia al cortante solo sobre el arco ae , Fig. 3.8.

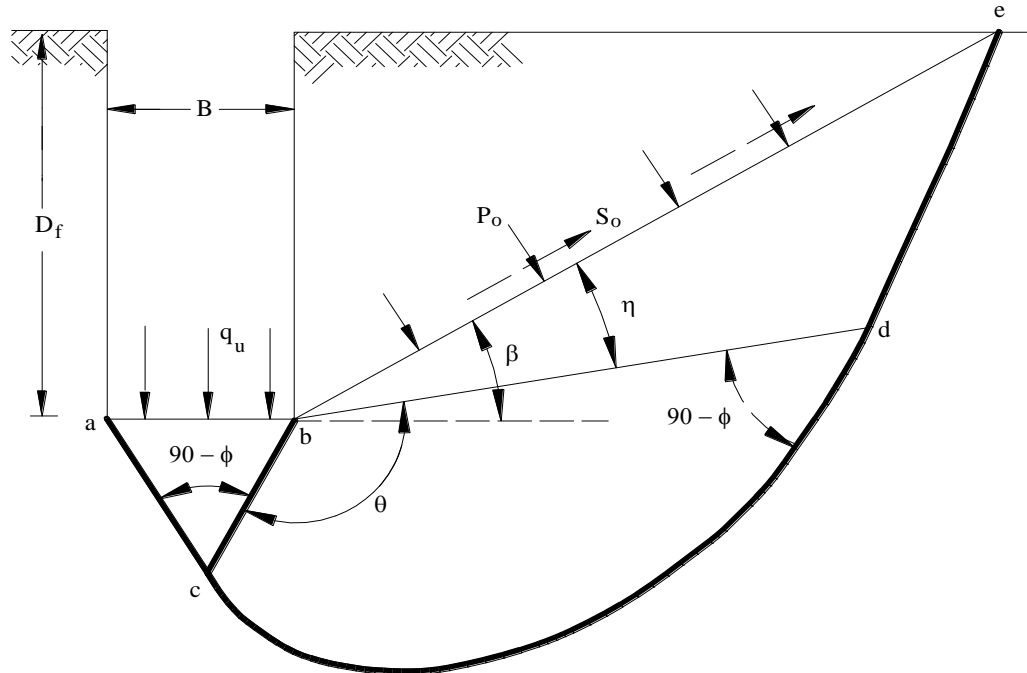
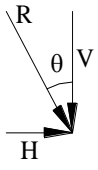


Figura 3.9. Campos de líneas de deslizamiento para una fundación continua rugosa. Método de Meyerhoff (Das, 1999).

La ecuación propuesta por Meyerhof, así como los factores utilizados por este autor, se presentan a continuación en la Tabla 3.4 y tienen la siguiente forma:

Tabla 3.4. Ecuación de Meyerhof

Ecuación de Meyerhof.

Carga vertical:	$q_u = cN_c s_c d_c + q^* N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$	[3.19]
Carga inclinada:	$q_u = cN_c s_c i_c d_c + q^* N_q s_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$	[3.20]
	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	
	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$	
	$\left[K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} \quad , \quad s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} \quad \text{Para } \phi \geq 10^\circ$	
	<div style="display: flex; align-items: center;">  $s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad , \quad s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{Para } \phi = 0^\circ$ </div>	
	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \quad , \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 \quad , \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2$	

En la Tabla 3.4 se incluyen tanto los factores de forma s_i como los factores de profundidad d_i .

Los factores de inclinación de carga i_i son determinados para cargas inclinadas que forman un ángulo θ con la vertical y que se aplican en la dirección del ancho de la zapata.

2.3 Ecuación de Hansen.

Hansen (1970) propuso la ecuación general de capacidad de apoyo. La ecuación de Hansen es una extensión al trabajo realizado por Meyerhof, siendo la principal diferencia con las ecuaciones anteriores que:

- Hansen toma en cuenta un factor b_i para considerar el efecto de una posible inclinación de la superficie de fundación. Esta inclinación es medida respecto a la horizontal.
- Además toma en cuenta el factor g_i que considera el caso en que la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se halla formando un ángulo β con la horizontal.
- Al igual que la ecuación de Meyerhof, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como para fundaciones profundas, ya que esta incluye un factor de profundidad d_i .

La ecuación general de Hansen es presentada en la Tabla 3.5 (a).

Tabla 3.5 (a). Ecuación general de Hansen.

Ecuación de Hansen.	
$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + q^* N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$	[3.21]
Para $\phi = 0$	
$q_u = 5.14 c_u (1 + s_c + d_c + i_c + b_c + g_c) + q^*$	[3.22]
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	
$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$	

A continuación la Tabla 3.5 (b) presenta las ecuaciones para la determinación de los factores de forma, de profundidad, de inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que se produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Para la utilización de la Tabla 3.5 (b) deben realizarse las siguientes consideraciones:

- Usar s'_c, d'_c solo para $\phi = 0$.
- Las dimensiones efectivas de B' y L' son utilizadas para el caso de carga excéntrica y carga inclinada como se observa en la Figura (a). Estas dimensiones efectivas son utilizadas para el cálculo de los factores de forma pero no para el cálculo de los factores de profundidad. Cuando solo existe excentricidad en la dirección de L , el valor de B' en el término de N_γ es igual a B .
- La variable c_a representa la adhesión de la base y es igual a $(0.6 \text{ a } 1.0) \times \text{Cohesión de la base}$.
- La identificación de los ángulos η y β es realizada a partir de la Figura (a) presentada a continuación. La posición de H_i (H_B o H_L) puede también causar excentricidad. Se debe notar que V es la fuerza normal a la base y no la resultante R . Esta última resulta de la combinación de H_i y V .

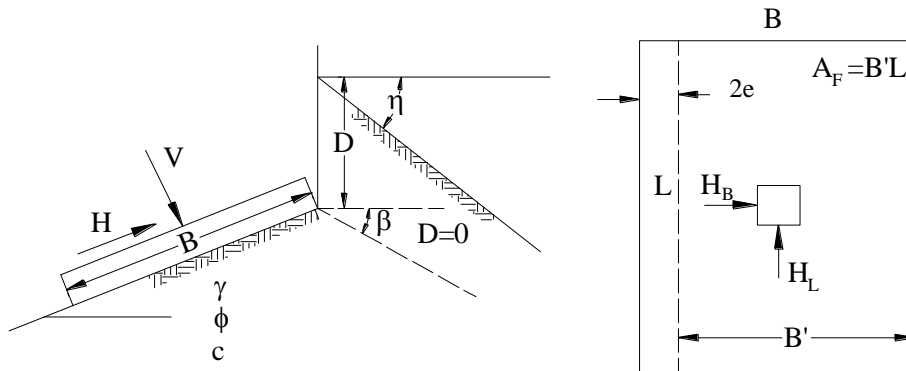


Figura (a). Ecuación de Hansen - Tabla 5 (b).

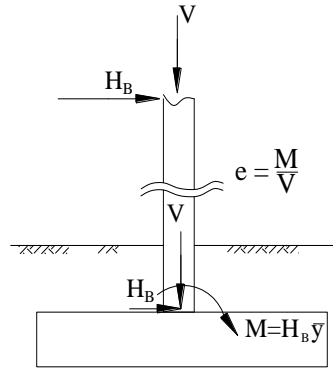


Figura (a) (Continuación). Ecuación de Hansen – Tabla 3.5 (b).

Tabla 3.5 (b). Factores para la ecuación general de Hansen,.

Ecuación de Hansen.	
Factores de forma	Factores de profundidad
$s'_c = 0.2 \frac{B'}{L'}$	$d'_c = 0.4k$
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ Para continua	Para $D/B \leq 1$ $k = D/B$ Para $D/B > 1$ $k[\text{radianes}] = \tan^{-1}(D/B)$
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \text{sen}\phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen}\phi)^2 k$
Para todo ϕ	k definido arriba.
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para todo ϕ
Factores de terreno	Factores de base (base inclinada)
$g'_c = \frac{\beta}{147^\circ}$	$b'_c = \frac{\eta}{147^\circ}$
$g_c = 1.0 - \frac{\beta}{147^\circ}$	$b_c = 1.0 - \frac{\eta}{147^\circ}$
$g_q = (1.0 - 0.5 \tan \beta)^5$	$b_\gamma = e^{(-2.7 \eta \tan \phi)} \quad \eta \text{ en radianes.}$
$g_\gamma = (1.0 - 0.5 \tan \beta)^5$	$b_q = e^{(-2 \eta \tan \phi)}$
	$b_\gamma = e^{(-2.7 \eta \tan \phi)} \quad \eta \text{ en radianes.}$

Tabla 3.5 (b) (Continuación). Factores para la ecuación general de Hansen.

Ecuación de Hansen (Continuación).

Factores de inclinación de carga.	
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$2 \leq \alpha_1 \leq 5$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	

Se debe apuntar que Hansen (1970) no dio una ecuación para el cálculo de i_c cuando $\phi > 0$. La ecuación presentada en la Tabla 3.5 (b) es de Hansen (1961). Esta ecuación también es usada por Vesic.

Para la determinación del factor de inclinación i_i en la ecuación de Hansen debe tomarse en cuenta que la componente horizontal de la carga, H y la componente vertical, V son perpendiculares y paralelas, a la base respectivamente. Luego, para el *caso general de carga inclinada* se tiene:

- Usar H_i como H_B si la carga horizontal es paralela a B o H_i como H_L si la carga horizontal es paralela a L o ambos si existe carga horizontal en ambas direcciones.
- Cuando H es paralelo a la dimensión B , $H_i = H_B$. Para el caso en que $H_B = 0$, se tiene:

$$i_{c,B}, i_{q,B}, i_{\gamma,B} = 1.0$$

- Cuando H es paralelo a la dimensión L , $H_i = H_L$. Para el caso en el que $H_L = 0$, se tiene:

$$i_{c,L}, i_{q,L}, i_{\gamma,L} = 1.0$$

Estos valores de H_i son utilizados para el cálculo de los factores de inclinación a partir de las ecuaciones de la Tabla 3.5 (b). Luego, calculados los factores de inclinación, los factores de forma son calculados a través de las ecuaciones que se presentan en la Tabla 3.6.

Determinados los factores de forma, estos deben ser reemplazados en la ecuación de capacidad portante de Hansen, que adaptada para la aplicación de una carga inclinada, tiene la siguiente forma:

$$q_u = cN_c s_{c,B} d_{c,B} g_c b_c + q^* N_q s_{q,B} d_{q,B} g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_{\gamma,B} d_{\gamma,B} g_\gamma b_\gamma$$

ó

$$q_u = cN_c s_{c,L} d_{c,L} g_c b_c + q^* N_q s_{q,L} d_{q,L} g_q b_q + 0.5 \gamma L' N_\gamma s_{\gamma,L} d_{\gamma,L} g_\gamma b_\gamma$$

[3.21a]

Finalmente el valor de q_u es el menor de entre los dos valores obtenidos de la ecuación [3.21a].

Tabla 3.6. Factores de forma de Hansen para el caso general de carga inclinada.

Factores de Hansen para el caso general de carga inclinada.

$s'_{c,B} = 0.2B i_{c,B} / L$	$s'_{c,L} = 0.2L i_{c,L} / B$
$s_{c,B} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B' i_{c,B}}{L'}$	$s_{c,L} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L' i_{c,L}}{B'}$
$s_{q,B} = 1.0 + \text{sen} \phi \cdot B' i_{q,B} / L'$	$s_{q,L} = 1.0 + \text{sen} \phi \cdot L' i_{q,L} / B'$
$s_{\gamma,B} = 1.0 - 0.4B' i_{\gamma,B} / L' i_{\gamma,L}$	$s_{\gamma,L} = 1.0 - 0.4L' i_{\gamma,L} / B' i_{\gamma,B}$
<i>Para $\phi = 0$:</i>	
$s'_{c,B} = 0.2B i_{c,B} / L$	$s'_{c,L} = 0.2L i_{c,L} / B$

Nota.-El valor de $s_{\gamma,i}$ debe ser mayor o igual a 0.6, es decir, $s_{\gamma,i} \geq 0.6$.

Si este valor es menor a 0.6 entonces usar 0.6.

2.4 Método de Vesic.

La ecuación propuesta por Vesic (1973) es esencialmente igual a la dada por el método de Hansen (1961), salvo la introducción de algunos cambios que se especifican a continuación:

- El término N_γ tiene una ecuación ligeramente diferente.
- Los factores de inclinación de carga i_i , inclinación de la superficie de fundación b_i y el factor de fundación emplazada sobre un talud g_i son calculados de manera diferente.

La ecuación de Vesic, juntamente con sus correspondientes factores son presentados en la Tabla 3.7 (a). La Tabla 3.7 (b) presenta también las ecuaciones propuestas por Vesic para la determinación de los factores de inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que se produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Las consideraciones hechas para el uso de estas ecuaciones son las mismas realizadas en el método de Hansen, salvo que Vesic a diferencia de Hansen, para el caso de carga inclinada, no toma en cuenta en la determinación de los nuevos factores de forma a los factores de inclinación.

Para Vesic el exponente m incluye la inclinación de la carga. La ecuación de Vesic no es adaptada para el caso de carga inclinada, y en esta, para este caso, el valor de B' en el

término de N_γ es igual a la menor dimensión lateral real, incluso cuando $H_i = H_L$.

Por otro lado, cuando $H_i = H_B$, entonces $m = m_B$. Luego, $m = m_L$ cuando $H_i = H_L$.

En caso de que $H_B \neq 0$ y $H_L \neq 0$, usar $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Recordar que deben usarse las dimensiones de B y L , y no así las dimensiones de B' y L' .

Para el caso de carga excéntrica e inclinada usar B' y L' , en la determinación de los factores de forma.

Finalmente cuando $\phi = 0$ y $\beta \neq 0$; usar $N_\gamma = -2\text{sen}(\pm \beta)$

Tabla 3.7 (a). Ecuación general de Vesic.

Ecuación de Vesic.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + q^* N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad [3.23]$$

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

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

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

Tabla 3.7 (b). Factores para la ecuación general de Vesic.

Ecuación de Vesic.

Factores de forma	Factores de profundidad
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ Para continua	Para $D/B \leq 1$ $k = D/B$ Para $D/B > 1$ $k[\text{radianes}] = \tan^{-1}(D/B)$
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 k$
Para todo ϕ	k definido arriba.
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para todo ϕ
Factores de terreno	Factores de base (base inclinada)
$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\phi = 0)$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
β en radianes	
$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$	$b_c = 1.0 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Tabla 3.7 (b) (Continuación). Factores para la ecuación general de Vesic.
Ecuación de Vesic (Continuación).

Factores de inclinación de carga.	
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c}$ $\phi = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $\phi = 0$
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	

3 Criterio para la elección de la ecuación utilizada para la determinación de la capacidad de apoyo.

Una buena elección de un valor adecuado de la capacidad de apoyo de un suelo sería realizada en función a ensayos de zapatas construidas a escala real; sin embargo el realizar este tipo de ensayos es muy complicado debido al alto costo de inversión para su realización y también a la poca disponibilidad del equipo necesario para su ejecución.

A lo largo del tiempo se han logrado registrar muy pocos datos a cerca de este tipo de ensayos, por tanto no se cuenta con valores que podrían ayudar sustancialmente a la elección adecuada de la ecuación a utilizar.

La Tabla 3.8 es un resumen de ocho ensayos de carga realizados por Milovic y Muhs (1965); en cada uno de los cuales se determinó la capacidad de apoyo del suelo. En la parte inferior de la Tabla se observa los valores de capacidad de apoyo obtenidos a partir de las ecuaciones desarrolladas anteriormente, es decir, Terzaghi, Meyerhof., Hansen y Vesic.

Realizadas las comparaciones, se puede decir, que el método de Terzaghi, que fue el primer método propuesto, es de fácil uso, da buenos resultados siendo su mayor desventaja la de no poder ser aplicado para el caso de fuerzas o superficies inclinadas así como también para el caso donde existe momentos o fuerzas horizontales.

Los métodos de Meyerhof y Hansen son también ampliamente usados dando resultados muy parecidos, mientras que el método de Vesic es algo menos utilizado.

Bowles (1988) sugiere para la elección de ecuaciones el criterio escrito en la Tabla 3.9.

Sin embargo, por lo general, es buena práctica usar al menos dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método. Si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método. Otra buena práctica es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.

Método Capacidad de Apoyo	Número de ensayo							
	1	2	3	4	5	6	7	8
D = 0.0 m		0,5	0,5	0,5	0,4	0,5	0,0	0,3
B = 0.5 m		0,5	0,5	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
L = 2.0 m		2,0	2,0	1,0	0,71	0,71	0,71	0,71
$\gamma = 15.7 \text{ kN/m}^3$		16,38	17,06	17,06	17,65	17,65	17,06	17,06
$\phi = 37^\circ$		35.5°	38.5°	38,5	22	25	20	20
c = 6.37 kPa		3,92	7,8	7,8	12,75	14,7	9,8	9,8
Milovic (ensayos)	$q_{ult} [\text{kg/cm}^2] =$							
					4,1	5,5	2,2	2,6
Muhs (ensayos)	$q_{ult} [\text{kg/cm}^2] = 10.8$	12,2	24,2	33				
Terzaghi	$q_{ult} = 9.4^*$	9,2	22,9	19,7	4.3*	6.5*	2,5	2.9*
Meyerhof	8.2*	10,3	26,4	28,4	4,8	7,6	2,3	3
Hansen	7,2	9,8	23.7*	23,4	5	8	2.2*	3,1
Vesic	8,1	10.4*	25,1	24,7	5,1	8,2	2,3	3,2
Balla	14	15,3	35,8	33.0*	6	9,2	2,6	3,8

Notas: 1. ϕ = Valor triaxial

2. γ, c convertidos a las unidades dadas en la Tabla.

3. * el método más aproximado.

Tabla3.8. Comparación de valores de capacidad de apoyo obtenidos mediante métodos semi- empíricos y valores experimentales de capacidad de apoyo obtenidos por Milovic (1965) y recalculados por Bowles (1993) (Bowles, 1998).

Tabla 3.9. Criterio para la elección de ecuaciones.

Ecuación	Mejor para:
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D_f/B \leq 1$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida de q_u . No debe ser usada para casos en que se presenten zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en la superficie de un talud.
Hansen, Meyerhof y Vesic	Puede ser usada en cualquier situación dependiendo la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.
Hansen y Vesic	Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un talud; o cuando $D_f/B > 1$

4. Elección de parámetros de resistencia.

4.1 Condiciones drenadas.

Todas las ecuaciones desarrolladas anteriormente consideran que el nivel freático esta situado debajo de la superficie de falla que se produce en el suelo de fundación.

Cuando el nivel freático se encuentra cerca del nivel de fundación, en la ecuación de capacidad de apoyo deben realizarse correcciones por efecto del nivel freático. Estas correcciones deben ser realizadas *sólo* cuando se trabaja en condiciones drenadas. Tanto la condición drenada como la condición no drenada fueron definidas al inicio del presente Capítulo.

De acuerdo a la Figura 3.10, y considerando que el nivel freático se halla ubicado a una distancia d de la superficie; la corrección por efecto del nivel freático es realizada en los siguientes casos:

Caso I.- $d = 0$

Para $d = 0$, el peso unitario del suelo debe ser cambiado por el peso unitario efectivo del suelo γ' . Donde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad [3.24]$$

Donde:

γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado.

γ_w = Peso unitario del agua.

Luego, la sobrecarga q^* será igual a $q^* = \gamma' D_f$; y para el término que contiene a N_γ , γ será cambiado por γ' .

Caso II.- $0 < d \leq D_f$

Para este caso, la sobrecarga será igual a $q^* = \gamma d + (D_f - d)\gamma'$; y el valor de γ asociado al término que contiene a N_γ será cambiado por el valor de γ' .

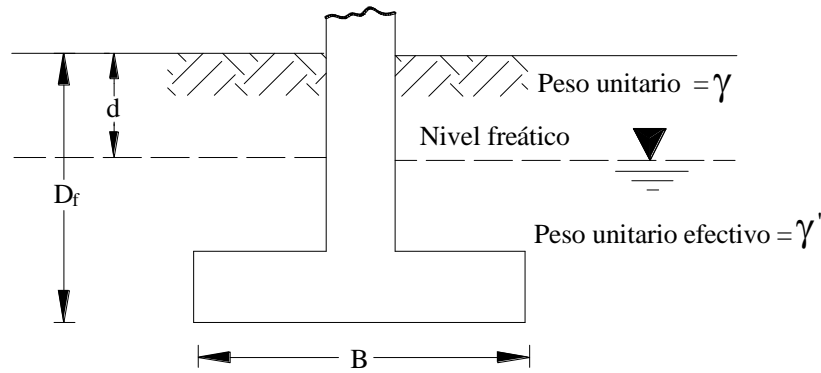


Figura 3.10. Efecto del nivel freático en la capacidad última de apoyo (Das, 1999).

Caso III.- $D_f < d \leq B$

En este caso el nivel freático se halla ubicado en o debajo, hasta una distancia B , del nivel de fundación. Cuando se cumpla esta condición la sobrecarga será igual a $q^* = \gamma D_f$, y el valor de γ asociado a N_γ será reemplazado por el valor de $\bar{\gamma}$.

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \left(\frac{d - D_f}{B} \right) (\gamma - \gamma') \quad [3.25]$$

Caso IV.- $d > D_f + B$

Para $d > D_f + B$, tanto el valor de sobrecarga como el valor de γ en el último término permanecen iguales; es decir; el nivel freático no tiene influencia sobre la capacidad de apoyo para esta condición.

4.2 Condición no drenada.

Para esta condición no es necesario realizar la corrección por efecto del nivel freático, ya que en esta, se trabaja con parámetros de esfuerzos totales.

Esta condición se presenta a corto plazo en depósitos de suelos de baja permeabilidad, es decir, la condición no drenada es aquella que se presenta a corto plazo cuando un estrato de arcilla es sometido a una carga.

En suelos cohesivos, la condición crítica, es la condición no drenada o condición a corto plazo.

5. Capacidad de apoyo para una fundación rectangular cuando la carga es aplicada en un lugar distinto al centroide.

Una carga aplicada en un lugar distinto al centroide es una carga excéntrica. Para la determinación de la capacidad de apoyo originada por la aplicación de una carga excéntrica existen distintos métodos. A continuación se desarrollan algunos de ellos.

5.1 Método de Meyerhof.

Las cargas excéntricas en fundaciones superficiales ocurren cuando una carga vertical P es aplicada fuera del centro de gravedad de la fundación, o cuando la fundación es sometida a una carga céntrica P y a un momento M , Fig. 3.11.

Para el caso en que se presentan este tipo de cargas, se puede realizar una extensión al método de Meyerhof que inicialmente fue desarrollado para cargas céntricas. De acuerdo a este método las excentricidades de carga están dadas por:

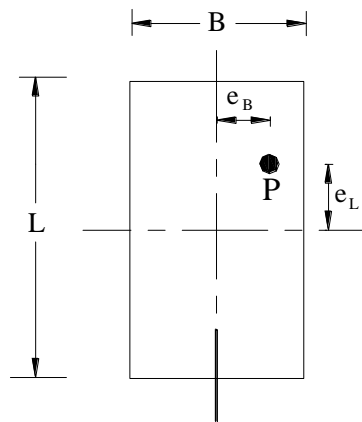
$$e_L = \frac{M_B}{P} \quad [3.26]$$

$$e_B = \frac{M_L}{P} \quad [3.26]$$

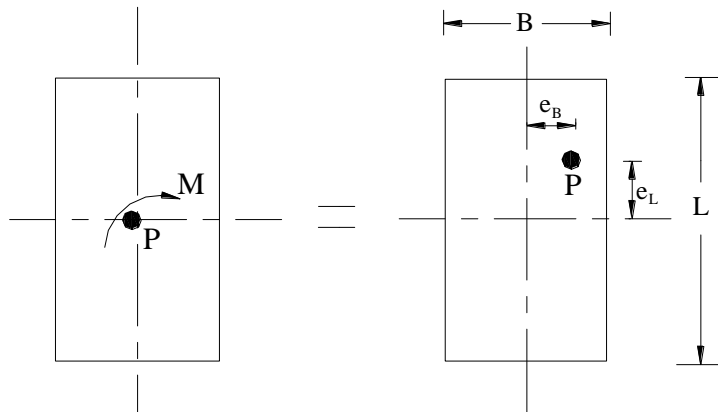
Donde:

e_L, e_B = Excentricidades de carga, en dirección del eje largo y corto de la fundación, respectivamente.

M_L, M_B = Componentes de momento en el largo y corto de la fundación, respectivamente.



Fundación sometida a una carga excéntrica P .



Fundación sometida a una carga céntrica P y a un momento M .

Figura 3.11. Carga excéntrica en una fundación rectangular

A partir de la ecuación [3.20], se tiene:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + q^* N_q s_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [3.27]$$

Donde:

B' = Ancho efectivo.

Luego, el área efectiva es:

$$A' = B' L' \quad [3.28]$$

Donde:

L' = Largo efectivo

A' = Área efectiva.

El área efectiva se define como el área mínima de contacto de la fundación, de tal modo que la carga resulte aplicada en el centroide o centro de gravedad del área efectiva A' .

El método de Meyerhof, considera solamente el *caso de excentricidad en una dirección*, Fig. 3.11 (a). Luego, para $e_L = 0$, se tiene:

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e_B ; L' = L \\ A' &= B' L' \end{aligned} \quad [3.29]$$

Sin embargo, si $e_B = 0$, de manera similar al caso anterior, el área efectiva es:

$$\begin{aligned} B' &= B ; L' = L - 2e_L \\ A' &= B' L' \end{aligned} \quad [3.30]$$

Para este último caso, en la ecuación [3.30] el valor del ancho efectivo B' es el menor entre el valor de B y $(L - 2e_L)$.

En la ecuación [3.27], la determinación de los factores de forma s_c, s_q, s_γ es realizada a partir de las ecuaciones de la Tabla 3.10. En estas ecuaciones las dimensiones de B y L deben ser reemplazadas por el ancho efectivo B' o el largo efectivo L' respectivamente.

Para la determinación de los factores de profundidad d_c, d_q, d_γ utilizar las ecuaciones de la Tabla 3.10. En estas ecuaciones el valor de B no es reemplazado por el valor del ancho efectivo B' .

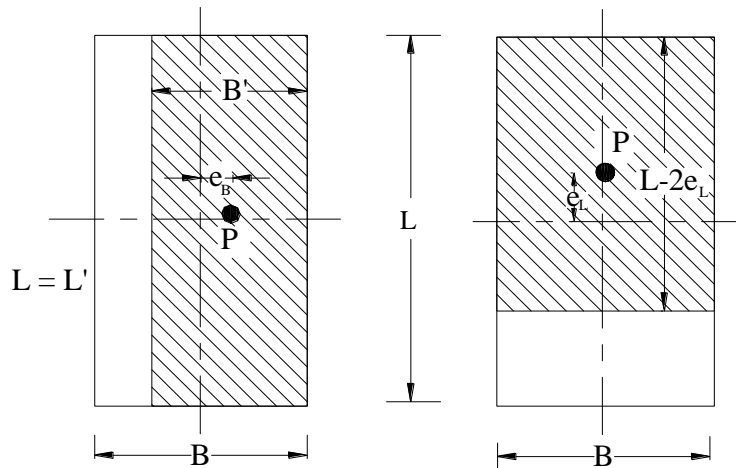


Figura 3.11(a). Excentricidad de carga en una dirección para una fundación rectangular.

5.2 Método de Prakash y Saran.

Prakash y Saran basándose en los resultados de sus modelos ensayados, sugieren para la determinación de la capacidad última de apoyo utilizar la ecuación [3.31]. Esta ecuación es utilizada solamente para el caso de excentricidad en una dirección, Fig. 3.11(a), y tiene la siguiente forma:

$$q_u = cN_{c(s_{c(e)})} + q^* N_{q(s_{q(e)})} + 0.5\gamma B N_{\gamma(s_{\gamma(e)})} \quad [3.31]$$

Debe notarse que la ecuación [3.31] no contiene factores de profundidad.

Las relaciones a utilizarse para los factores de forma, son las siguientes:

$$s_{\gamma(e)} = 1.0 + \left(\frac{2e_B}{B} - 0.68 \right) \frac{B}{L} + \left(0.43 - \frac{3e_B}{2L} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2 \quad [3.32]$$

$$s_{q(e)} = 1 \quad [3.33]$$

$$s_{c(e)} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad [3.34]$$

5.3 Método de Highter y Anders.

Highter y Anders desarrollaron cuatro posibles casos para la determinación de la capacidad última de apoyo. En todos estos casos existe excentricidad en las dos direcciones, es decir: $e_L \neq 0$; $e_B \neq 0$. Los casos mencionados se presentan a continuación:

Caso I.- $e_L / L \geq 1/6$ y $e_B / B \geq 1/6$

Este caso es observado en la Figura 3.12. Para este, se debe calcular:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad [3.35]$$

$$L_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad [3.36]$$

Luego, el área efectiva es:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad [3.37]$$

Nuevamente el ancho efectivo es el menor valor entre B_1 y L_1 .

Caso II.- $e_L / L \geq 0.5$ y $e_B / B < 1/6$

Este caso es observado en la Figura 3.13. Una vez que se conocen los valores de e_L / L y e_B / B , los valores de L_1 y L_2 pueden ser obtenidos a partir de las gráficas de las Figuras 3.14 y 3.15.

El área efectiva es:

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) B \quad [3.38]$$

El largo efectivo es el mayor valor entre L_1 y L_2 . Luego, el ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L'} \quad [3.39]$$

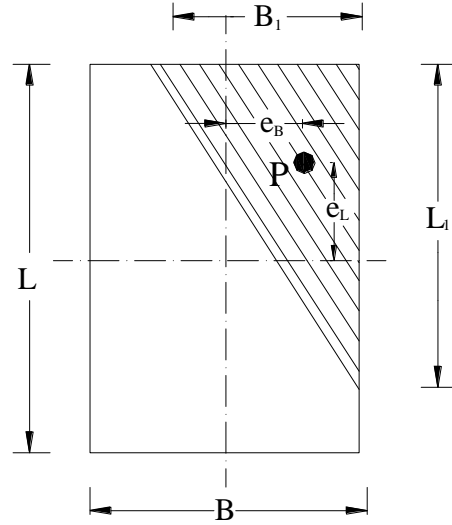


Figura 3.12. Área efectiva para el caso de $e_L / L \geq 1/6$ y $e_B / B \geq 1/6$ (Das, 1999).

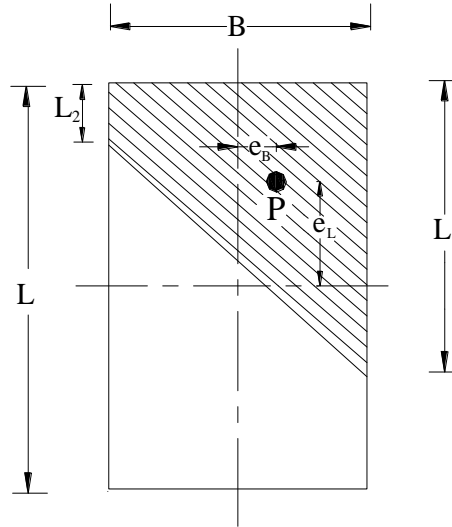


Figura 3.13. Área efectiva para el caso de $e_L / L \geq 0.5$ y $e_B / B < 1/6$, (Das, 1999).

Caso III.- $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 0.5$

En la Figura 3.16 se observa este caso. De la misma manera que en el caso anterior conocidas las magnitudes de e_L / L y e_B / B , los valores de B_1 y B_2 pueden ser obtenidos de las gráficas de las Figuras 3.17 y 3.18.

El área efectiva es:

$$A' = \frac{1}{2} (B_1 + B_2) L \quad [3.40]$$

El largo efectivo es:

$$L' = L \quad [3.41]$$

Finalmente, el ancho efectivo es:

$$B' = \frac{A'}{L} \quad [3.42]$$

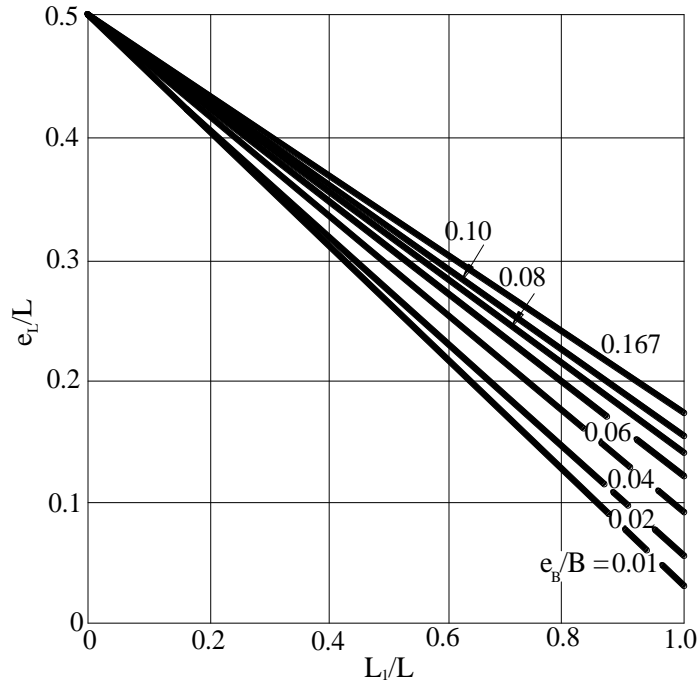


Figura 3.14. Gráfica de e_L/L vs L_1/L para $e_L/L \geq 0.5$ y $e_B/B < 1/6$ (Das, 1999).

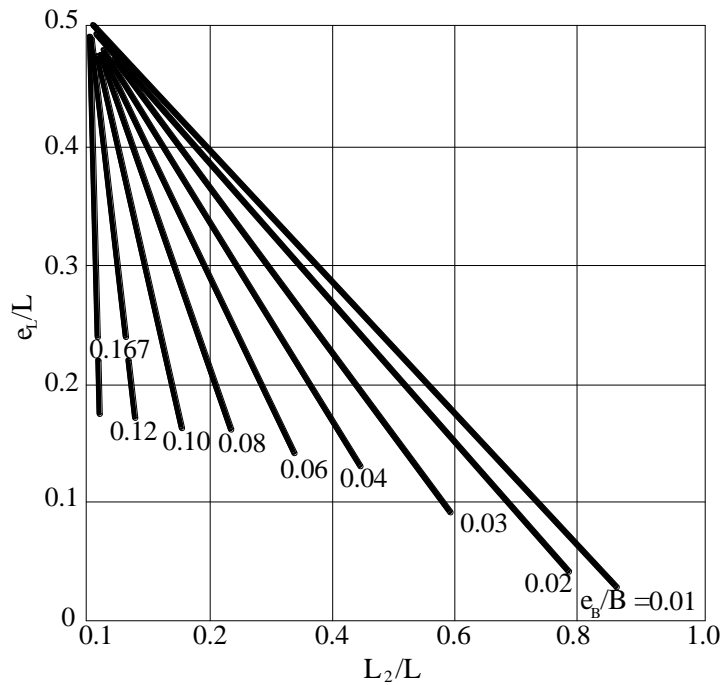


Figura 3.15. Gráfica de e_L/L vs L_2/L para $e_L/L \geq 0.5$ y $e_B/B < 1/6$ (Das, 1999).

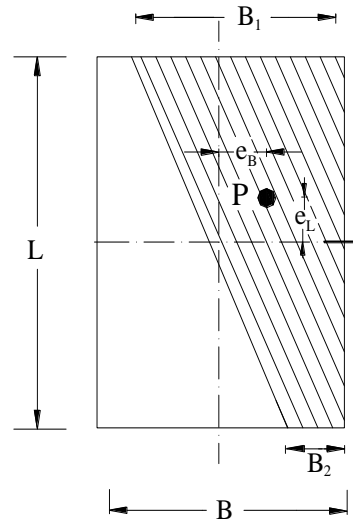


Figura 3.16. Área efectiva para el caso de $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 0.5$ (Das, 1999).

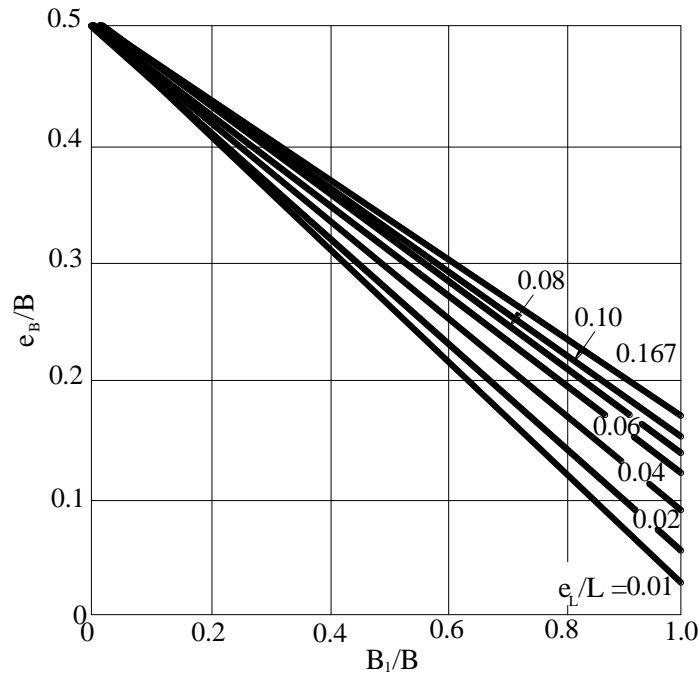


Figura 3.17. Gráfica de e_B / B vs B_1 / B para $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 0.5$ (Das, 1999).

Caso IV.- $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 1/6$

Este caso de excentricidad es mostrado en la Figura 3.19. Conocidos los valores de e_L / L y e_B / B los valores de B_2 y L_2 pueden ser obtenidos a través de las Figuras 3.20 y 3.21 respectivamente.

Luego, el área efectiva es:

$$A' = BL - \frac{(B - B_2)(L - L_2)}{2} \quad [3.43]$$

En este caso $L' = L$ y $B' = \frac{A'}{L'}$.

Finalmente el valor de B' que es obtenido a partir de la solución de cualquiera de los cuatro casos anteriores, es reemplazado en la ecuación [3.27]. Los factores de forma y profundidad son determinados a partir de la Tabla 3.10, mientras que el valor de los factores de capacidad de carga es hallado a partir de la Tabla 3.11.

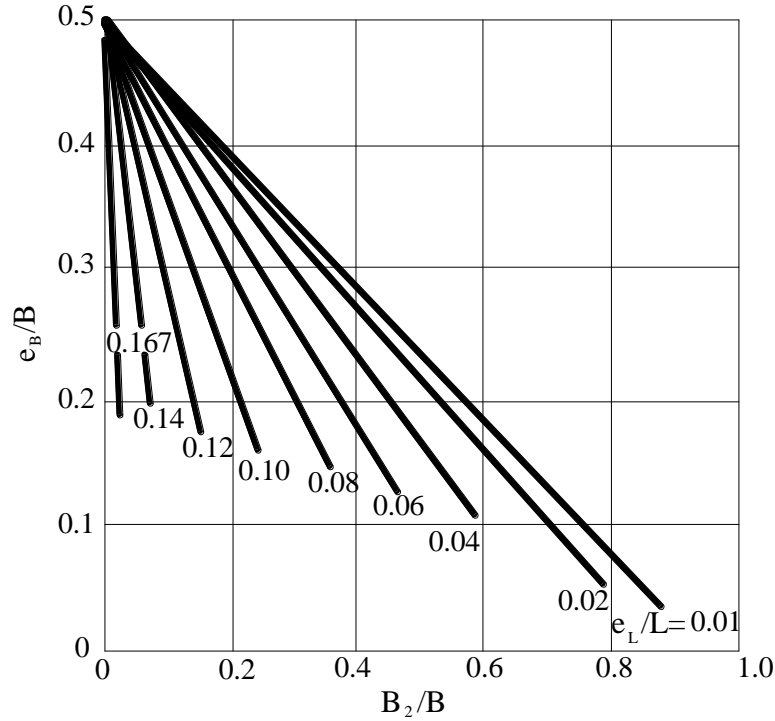


Figura 3.18. Gráfica de e_B / B vs B_2 / B para $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 0.5$ (Das, 1999).

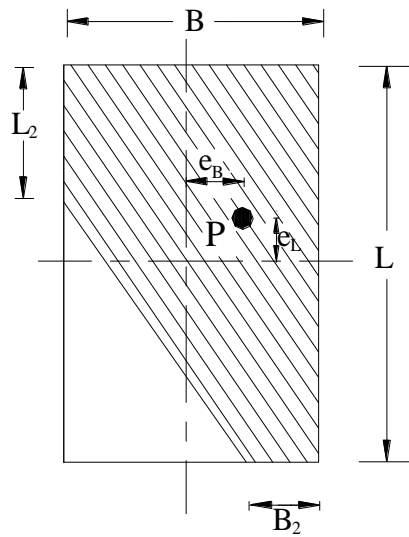


Figura 3.19. Área efectiva para el caso de $e_L / L < 1/6$ y $e_B / B < 1/6$ (Das, 1999).

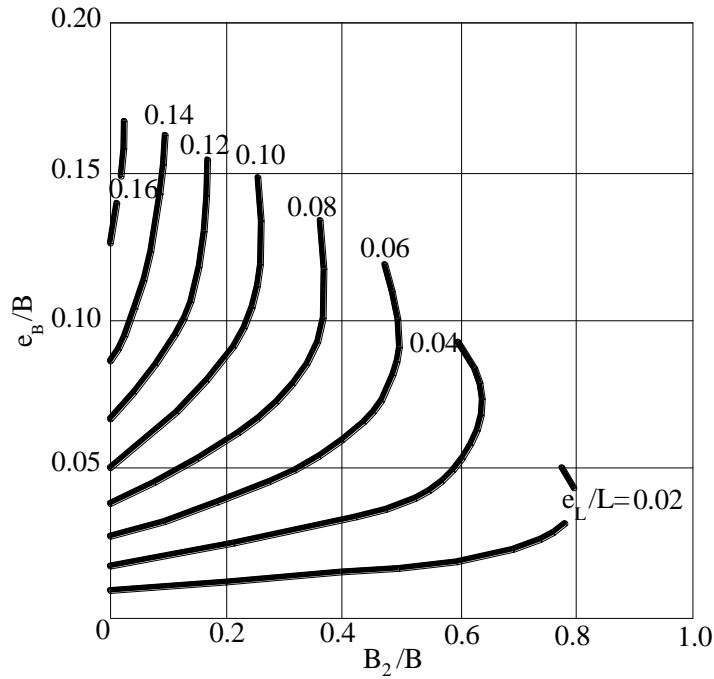


Figura 3.20. Gráfica de e_B/B vs B_2/B para $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$ (Das, 1999).

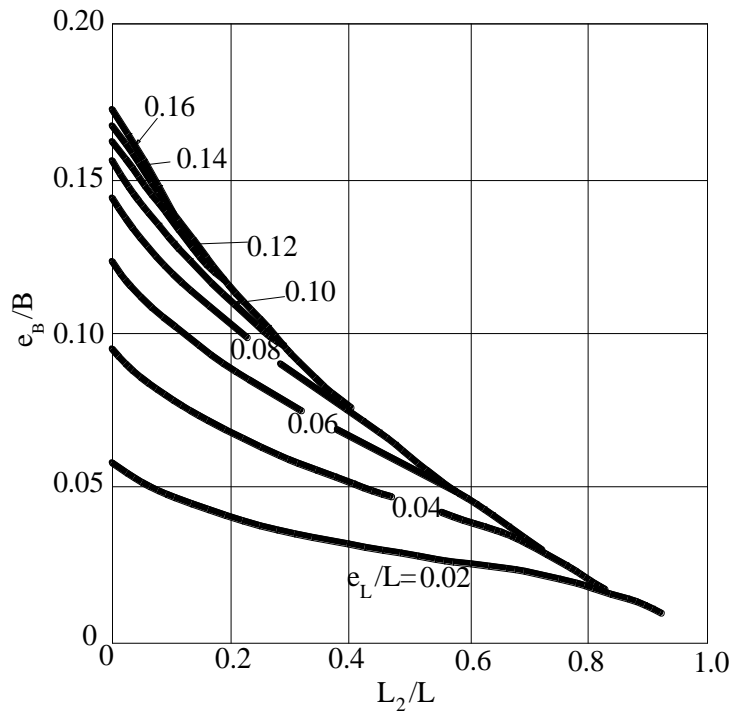


Figura 3.21. Gráfica de e_B/B vs L_2/L para $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$ (Das, 1999).

Tabla 3.10. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados por Das (2001) para la determinación de la capacidad de apoyo para una fundación rectangular cuando la carga es aplicada en un lugar distinto al centroide.

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970)
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	Hansen (1970)
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	$(L > B)$	
Profundidad ^b	Para $D_f / B \leq 1$	Hansen (1970)
	$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$	
	$d_\gamma = 1$	
	Para $D_f / B \leq 1$	
Inclinación	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963);
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$	Hanna y Meyerhof (1981)
	Donde: θ = Inclinación de la carga respecto de la vertical	

^a Relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.

^b El factor $\tan^{-1} (D_f / B)$ está en radianes.

Tabla 3.11. Factores de capacidad de carga recomendados por Das (2001).

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c
0	5.14	1	0	0.2
1	5.38	1.09	0.07	0.2
2	5.63	1.2	0.15	0.21
3	5.9	1.31	0.24	0.22
4	6.19	1.43	0.34	0.23
5	6.49	1.57	0.45	0.24
6	6.81	1.72	0.57	0.25
7	7.16	1.88	0.71	0.26
8	7.53	2.06	0.86	0.27
9	7.92	2.25	1.03	0.28
10	8.35	2.47	1.22	0.3
11	8.8	2.71	1.44	0.31
12	9.28	2.97	1.69	0.32
13	9.81	3.26	1.97	0.33
14	10.37	3.59	2.29	0.35
15	10.98	3.94	2.65	0.36
16	11.63	4.34	3.06	0.37
17	12.34	4.77	3.53	0.39
18	13.1	5.26	4.07	0.4
19	13.93	5.8	4.68	0.42
20	14.83	6.4	5.39	0.43
21	15.82	7.07	6.2	0.45
22	16.88	7.82	7.13	0.46
23	18.05	8.66	8.2	0.48
24	19.32	9.6	9.44	0.5
25	20.72	10.66	10.88	0.51
26	22.25	11.85	12.54	0.53
27	23.94	13.2	14.47	0.55
28	25.8	14.72	16.72	0.57
29	27.86	16.44	19.34	0.59
30	30.14	18.4	22.4	61
31	32.67	20.63	25.99	0.63
32	35.49	23.18	30.22	0.65
33	38.64	26.09	35.19	0.68
34	42.16	29.44	41.06	0.7
35	46.12	33.3	48.03	0.72
36	50.59	37.75	56.31	0.75
37	55.63	42.92	66.19	0.77
38	61.35	48.93	78.03	0.8
39	67.87	55.96	92.25	0.82
40	75.31	64.2	109.41	0.85
41	83.86	73.9	130.22	0.88
42	93.71	85.38	155.55	0.91
43	105.11	99.02	186.54	0.94
44	118.37	115.31	224.64	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01
46	152.1	158.51	330.35	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08
48	199.26	222.31	496.01	1.12
49	229.93	265.51	613.16	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.2

^a Según Vesic (1973)

5.4 Método de Hansen y Vesic.

Hansen y Vesic también consideran el caso de aplicación de carga excéntrica. Los detalles de este procedimiento ya fueron desarrollados en los apartados 2.3 y 2.4.

6. Capacidad última de apoyo en un suelo estratificado.

6.1. Estrato de suelo fuerte sobre estrato de suelo débil.

Meyerhof y Hanna desarrollaron una teoría para estimar la capacidad última de apoyo de una fundación continua rugosa que se halla fundada sobre un estrato de suelo duro el que a su vez se halla descansando sobre un estrato de suelo débil. De acuerdo a su teoría, una vez que se alcanza la capacidad última de apoyo q_u , la forma de la superficie de falla depende de la relación de H / B , Fig. 3.22. Pueden presentarse los siguientes casos:

- Si el valor de la profundidad H **es relativamente pequeño** comparado con el ancho de la fundación B , la superficie de falla tiene la forma mostrada en la Figura 3.22. En ésta, el estrato fuerte presentará una falla al corte por punzonamiento, mientras que el estrato débil tendrá una falla al corte general.

Luego, la capacidad última de apoyo, considerando un largo unitario de una fundación continua, es:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad [3.44]$$

Donde:

B = Ancho de la fundación

γ_1 = Peso unitario del estrato fuerte

C_a = Fuerza adhesiva a lo largo de aa' y bb' .

P_p = Fuerza adhesiva en las caras aa' y bb'

q_b = Capacidad de apoyo del estrato inferior.

δ = Inclinación respecto de la horizontal de la fuerza pasiva P_p .

De la ecuación [3.44]:

$$C_a = c_a H \quad [3.45]$$

Donde:

c_a = Adhesión unitaria.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \quad [3.46]$$

Donde:

K_{pH} = Componente horizontal del coeficiente de presión pasiva del terreno.

$$q_b = c_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad [3.47]$$

El subíndice 2 de la ecuación [3.47] se refiere a todas las características del estrato inferior, es decir, del estrato débil.

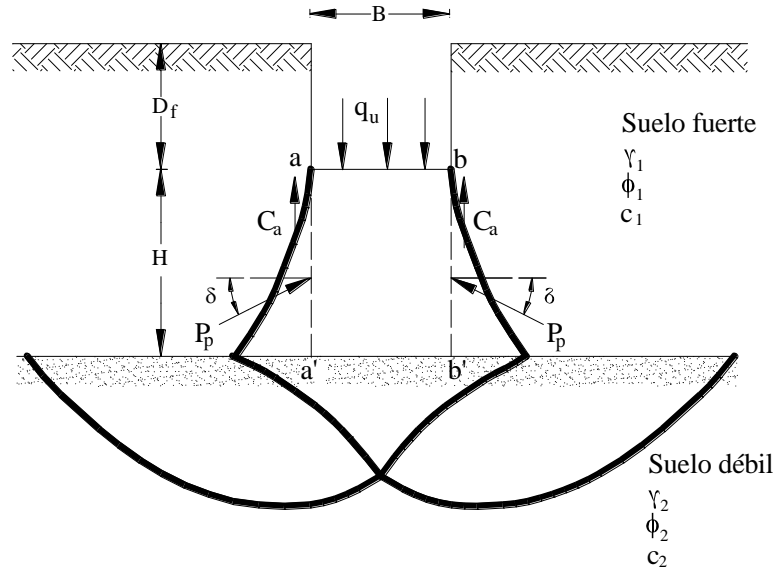


Figura 3.22. Fundación rugosa continua sobre un suelo estratificado; suelo fuerte sobre suelo débil (Das, 1999).

Combinando las ecuaciones [3.44], [3.45], y [3.46], se tiene.

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad [3.48]$$

Y sea:

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad [3.48a]$$

Donde:

K_s = Coeficiente de corte por punzonamiento.

Luego:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad [3.49]$$

El coeficiente de corte por punzonamiento puede ser estimado a través de la gráfica propuesta por Caquot y Kerisel, Fig. 3.23. Esta gráfica presenta la variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 ; siendo q_1 y q_2 son las capacidades últimas de apoyo del estrato superior e inferior respectivamente, teniendo en cuenta que se considera una fundación continua de ancho B sometida a una carga vertical.

Los valores de q_1 y q_2 son obtenidos a partir de las siguientes ecuaciones:

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

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

Donde:

$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de apoyo correspondientes a ϕ_1 y ϕ_2 respectivamente, Tabla 3.11.

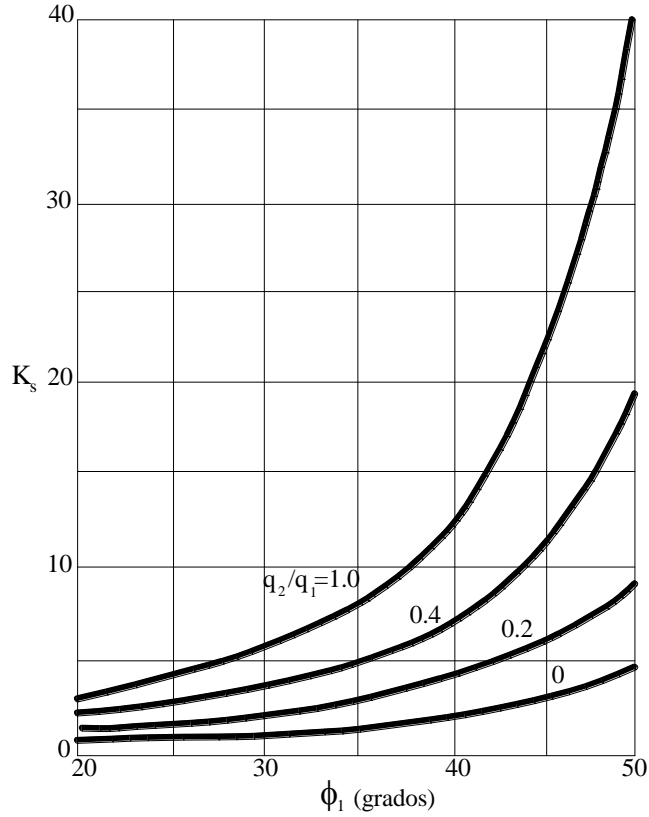


Figura 3.23. Análisis de Hanna y Meyerhof – para el coeficiente de corte por punzonamiento para el caso de suelo fuerte sobre suelo débil.

- Si el valor de la profundidad H es **relativamente grande** comparada con el ancho de la fundación B , entonces la forma de la superficie de falla es la mostrada en la Figura 3.24. En esta Figura se observa que la falla se localiza solo en el estrato superior sin afectar al estrato inferior. En tal caso, la capacidad última es:

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q_o N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad [3.50]$$

Combinando las ecuaciones [3.49] y [3.50], se tiene:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad [3.51]$$

La ecuación [3.51] puede ser extendida para fundaciones rectangulares. Para este caso, la ecuación es rescrita de la siguiente forma:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) - \gamma_1 H \leq q_t \quad [3.52]$$

Donde:

$$q_b = c_2 N_{c(2)} s_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} s_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)} \quad [3.53]$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} s_{c(1)} + \gamma_1 (D_f) N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [3.54]$$

Los subíndices 1 y 2 representan a las características del estrato superior e inferior respectivamente.

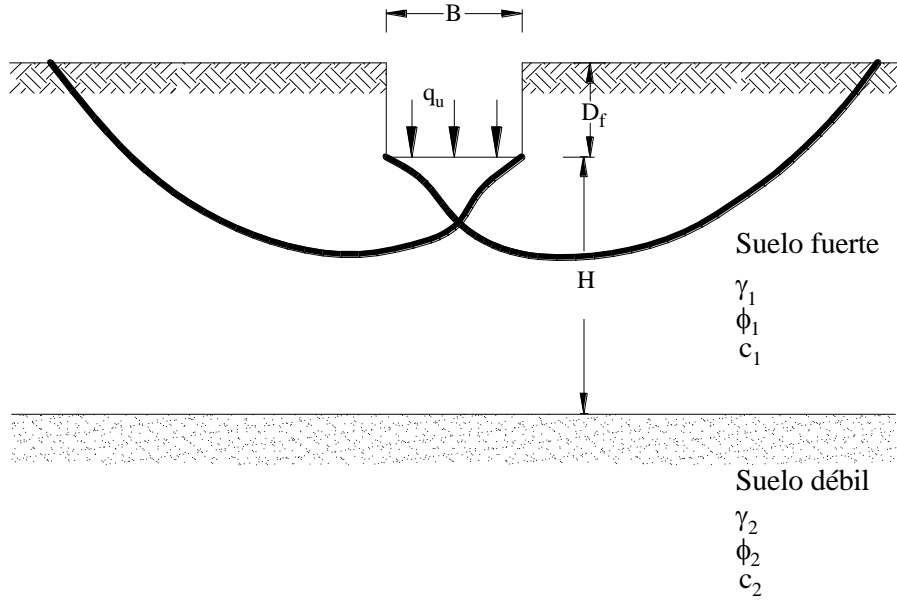


Figura 3.24. Fundación rugosa continua sobre un suelo estratificado; suelo fuerte sobre suelo débil cuando H es relativamente grande en comparación a B (Das, 1999).

Las ecuaciones [3.52], [3.53] y [3.54] son las ecuaciones generales para estimar la capacidad última de apoyo en suelos estratificados. En todas las ecuaciones anteriores los factores de capacidad de apoyo son determinados a partir de la Tabla 3.11, mientras que los factores de forma son determinados a partir de las relaciones de la Tabla 3.10.

A partir de estas ecuaciones pueden desarrollares algunos casos especiales; estos se presentan a continuación:

Caso I: Estrato de arena fuerte sobre un estrato de arcilla saturada débil ($\phi_2 = 0$)

Para este caso se tiene $c_1 = 0$, por tanto $c_a = 0$. También para $\phi_2 = 0$, $N_{c(2)} = 5.14$, $N_{\gamma(2)} = 0$, $N_{q(2)} = 1$, $s_{c(2)} = 1 + 0.2(B/L)$, $s_{q(2)} = 1$. Luego:

$$q_u = 5.14c_2 \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad [3.55]$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [3.56]$$

Para la ecuación [3.56] los factores de forma a utilizarse son los de la Tabla 3.10; mientras que el valor de K_s es una función de q_2/q_1 . Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad [3.57]$$

Una vez que q_2/q_1 es conocido, el valor de K_s puede ser obtenido a través de la Figura 3.23, y puede ser usado en la ecuación [3.55] para determinar el valor de q_u .

Otra alternativa para la estimación de K_s es el uso de las gráficas propuestas por Hanna y Meyerhof, Fig. 3.25 y 3.26. La manera de usar las gráficas es la siguiente:

1. Determinar q_2/q_1 .
2. Con los valores conocidos de ϕ_1 y q_2/q_1 , determinar el valor de δ/ϕ_1 de la Figura 3.25.
3. Con δ/ϕ_1 , ϕ_1 y c_2 ; estimar K_s de la Figura.3.26.

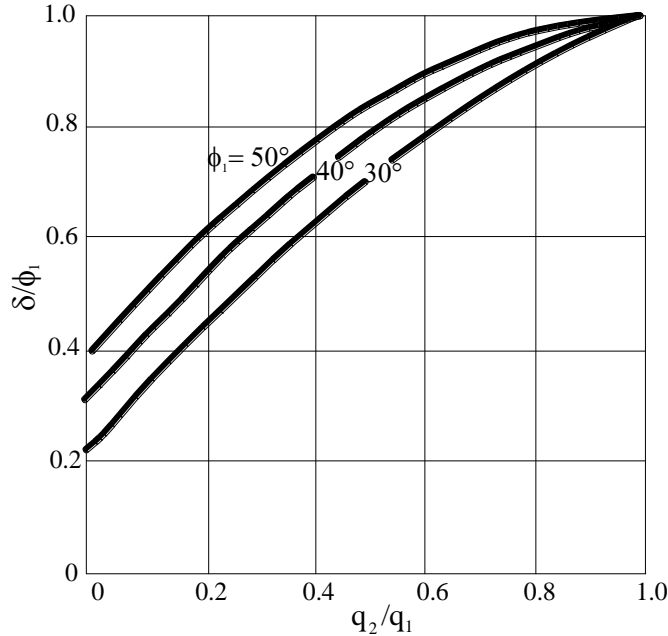
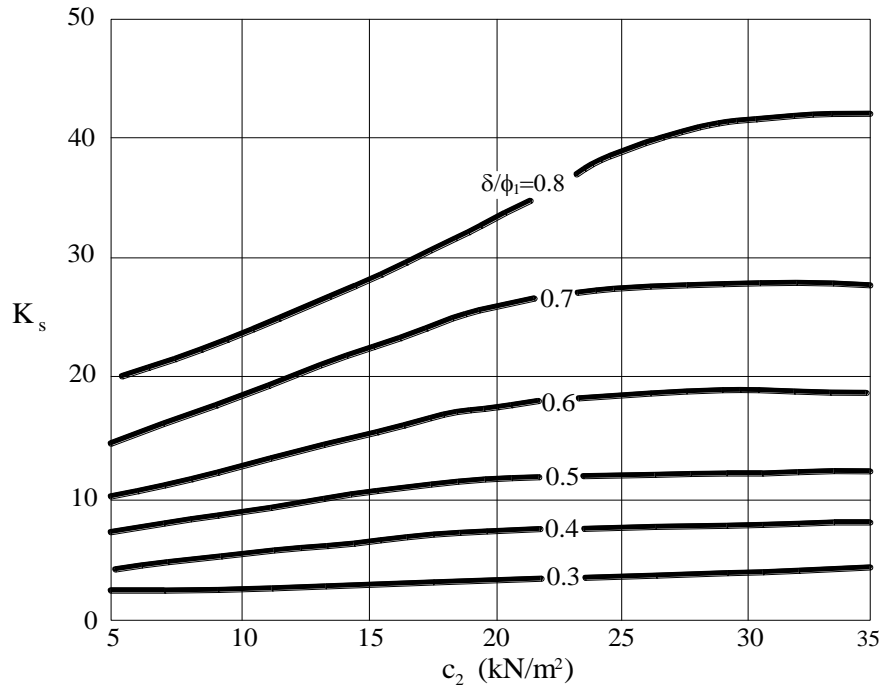
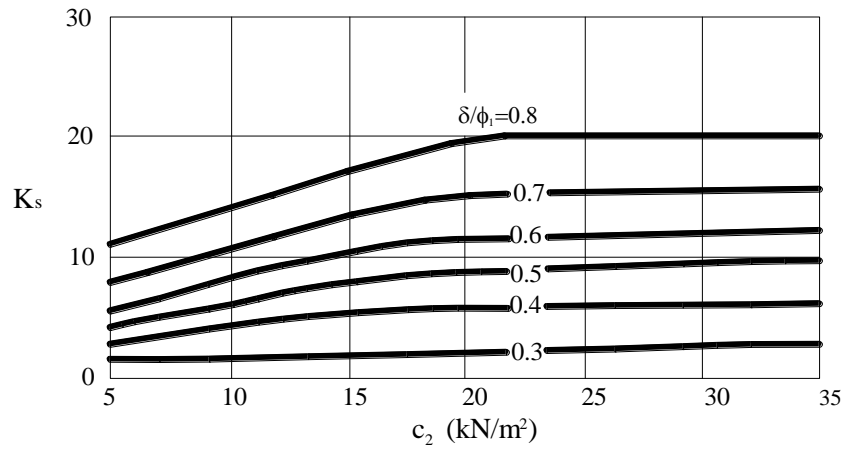


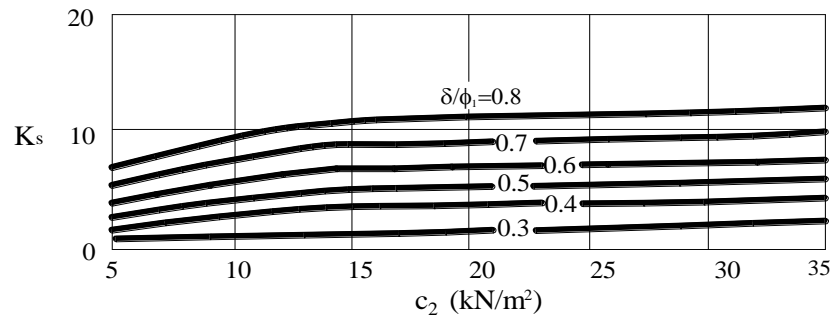
Figura 3.25. Análisis de Hanna y Meyerhof – variación de δ/ϕ_1 con q_2/q_1 y con ϕ_1 para el caso de arena fuerte sobre arcilla débil (Das, 1999).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.26. Análisis de Hanna y Meyerhof – para el coeficiente de corte por punzonamiento para el caso de arena fuerte sobre arcilla débil (a) $\phi_1 = 50^\circ$, (b) $\phi_1 = 45^\circ$, (c) $\phi_1 = 40^\circ$ (Das, 1999).

Caso II. Estrato de arena fuerte sobre estrato de arena débil.

Para este caso $c_1 = 0$ y $c_2 = 0$, así, según la ecuación [3.51]:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B}\right) s_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad [3.58]$$

Donde:

$$q_b = \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} s_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)} \quad [3.59]$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [3.60]$$

Donde:

$N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga del estrato superior e inferior respectivamente, Tabla 3.11.

$s_{q(1)}, s_{\gamma(1)}, s_{q(2)}, s_{\gamma(2)}$ = Factores de forma del estrato superior e inferior respectivamente, Tabla 3.10.

Das (1999) aconseja que para diseños más conservadores la relación de B/L puede ser tomada como uno. Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{0.5 \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad [3.63]$$

Una vez que q_2/q_1 ha sido determinado el valor de K_s puede ser determinado de la gráfica de la Figura 3.23.

Hanna también desarrolló una gráfica para la determinación del coeficiente de corte por punzonamiento K_s considerando que la variación de δ para la superficie de falla asumida en el estrato superior de arena es la mostrada en la Figura 3.27, o:

$$\delta_z = \eta \phi_2 + a z'^2 \quad [3.64]$$

Donde:

$$\eta = \frac{q_2}{q_1}$$

$$a = \frac{\phi_1 - \left(\frac{q_2}{q_1}\right) \phi_2}{H^2} \quad [3.65]$$

Luego:

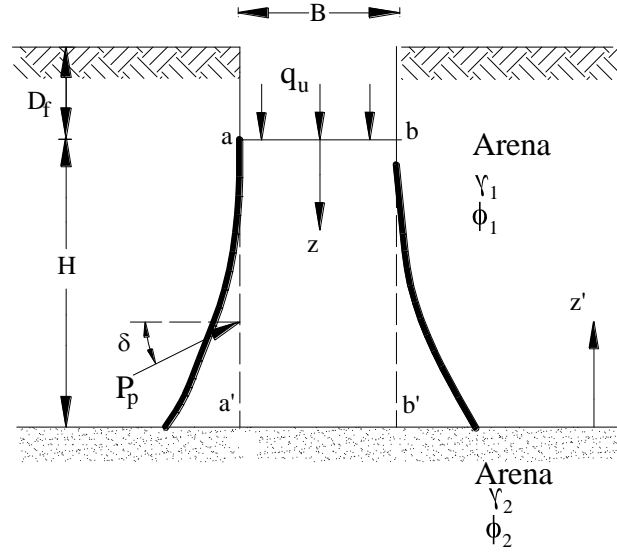
$$\delta_z = \left(\frac{q_2}{q_1}\right) \phi_2 + \left[\phi_1 - \left(\frac{q_2}{q_1}\right) \phi_2\right] (H - z)^2 \quad [3.66]$$

Donde δ_z es el ángulo de inclinación de la presión pasiva respecto de la horizontal, medido a una profundidad z debajo de la fundación. Luego, la fuerza pasiva por unidad de longitud en la superficie vertical aa' es:

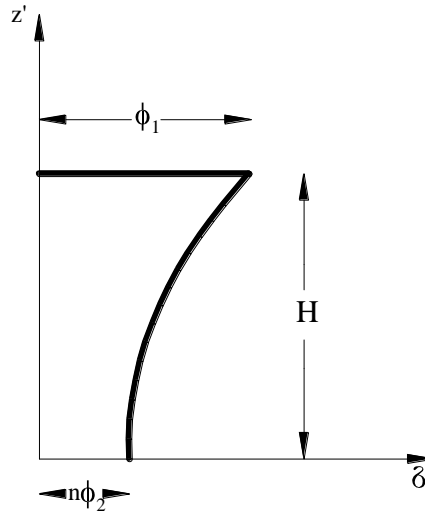
$$P_p = \int_0^H \left[\frac{\gamma_1 K_{pH(z)}}{\cos \delta_z} \right] (z + D_f) dz \quad [3.67]$$

Donde:

$K_{pH(z)}$ = Componente horizontal del coeficiente de presión pasiva del terreno medida a una profundidad z por debajo de la fundación.



(a)



(b)

Figura 3.27. Suposición de Hanna de la variación de δ con la profundidad en la determinación de K_s .

Para estimar el valor de K_s se necesita saber un valor promedio de δ_z . Para obtener este valor promedio se deben seguir los siguientes pasos:

1. Asumir un valor promedio de δ_z y obtener el valor de K_{pH}

2. Calcular P_p de la ecuación [3.46] usando los valores obtenidos de δ_z y K_{pH} .
3. Repetir los pasos 1 y 2 hasta que el valor obtenido a través de la ecuación [3.46] sea el mismo que el obtenido por la ecuación [3.67].
4. El valor de δ_z para el cual las ecuaciones [3.46] y [3.67] dan el mismo valor, es el valor reemplazado en la ecuación [3.48a] para determinar K_s .

El valor de K_s puede ser también determinado por medio de la gráfica de la Figura 3.28, en la cual el valor de ϕ_1 es estimado a través del valor de δ_z . Luego, teniendo el valor de ϕ_1 y ϕ_2 , el valor de K_s es obtenido a través de la Figura 3.29.

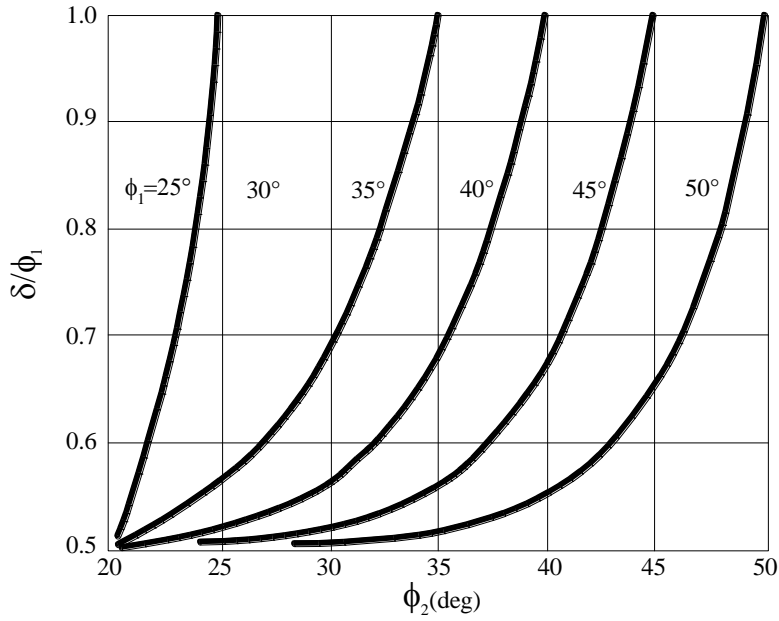


Figura 3.28. Análisis de Hanna – variación de δ / ϕ_1 (Das, 1999).

Caso III. Estrato de arcilla fuerte $\phi_1 = 0$ sobre estrato de arcilla débil $\phi_2 = 0$.

Para este caso $N_{q(1)} = N_{q(2)} = 1$ y $N_{\gamma(1)} = N_{\gamma(2)} = 0$. También $N_{c(1)} = N_{c(2)} = 5.14$. Luego la ecuación [3.52] se convierte en:

$$q_u = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] 5.14 c_2 + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad [3.68]$$

Donde:

$$q_t = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] 5.14 c_1 + \gamma_1 D_f \quad [3.69]$$

La magnitud de la adhesión c_a es una función de q_2 / q_1 . Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{c_1 N_{c(1)}} = \frac{5.14 c_2}{5.14 c_1} = \frac{c_2}{c_1} \quad [3.70]$$

La Figura 3.30 muestra la variación teórica de c_a con c_2 / c_1 .

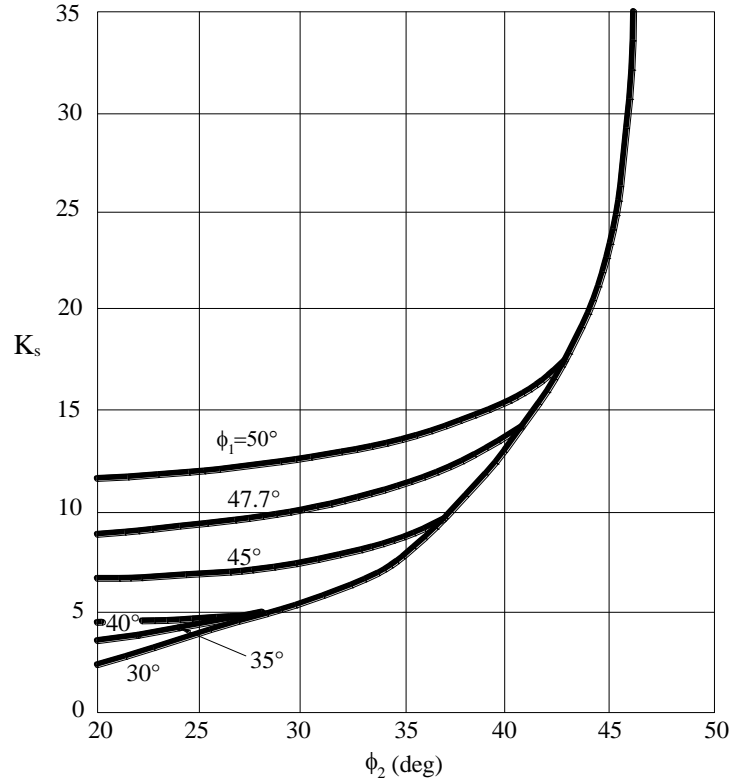


Figura 3.29. Análisis de Hanna – para una arena fuerte sobre una arena débil (Das, 1999)

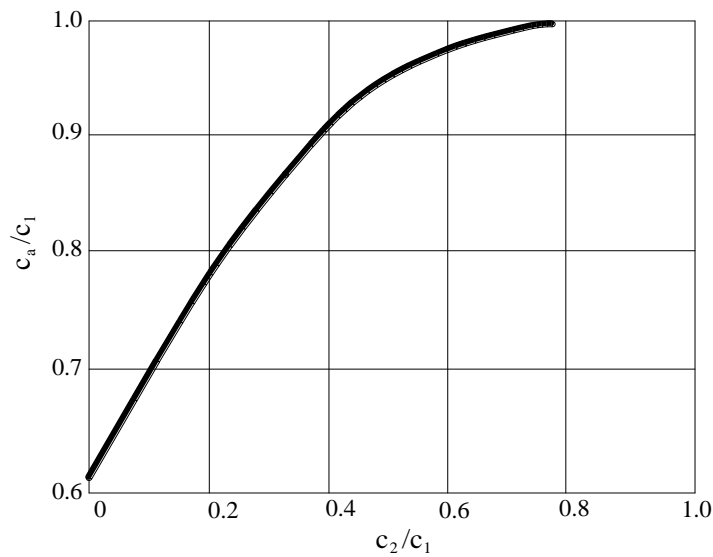
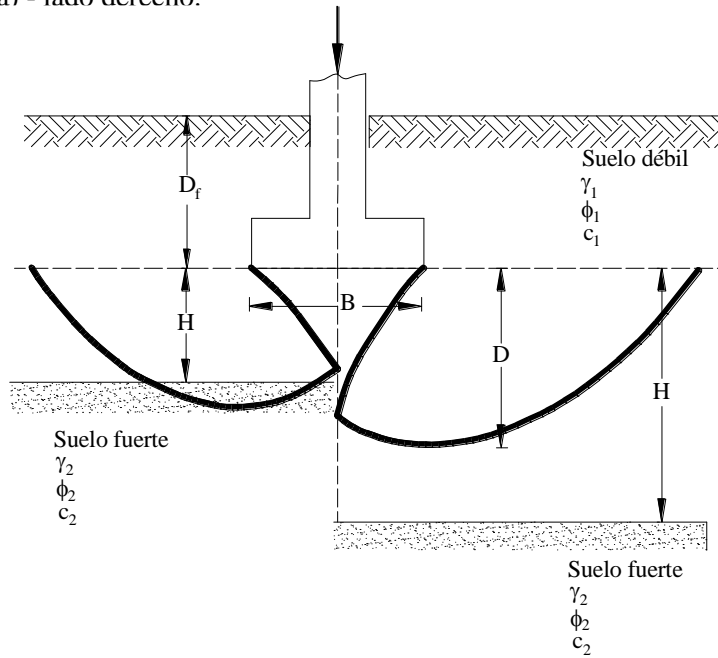


Figura 3.30. Análisis de Hanna y Meyerhof para la variación de c_a / c_1 con c_2 / c_1 .

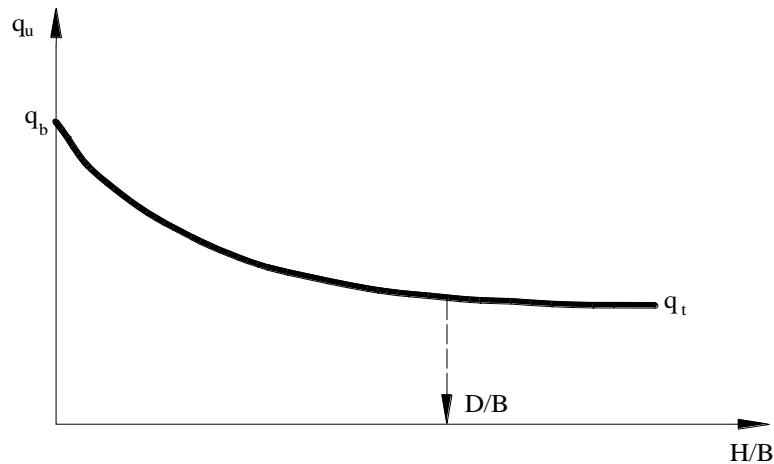
6.2 Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo fuerte.

Generalmente cuando una fundación superficial se sitúa sobre un estrato de suelo débil que se encuentra a su vez sobre un estrato de suelo fuerte la superficie de falla que ocurre en el suelo debido a la fundación cargada abarcará a los dos estratos, Figura 3.31 (a) – lado izquierdo.

Sin embargo cuando la relación H/B es lo suficientemente grande la superficie de falla a producirse cuando se alcance q_u se localizará solamente en el estrato débil, Figura 3.31 (a) - lado derecho.



(a)



(b)

Figura 3.31. (a) Fundación emplazada en un estrato de suelo débil que se encuentra sobre un estrato de suelo fuerte. (b) Variación natural de q_u con H/B (Das, 1999).

Para estimar el asentamiento en este tipo de fundaciones Meyerhof y Hanna & Meyerhof proponen la siguiente relación semi-empírica:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{D} \right)^2 \geq q_t \quad [3.71]$$

Donde:

D = Profundidad de la superficie de falla debajo del nivel de fundación considerando un estrato superior de espesor grande.

q_t = Capacidad última de apoyo del estrato superior de espesor grande.

q_b = Capacidad última de apoyo del estrato inferior de espesor grande.

Así:

$$q_t = c_1 N_{c(1)} s_{c(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [3.72]$$

$$q_b = c_2 N_{c(2)} s_{c(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} s_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)} \quad [3.73]$$

Las ecuaciones [3.71], [3.72] y [3.73] indican implícitamente que el límite máximo y mínimo de q_u es q_b y q_t , Fig. 3.31 (b). Das (1999) a través de numerosos ensayos de laboratorio realizó una mejor aproximación para estimar la capacidad de apoyo. La ecuación obtenida es:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{D} \right)^{1.8} \geq q_t \quad [3.74]$$

Por otro lado, Hanna basándose en numerosos estudios propuso la ecuación [3.75] para estimar la capacidad de apoyo. Esta es usada cuando se presenta el caso de un estrato de arena débil que se halla descansando sobre un estrato de arena fuerte:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B s_{\gamma}^* N_{\gamma(m)} + \gamma_1 D_f s_q^* N_{q(m)} \leq \frac{1}{2} \gamma_2 B s_{\gamma(2)} N_{\gamma(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 D_f s_{q(2)} N_{q(2)} \quad [3.75]$$

Donde:

$N_{\gamma(2)}, N_{q(2)}, s_{\gamma(2)}, s_{q(2)}$ = Factores de capacidad de apoyo y de forma respectivamente. Estos son los factores de Meyerhof.

$N_{\gamma(m)}, N_{q(m)}, s_{\gamma}^*, s_q^*$ = Factores de capacidad de apoyo y de forma modificados.

Los factores de capacidad de apoyo pueden ser obtenidos por medio de las siguientes expresiones:

$$N_{\gamma(m)} = N_{\gamma(2)} - \left[\frac{H}{d_{\gamma}} \right] [N_{\gamma(2)} - N_{\gamma(1)}] \quad [3.76]$$

$$N_{q(m)} = N_{q(2)} - \left[\frac{H}{d_q} \right] [N_{q(2)} - N_{q(1)}] \quad [3.77]$$

Donde:

$N_{\gamma(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(2)}, N_{q(2)}$ = Factores de capacidad de apoyo de Meyerhof para ϕ_1 y ϕ_2 respectivamente.

CAPITULO CUATRO**Suelos especiales.**

La mayoría de los estudios realizados en mecánica de suelos tienen como una de sus principales hipótesis el considerar al suelo en un estado saturado. Pero, en muchos lugares de nuestro planeta, sobre todo en aquellos extremadamente áridos, áridos y semiáridos el nivel freático se encuentra varios metros por debajo de la superficie, encontrándose uno con suelos que no se hallan totalmente saturados, es decir, con suelos no saturados.

Estos suelos no saturados se constituyen en suelos especiales que en ocasiones presentan comportamientos problemáticos al aumentar su contenido de humedad natural. Los suelos problemáticos especiales se clasifican básicamente en tres tipos:

- Suelos dispersivos
- Suelos colapsables
- Suelos expansivos

Estos tres tipos de suelos hacen la construcción de fundaciones extremadamente difícil, debido a que sus por sus características especiales pueden llegar a causar en las estructuras grandes movimientos diferenciales como consecuencia de excesivos asentamientos o levantamientos.

Por ejemplo, en la ciudad de Cochabamba, en el valle de Sacaba específicamente, en las últimas décadas se ha observado la degradación natural de los suelos debida a la alcalinización de los mismos. Esta degradación observada ha dado lugar a la presencia de un tipo especial de arcilla denominado arcilla dispersiva, la que fue detectada en la orilla norte del cauce del río Rocha en la zona de Arocagua. Al igual que en esta ciudad, las arcillas dispersivas han sido identificadas en muchos otros países del mundo, sobre todo en aquellos que presentan climas áridos a semiáridos, como el resultado de una acumulación de sedimento aluvial y lacustre.

Por otro lado, en los predios del aeropuerto Jorge Wilstermann de la misma ciudad, se ha detectado la presencia de suelos colapsables. Este tipo de suelo al igual que el anterior se presenta con mayor frecuencia en lugares de características áridas, originándose por lo general de depósitos eólicos (arenas y/o limos depositados por el viento, tales como el loess, polvo volcánico, etc.) y depósitos de polvo volcánico. Estos depósitos tienen generalmente índices de vacíos muy altos.

Una tarea muy importante del ingeniero es la de poder identificar en campo la presencia de estos suelos problemáticos, y a pesar de que no todos los problemas causados por estos suelos pueden resolverse, el ingeniero debe ser capaz de tomar medidas preventivas que reduzcan la posibilidad de daños en las estructuras construidas sobre los mismos.

A continuación se desarrollan tanto la manera de identificar este tipo de suelos como las posibles medidas preventivas que pueden llevarse a cabo en cada tipo de suelo.

1 Suelos dispersivos.**1.1 Definición.**

En este apartado se definen específicamente las características de las arcillas dispersivas.

Las arcillas dispersivas se caracterizan por presentar un elevado contenido de cationes sodio en el agua presente en sus poros. Estos cationes rodean totalmente a las partículas de arcilla haciendo que las fuerzas eléctricas repulsivas entre partículas excedan a las fuerzas atractivas, de tal forma que, cuando la arcilla entra en contacto con el agua, sus partículas son progresivamente desprendidas quedando así en suspensión. Las partículas suspendidas son finalmente acarreadas hacia los estratos inferiores del suelo, a través de los orificios dejados por raíces, la actividad de roedores o por la desecación del suelo.

Estas arcillas, debido a que sus partículas son relativamente pequeñas, son altamente erosionables sobre todo cuando se encuentran en presencia de agua.

Es tipo de arcilla es sobre todo problemático cuando es utilizado en la construcción de canales y otras obras hidráulicas, pero principalmente en la construcción de presas heterogéneas donde es utilizado como material de construcción impermeabilizante.

Entre sus propiedades físicas, se tiene:

- Al menos 12% de sus partículas (tomadas a partir del peso seco) son más finas que 0.005 mm.
- Tienen un índice de plasticidad mayor que 4 ($IP > 4$).

1.2 Identificación de arcillas dispersivas.

La presencia de arcillas dispersivas puede ser identificada por el afloramiento superficial de sales, Fig.4.1, o por la formación de orificios superficiales que se hallan bastante erosionados, Fig.4.2.



Figura 4.1. Afloramiento superficial de sales en la zona de Arocagua (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).



Figura 4.2. Erosión severa en la orilla norte del río Rocha (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

La erosión severa superficial es otro problema causado por la presencia de arcillas dispersivas. Esta erosión va por lo general acompañada de túneles verticales llamados cántaros, Fig.4.3.



Figura 4.3. Orificios superficiales producto de la tubificación de la arcilla dispersiva (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

Para la identificación de arcillas dispersivas en laboratorio, el Servicio de Conservación de Suelo de EEUU (SCS) recomienda la realización de al menos tres de los cuatro siguientes ensayos de laboratorio:

- Ensayo de erosión interna (Pinhole test propuesto por Sherard et al.) según ASTM D4647-93.
- Análisis químico del extracto de poros (propuesto por Sherard et al.)
- Método Estándar para las características de suelos arcillosos por doble hidrometría según ASTM D4221-90.
- Ensayo químico de fracciones de suelo (Crumb test propuesto por Emerson) según ASTM 6572.

A continuación se desarrolla el procedimiento para la realización de cada uno de estos ensayos.

1.2.1 Ensayo de erosión interna (Pinhole test).

Este ensayo presenta una medida directa y cualitativa de la dispersividad y consecuente erosión de suelos arcillosos que es causada por el flujo de agua a través de un pequeño orificio realizado en la muestra.

Según norma ASTM D-4647-93, existen tres métodos para realizar este ensayo: A, B y C. La diferencia básica entre los tres métodos es el criterio utilizado para la clasificación de las características dispersivas de la muestra.

Preparación de las muestras.

Habiendo obtenido la muestra de suelo no disturbada, ésta debe ser transportada al laboratorio, teniendo cuidado en conservar su contenido de humedad natural. Una vez en el laboratorio, se deben quitar de la muestra todas las partículas de grava y arena cuyo tamaño sea mayor a 2 mm.

Luego de determinar el contenido de humedad natural de la muestra, ajustar éste al contenido de humedad requerido para la compactación según las especificaciones de construcción. Esto se realiza sobre todo cuando el material va a ser usado en la construcción de obras hidráulicas.

Procedimiento del ensayo.

Para la realización de este ensayo se deben seguir los siguientes pasos (Manual Laboratorio de Geotecnia):

1. Cortar o tallar una muestra de 38 mm de longitud de tal manera que entre exactamente en el cilindro de ensayo como se muestra en la Figura 4.4. Dentro el cilindro del aparato principal, acomodar una capa de arena gruesa de aproximadamente 53 mm de espesor.



Figura 4.4. Tallado de la muestra (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

2. Cubrir la capa de arena gruesa con dos mallas de alambre circulares. Introducir la muestra de suelo previamente cortada teniendo el cuidado de sellar con arcilla la intersección entre el tubo y la muestra para evitar que el flujo de agua ocurra a través de las paredes de la muestra
3. Insertar el cono truncado o niple en la parte central de la muestra.
4. Insertar la aguja de 1.0 mm de diámetro a través del cono trunco hasta traspasar totalmente la muestra y penetrar ligeramente en la capa de arena , Fig 4.5.



Figura 4.5. Perforación del orificio interno (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

5. Acomodar una malla de alambre circular para proteger la muestra, luego llenar el espacio sobrante con arena gruesa.
6. Preparada y colocada la muestra al interior del cilindro; unirla al aparato de erosión interna que a su vez es conectado al sistema de generación y medición de carga de agua, Fig. 4.6.



Figura 4.6. Equipo para la realización del ensayo de erosión interna (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

7. Se procede a hacer circular a través del orificio agua destilada bajo una carga hidráulica inicial de 50 mm. de columna de agua, Fig. 4.7.

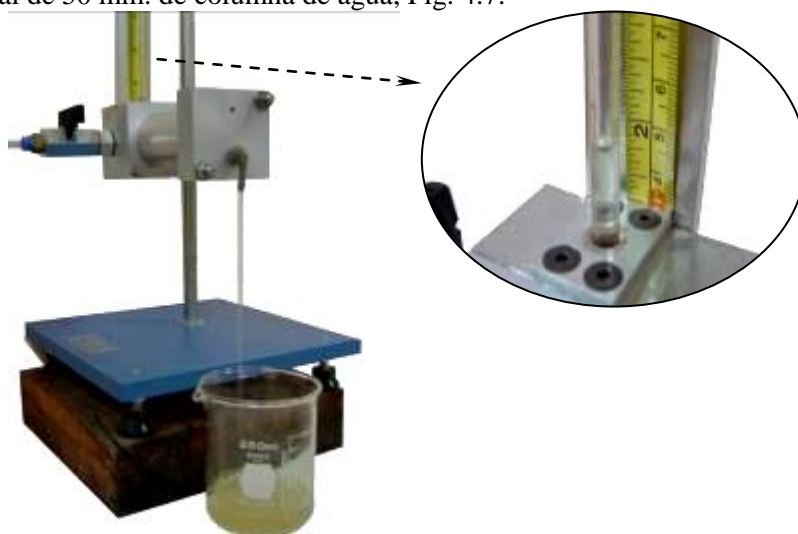


Figura 4.7. Ejecución del ensayo de erosión interna. Se muestra el detalle de la medición de la carga de agua de 50 mm (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

8. Una vez que el agua empieza a circular, se debe medir la cantidad de efluente que sale de la muestra. Las primeras medidas deben ser realizadas en segundos requeridos para obtener 10 ml de efluente. Posteriormente se puede elegir un intervalo de tiempo al cabo del cual se medirá la cantidad de efluente que salió de la muestra.
9. Observar las nubosidades del efluente para cada medida, y registrarlas como: muy oscura, oscura, moderadamente oscura, ligeramente oscura, apenas visible o completamente clara.
10. Continuar el ensayo por 5 minutos. Si al final de los 5 min el efluente de la muestra es muy oscuro o si la razón de flujo se ha incrementado gradualmente de 1 a 1.4 ml/s entonces el ensayo ha concluido.
11. Extraer la muestra del aparato y realizar a ésta un corte longitudinal y otro transversal.
12. Realizados los cortes, medir el tamaño final del agujero y proceder a la clasificación.
13. Si las condiciones expuestas en el Paso 10 no se cumplen, entonces continuar el ensayo por 5 min más. Si al cabo de los segundos 5 min el efluente es oscuro, entonces proceder a sacar la muestra para luego cortarla y medir el tamaño del agujero para su respectiva clasificación.
14. Si pasados los segundos 5 min las condiciones expuestas en el Paso 10 no se cumplen, entonces proceder a aumentar la carga hidráulica a 180, 380 y 1020 mm de columna de agua.
15. El proceso explicado anteriormente es repetido para cada incremento de carga hidráulica.

A continuación en la Tabla 4.1 se presenta la notación utilizada para la clasificación de las arcillas dispersivas, usadas en los métodos *A*, *B* y *C* respectivamente.

Tabla 4.1. Notación utilizada para clasificación de las características dispersivas de la muestra según el método *A* y *B* (American Society for Testing and Materials, ASTM D4647 1999).

Método A	
Clasificación	Observaciones
D1-D2	Arcillas dispersivas que fallan rápidamente bajo cargas de 50 mm
ND4-ND3	Arcillas ligera a moderadamente dispersivas que erosionan lentamente bajo cargas de 50 mm o 180 mm
ND2-ND1	Arcilla no dispersiva con evidencia de muy ligera a no erosión coloidal bajo cargas de 380 mm o 1020 mm
Método B	
Clasificación	Observaciones
D	Arcillas dispersivas que erosionan rápidamente bajo cargas de 50 mm
SD	Arcillas ligeramente dispersivas que erosionan lentamente bajo cargas de 180 mm de columna de agua
ND	Arcillas no dispersivas en las que se observa muy ligera a no erosión coloidal bajo cargas de 380 mm. de columna de agua

Tabla 4.1 (Continuación). Notación utilizada para clasificación de las características dispersivas de la muestra según el método *C* (American Society for Testing and Materials, ASTM D4647, 1999).

Método C	
Clasificación	Observaciones
D1-D2	Arcillas dispersivas que fallan rápidamente bajo cargas de 50 mm
ND4-ND3	Arcillas dispersivas que erosionan lentamente bajo cargas de 50mm, 180 mm o 380 mm de columna de agua
ND2-ND1	Arcilla no dispersiva con evidencia de muy ligera a no erosión coloidal bajo cargas de 380 mm

La Tabla 4.2 presenta los criterios que se deben tomar en cuenta para la clasificación de arcillas dispersivas por medio de los métodos *A*, *B* y *C*.

Tabla 4.2. Criterios para evaluar los resultados del ensayo de erosión interna y determinar la clasificación de las características dispersivas de la muestra según el método *A* y *B* (American Society for Testing and Materials, ASTM D4647, 1999).

Clasificación	Carga [mm]	Tiempo de ensayo para una altura dada [min]	Cantidad final de flujo a través de la muestra [mL/s]	Color de flujo al final del ensayo		Diámetro del orificio después del ensayo [mm]
				Del costado	Del tope	
D1	50	5	1.0-1.4	Oscuro	Muy oscuro	≥2.0
D2	50	10	1.0-1.4	Moderadamente oscuro	Oscuro	>1.5
ND4	50	10	0.8-1.0	Levemente oscuro	Moderadamente oscuro	≤1.5
ND3	180	5	1.4-2.7	Apenas visible	Levemente oscuro	≥1.5
ND2	380	5	1.8-3.2	Claro	Apenas visible	<1.5
ND1	1020	5	≤3.0	Perfectamente claro	Perfectamente claro	1.0

Método B					
Clasificación	Carga [mm]	Tiempo de ensayo para una altura dada [min]	Cantidad final de flujo a través de la muestra [mL/s]	Color de flujo al final del ensayo	Diámetro del orificio después del ensayo [mm]
D	50	5	1.0-1.4	Moderadamente oscuro	>1.5
SD	180	5	1.4-2.7	Ligeramente oscuro	≥1.5
ND	380	5	≤3.0	Apenas visible	<1.5

Tabla 4.2 (Continuación). Criterios para evaluar los resultados del ensayo de erosión interna y determinar la clasificación de las características dispersivas de la muestra según el método C (American Society for Testing and Materials, ASTM D4647, 1999).

Método C				
Clasificación	Carga [mm]	Tiempo de ensayo para una altura dada [min]	Cantidad final de flujo a través de la muestra [mL/s]	Color de flujo al final del ensayo
ND4	180	5	2.0-2.8	Moderadamente oscuro
ND3	380	5	2.4-3.2	Ligeramente oscuro a claro
ND2	380	5	1.6-2.4	Ligeramente oscuro a claro
ND1	380	5	1.6-1.8	Completamente claro

1.2.2 Análisis químico del extracto de agua de poros.

Este es un ensayo usado principalmente por el USDA (U. S. Department of Agriculture). El objetivo principal de este ensayo es la determinación de las cantidades de los cuatro cationes metálicos principales presentes en el agua.

Procedimiento del ensayo.

Para la realización de este ensayo se deben seguir los siguientes pasos:

1. Mezclar el suelo con agua destilada hasta alcanzar una consistencia cercana a la del límite líquido.
2. Una vez alcanzada la saturación en el suelo; el agua presente en los poros del suelo es extraída al vacío por medio de un filtro.
3. El agua extraída es ensayada para determinar la cantidad existente de los cuatro cationes metálicos principales presentes en el agua: Calcio, Sodio, Potasio y Magnesio, en meq/L.
4. La suma de las cantidades de estos cuatro cationes es conocida como el total de sales disueltas (TDS: "Total Dissolved Salts"), siendo el porcentaje de Sodio; que es el que interesa cuando se trabaja con arcillas dispersivas; igual a la cantidad de Sodio dividida entre el TDS.
5. Con los valores determinados de TDS y porcentaje de Sodio, con ayuda de la Fig. 4.8 se puede determinar el grado de dispersividad de las arcillas.

A través de varios estudios realizados a lo largo del tiempo se ha establecido mediante los resultados obtenidos, que el ensayo de erosión interna (pinhole test) y el análisis químico del extracto de agua de poros mantienen una relación muy estrecha, habiendo podido comprobarse a través de la Figura 4.8, que los suelos clasificados como dispersivos mediante el ensayo de erosión interna caen también en la Zona A de la Figura 4.8.

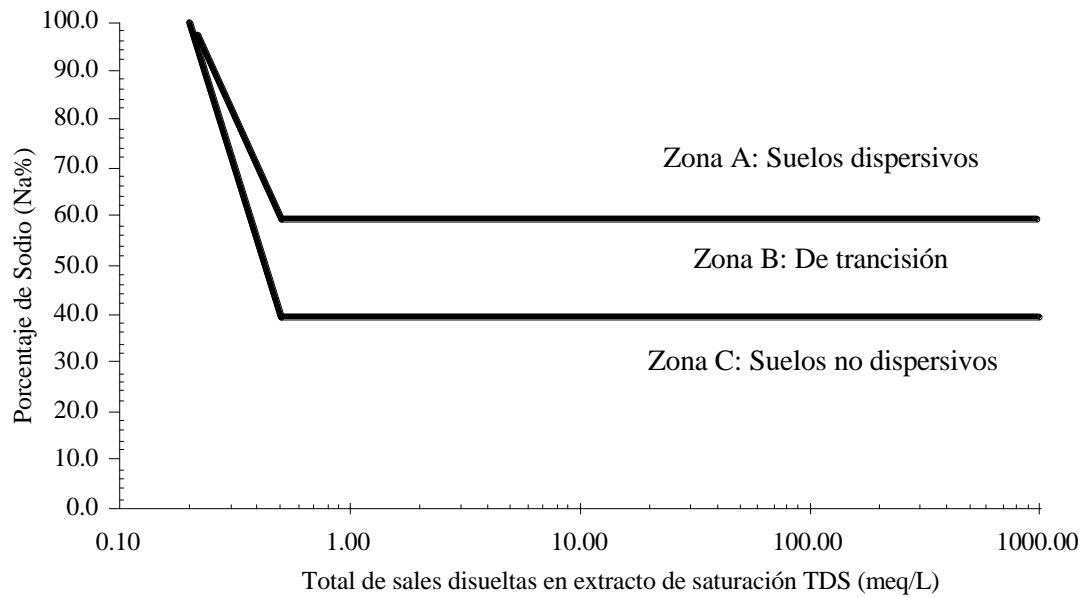


Figura 4.8. Relación entre porcentaje de Sodio Na (%) y total de sales disueltas (TDS) (Journal of geotechnical engineering division, 1976).

1.2.3 Método Estándar para la determinación de las características de suelos arcillosos por doble hidrometría.

El ensayo de doble hidrometría se halla estandarizado según Norma ASTM D422-63 y consiste básicamente de la realización de dos ensayos hidrométricos; el primero se hace utilizando un agente dispersante mientras que el segundo se lo realiza prescindiendo de este.

Finalmente se comparan los resultados obtenidos de los dos ensayos realizados. A partir de esta comparación se obtiene el grado de dispersión de las arcillas.

Este método no es capaz, por si solo, de identificar todas las arcillas dispersivas; teniendo un grado de confiabilidad del 85%.

Preparación de la muestra.

Se deben tomar aproximadamente 200 g de la muestra de suelo que llega al laboratorio. Esta porción de suelo debe ser tamizada a través del tamiz N° 10 (2 mm.). Si la muestra es muy húmeda, debe ser disgregada con ayuda de las manos, forzándose de esta manera a que el material pase a través del tamiz.

De la muestra que pasó el tamiz N°10; tomar una muestra representativa de 100 g para la determinación del contenido de humedad.

Procedimiento del ensayo.

Los pasos a seguir para la realización de este ensayo son los siguientes:

1. De la porción de suelo que pasó el tamiz N° 10, tomar una porción de suelo y secarla al horno. Usando el método del hidrómetro tradicional, determinar la fracción de suelo cuyo tamaño es menor a 5 μm .

2. Por otro lado, se debe colocar agua destilada (125 ml aproximadamente) en un frasco filtrante.
3. Tomar una muestra representativa de la porción de suelo secada al horno, y colocarla en el frasco filtrante junto con el agua destilada.
4. Una vez que el frasco es tapado apropiadamente, conectarlo a la bomba de vacío, teniendo cuidado de que la muestra se halle completamente humedecida.
5. Después de que el frasco permanece un tiempo pertinente en la bomba de vacío, agitarlo varias veces hasta que desaparezcan todas las burbujas.
6. Transportar la suspensión agua-suelo del frasco filtrante al cilindro de sedimentación y añadir agua hasta alcanzar 1 L.
7. Agitar el cilindro de sedimentación durante un periodo de 1 min, iniciándose aquí el proceso de sedimentación.
8. A partir de esta parte del ensayo, el procedimiento y los cálculos necesarios para determinar la fracción de suelo menor 5 μm , son los mismos realizados en el ensayo tradicional del hidrómetro.
9. El porcentaje de dispersión es calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$\% \text{ de dispersión} = \frac{\% \text{ menor a } 5\mu\text{m en el ensayo de doble hidrometría}}{\% \text{ menor a } 5\mu\text{m en el ensayo de hidrometría tradicional}}$$

[4.1]

Finalmente, se considera que una arcilla es dispersiva cuando el porcentaje de dispersión excede el 35%.

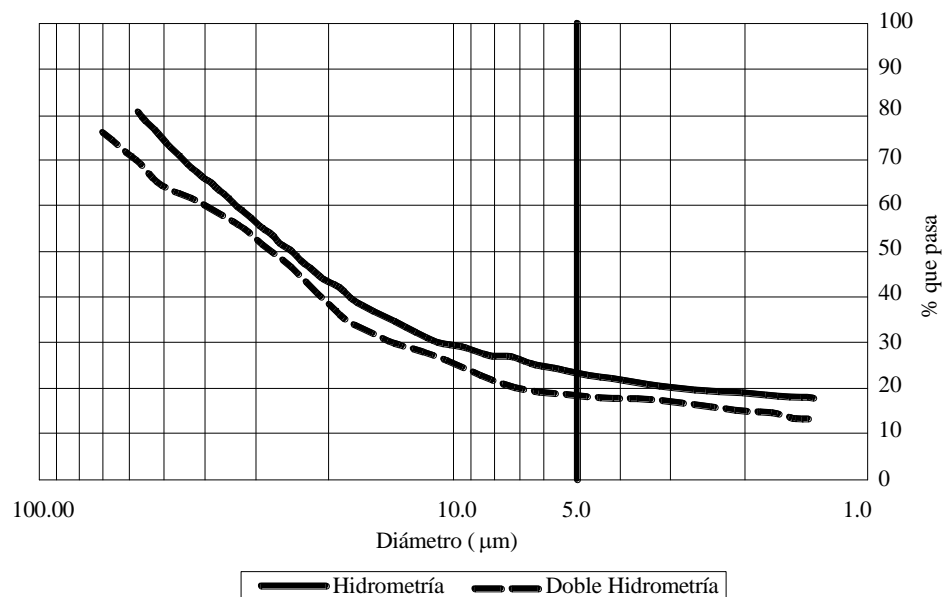


Figura 4.9. Resultados del ensayo de doble hidrometría (Cortesía Laboratorio de Geotecnia).

A manera de ilustración se presenta en la Figura 4.9 los resultados obtenidos a partir de la realización de un ensayo de doble hidrometría.

1.2.4 Ensayo químico de fracciones del suelo (Crumb test).

Este ensayo es un método bastante simple para la identificación de arcillas dispersivas tanto en campo como en laboratorio. La dispersividad del suelo es determinada a partir de su clasificación en cuatro grados o categorías que se diferencian de acuerdo a la reacción suelo-agua que se presenta en el ensayo.

Preparación de la muestra.

Según norma ASTM 6572 existen dos métodos para la realización de este ensayo. La diferencia principal entre ambos es que uno trabaja con una muestra de suelo natural (método A) y el otro trabaja con una muestra remoldeada de suelo (método B).

El terrón de suelo debe ser preparado a partir de la fracción de suelo que pasa el tamiz N° 10, conservando el contenido de humedad natural de éste. Para el método A, a partir de una muestra representativa de suelo, se toma un terrón de forma irregular que tenga un volumen equivalente al de un cubo de 15 mm de lado.

Para el método B la muestra consiste de un cubo de 15 mm de lado, remoldeado a partir de una muestra de suelo representativa.

Procedimiento del ensayo.

1. Luego de seleccionado el método a seguir, se prepara el terrón de acuerdo al procedimiento ya explicado.
2. Llenar una probeta con 250 ml de agua destilada, y dejar que la temperatura se estabilice durante aproximadamente 6 horas.
3. Colocar cuidadosamente la muestra en la probeta, teniendo cuidado de depositarla justo en el fondo de la misma.
4. No se debe vibrar ni mover el conjunto agua-suelo debido a que esto distorsiona los resultados obtenidos.
5. A medida que el terrón empieza a absorber agua, se puede observar la tendencia de las partículas de tamaño coloidal a ir en suspensión.
6. El grado de dispersión es determinado al cabo de los 2 min, 1h y 6 h, debiendo registrarse también en estos intervalos, la temperatura a la que se encuentra el agua.
7. El grado de dispersión es determinado mediante los siguientes criterios:
 - **Grado 1. No dispersivo.-** No se produce reacción, el suelo puede deshacerse, pero no se crean nubosidades en el agua (no existen partículas en suspensión coloidal). Todas las partículas se asientan durante la primera hora.
 - **Grado 2. Intermedio.-** Existe una ligera reacción. Este grado constituye el grado de transición. Se observa turbidez en el agua en regiones cercanas al terrón o alrededor de todo éste. La suspensión coloidal que ocurre es apenas visible.
En caso de que las nubosidades sean claramente notorias se debe asignar el grado 3.
 - **Grado 3. Dispersivo.-** Existe una reacción moderada. Alrededor de toda la muestra se observa una nube, claramente visible, de partículas de arcilla en

suspensión coloidal. La nube puede extenderse hasta 10 mm más allá de la masa de suelo a lo largo del fondo de la probeta.

- **Grado 4. Altamente Dispersivo.**-Se observa una reacción muy fuerte, caracterizada por una nube densa formada de partículas de arcilla en suspensión coloidal, las que se extienden a lo largo de todo el fondo de la probeta. Ocasionalmente, la dispersión del terrón de suelo es tan extensiva que resulta muy difícil el determinar la interfase entre el terrón de suelo original y la suspensión coloidal.

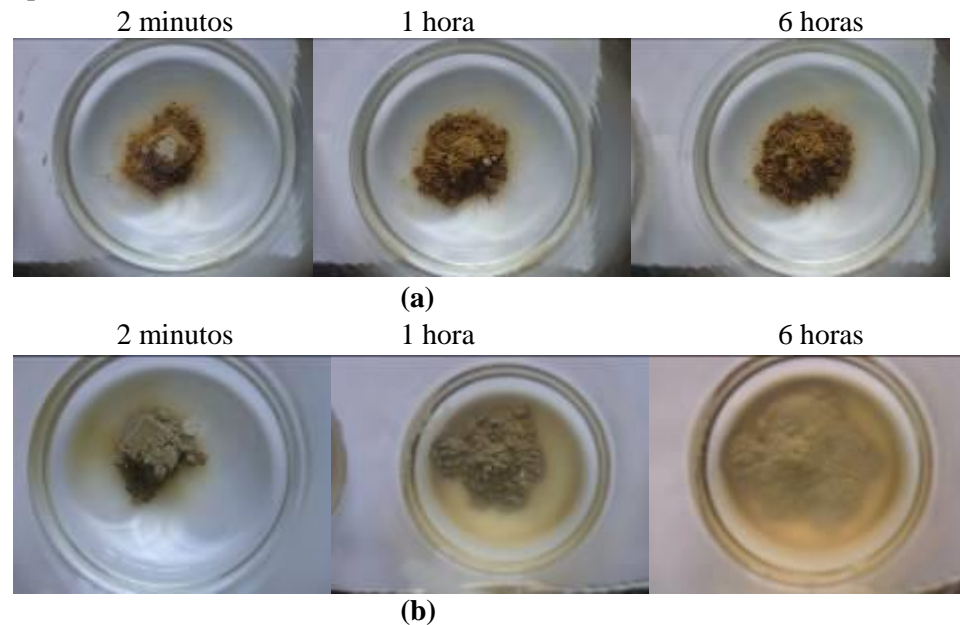


Figura 10. Ensayo químico de fracciones del suelo (a) Muestra no dispersiva (b) Muestra dispersiva (Cortesía de Laboratorio de Geotecnia).

A manera de ilustración en la Figura 4.10 (a) se presenta las fotografías tomadas de una muestra no dispersiva a los 2 min, 1 h, y 6 h respectivamente; por otro lado, la Figura 4.10 (b) presenta las fotografías tomadas a los mismos tiempos con la diferencia que en esta Figura se observa la presencia de una muestra dispersiva.

1.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con arcillas dispersivas.

Desde principios de los 60, el Servicio de Conservación del Suelo de EEUU, ha usado varios aditivos químicos con el propósito de mejorar el comportamiento de arcillas dispersivas.

Los principales aditivos químicos usados para este fin son: hidróxido de calcio, sulfato de calcio, sulfato de aluminio y mezclas de carbonato de calcio y/o carbonato de magnesio.

La cantidad de aditivo químico utilizada es determinada realizando algunas modificaciones al ensayo de erosión interna.

El aditivo con que se obtuvo mejores resultados es el hidróxido de calcio. Este ha sido mezclado con arcillas dispersivas con el objeto de reparar principalmente superficies

expuestas que se hallaban muy erosionadas. El proceso de reparación y/o prevención consiste básicamente de excavar el suelo dañado; realizando a continuación el mezclado y curado respectivo del suelo. Finalmente se procede a la reposición del suelo excavado.

2 Suelos colapsables.

2.1 Definición.

Se denominan también suelos metaestables, son suelos no saturados que sufren un gran cambio de volumen al saturarse; este radical cambio que sufre este tipo de suelos ante un humedecimiento, se lleva a cabo con o sin la intervención de una carga adicional.

Se define como colapso al proceso rápido de disminución de volumen.

Un suelo colapsable se encuentra en estado metaestable debido a que la empaquetadura de sus partes constituyentes es abierta, siendo esta la principal razón por la que, cuando ocurre al colapso se forma una empaquetadura cerrada de volumen considerablemente menor, como se observa en la Figura 4.11.

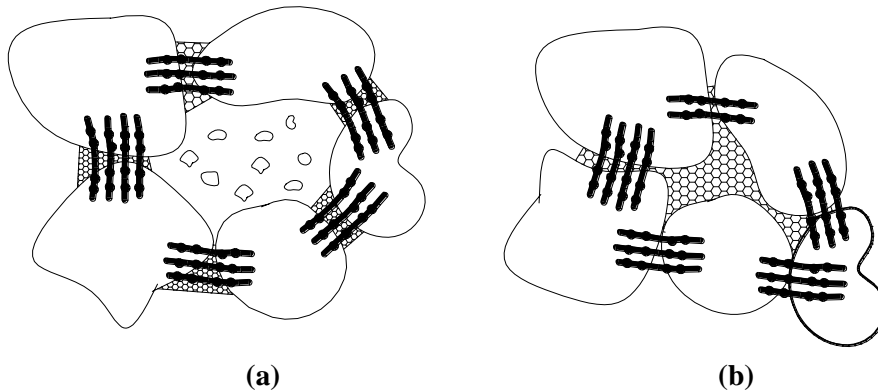


Figura 4.11. Mecanismo de colapso de una arena colapsable (a) Estructura de suelo cargada antes de la inundación (b) Estructura de suelo cargada después de la inundación (Rogers, 1995)

La causa más importante para el colapso es el decremento en la adhesión estructural que existe en los contactos entre elementos estructurales, cuando se lleva a cabo el proceso de saturación.

2.2 Identificación de suelos colapsables.

Rogers(1995) cita como características típicas, de la mayoría de suelos colapsables, las siguientes:

- Estructura abierta
- Alto índice de vacíos
- Baja densidad seca
- Alta porosidad
- Proviene de depósitos relativamente jóvenes o recientemente alterados.
- Alta sensibilidad y baja fuerza de enlace entre las partículas.

Según información geológica y geomorfológica este tipo de suelos suele presentarse en regiones áridas donde se tiene la presencia de depósitos aluviales y coluviales.

Existen también, relaciones cualitativas y semi-cuantitativas entre el potencial de colapso y los índices de propiedad del suelo.

Para definir *a priori* si un suelo es o no colapsable, **Houston et al (2001)** proponen un método de identificación de suelos colapsables a partir de la clasificación de suelos.

El criterio establecido por Houston et al es el siguiente:

- Suelos no plásticos:

El suelo puede ser colapsable si:

$$D_{60} < 0.1 \text{ mm}$$

Donde:

D_{60} = Diámetro mayor de partícula correspondiente al 60% más fino del suelo

- Suelos plásticos:

El suelo puede ser colapsable, si:

$$\omega IP > 10$$

Donde:

$$\omega IP = \text{Valor de normalización de suelos plásticos,} = \frac{IP(\%) * P_{200}}{100} \quad [4.2]$$

IP = Índice de plasticidad

P_{200} = Porcentaje que pasa el tamiz No 200.

Una vez que la posibilidad de un suelo colapsable ha sido detectada, los parámetros físicos de un suelo colapsable, pueden ser determinados a través de los siguientes métodos:

a) Por medio de criterios expuestos por diferentes autores.

La **Tabla 4.3** presenta varios criterios que han sido propuestos por diferentes autores. Todos los criterios presentados sirven para la identificación de los parámetros físicos de suelos colapsables.

Por su parte, **Holtz & Hilf** (1961) sugirieron que cuando un suelo loesial tiene un índice de vacíos después de la saturación, lo suficientemente grande como para exceder su límite líquido, entonces el suelo es susceptible al colapso. Luego, para el colapso:

$$\omega_{(saturado)} \geq LL \quad [4.3]$$

Sin embargo, para suelos saturados:

$$e_o = \omega G_s \quad [4.4]$$

Reemplazando [4.5] en [4.6], para suelos colapsables, se obtiene:

$$e_o \geq (LL)G_s \quad [4.5]$$

Luego, el peso unitario seco γ_d del suelo colapsable es:

$$\gamma_d \leq \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + (LL)G_s} \quad [4.6]$$

Tabla 4.3. Criterios para la identificación de suelos colapsables (Das, 1999).

Investigador	Año	Criterio
Denisov	1951	Coefficiente de Subsistencia $K^{(1)} = 0.5-0.75$: Altamente colapsable $K^{(1)} = 1.0$: Francamente no colapsable $K^{(1)} = 1.5-2.0$: Suelos no colapsables.
Clevenger	1958	Si peso unitario seco es menor que 12 kN/m^3 , el asentamiento será grande; si el peso unitarios seco es mayor que 14.1 kN/m^3 , el asentamiento será pequeño.
Priklonski	1952	$K_D^{(2)} < 0$: Suelos altamente colapsables $K_D^{(2)} > 0.5$: Suelos no colapsables. $K_D^{(2)} > 1.0$: Suelos expansivos.
Sovietic Building Code	1962	$L = \frac{e_o - e_L}{1 + e_o}$ Donde: e_o = Índice de vacíos natural e_L = Índice de vacíos en el límite líquido Para un grado de saturación natural menor que 60%, si $L < 0.1$, entonces es un suelo colapsable.
Feda	1964	Si $K_L^{(3)} > 0.85$ para $S < 100\%$, es un suelo subsidente.
Benites	1968	Un ensayo de dispersión en el cual 2 g de suelo son dejan caer en 12 ml de agua destilada, y se toma el tiempo cronometra hasta la dispersión. Un tiempo de 20 a 30 segundos corresponde a suelos colapsables.
Handy	1973	Loess de Iowa con contenido de arcilla ($< 0.002 \text{ mm}$): $< 16\%$: Probabilidad alta de colapso $16-24\%$: Probabilidad de colapso $24-32\%$: Probabilidad de colapso menor al 50% $> 32\%$: Usualmente seguro al colapso.

Modificado después de Lutenegeger y Saber (1988).

$$(1) K = \frac{\text{índice de vacíos en el límite líquido}}{\text{índice de vacíos natural}} \quad (2) K_D = \frac{\text{contenido de humedad natural en el límite plástico}}{\text{índice de plasticidad}}$$

$$(3) K_L = \frac{\omega_o}{S} - \frac{LP}{IP}$$

Donde:

ω_o = Contenido de humedad natural

S = Grado natural de saturación.

LP = Límite plástico.

IP = Índice de plasticidad

Para un valor promedio de G_s de 2.65 pueden ser calculados varios valores límites de γ_d para distintos valores del LL . La Tabla 4.4 presenta dichos valores.

Tabla 4.4. Valores límites de γ_d para distintos valores del LL (Das, 1999).

Límite Líquido	Valores límites de γ_d
%	kN/m ³
10	20.56
15	18.60
20	16.99
25	15.64
30	14.48
35	13.49
40	12.62
45	11.86

Finalmente, la Figura 4.12 es la representación gráfica de la Tabla 4.4. Luego, para cualquier suelo, si la combinación de γ_d y LL cae debajo de la línea límite, el suelo está próximo a colapsar.

Das (1999) recomienda que la obtención de muestras inalteradas de suelo para la determinación del potencial de colapso y los pesos unitarios secos, debe ser realizada preferiblemente a partir de bloques de muestra cortados a mano; debido a que cuando la muestra es obtenida a partir de tubos de pares delgada, esta puede haber sufrido esfuerzos de compresión durante el muestreo. Sin embargo, si este último procedimiento es usado, los sondeos deberían ser hechos sin la presencia de agua.

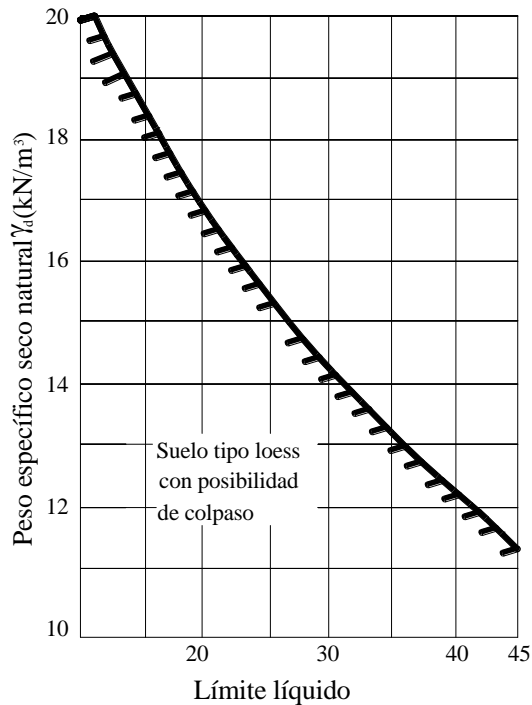


Figura 4.12. Suelo tipo loess con posibilidad de colapso.

b) A partir de ensayos de laboratorio.**b.1) Ensayo del doble odómetro.**

Jennings & Knight (1956, 1975) desarrollaron el método del **doble odómetro**. Este método consiste de la realización de dos ensayos de consolidación: uno realizado sobre una muestra con contenido de humedad natural y el otro sobre una muestra que se encuentra saturada.

Preparación de la muestra.

La preparación de las muestras para este ensayo es realizada del mismo modo que para el ensayo de consolidación unidimensional (ver Capítulo 2).

Procedimiento del ensayo.

Este ensayo se realiza de manera semejante al ensayo de consolidación especificado según norma bajo la designación ASTM D-2453. El ensayo de consolidación en su totalidad ya fue desarrollado en el Capítulo 2. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Ensambladas las dos muestras en el odómetro, someter a las dos muestras a una presión de 1 [kN/m²] durante 24 horas.
2. Pasadas las 24 horas, saturar una de las muestras inundándola durante 24 horas. La muestra restante debe mantener su contenido de humedad natural.
3. Concluida la inundación, continuar con la aplicación de carga hasta alcanzar el nivel deseado. La aplicación de los incrementos de carga es realizada del mismo modo que en el ensayo de consolidación, ASTM D 2435.
4. Trazar las curvas de consolidación de laboratorio, para ambos ensayos.
5. Trazar una línea vertical a través de σ'_o .
6. Determinar la presión de preconsolidación, σ'_c , para la muestra de suelo inundada. Si $\sigma'_c / \sigma'_o = 0.8 - 1.5$ el suelo es normalmente consolidado, mientras que si $\sigma'_c / \sigma'_o > 1.5$ el suelo es sobreconsolidado.
7. Calcular e'_o que es el índice de vacíos correspondiente al esfuerzo de σ'_o para la curva de consolidación de laboratorio de la muestra saturada.
8. Por el punto (σ'_o, e'_o) , dibujar una curva paralela a la curva de consolidación de laboratorio de la muestra con contenido de humedad natural.
9. Determinar el incremento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$, y trazar por este una vertical.
10. A partir de la vertical trazada, determinar e_1 y e_2 , Fig.4.13.

b.2) Ensayo para la medida del potencial de colapso de los suelos según ASTM D 5333-92 siguiendo el procedimiento propuesto por **Jennings & Knight** (1975).

Este ensayo determina la magnitud del colapso unidimensional que ocurre cuando un suelo no saturado es inundado. Además puede ser usado para determinar la magnitud del potencial de colapso C_p , para una carga vertical dada, y la magnitud del índice de colapso I_e . El fluido utilizado para la inundación de la muestra es agua destilada.

El índice de colapso I_e es la magnitud relativa del colapso determinada a 200 kPa de esfuerzo vertical. Este índice es una medida de la compresibilidad del suelo.

El potencial de colapso C_p es la magnitud relativa del suelo colapsable determinada a cualquier valor de esfuerzo vertical.

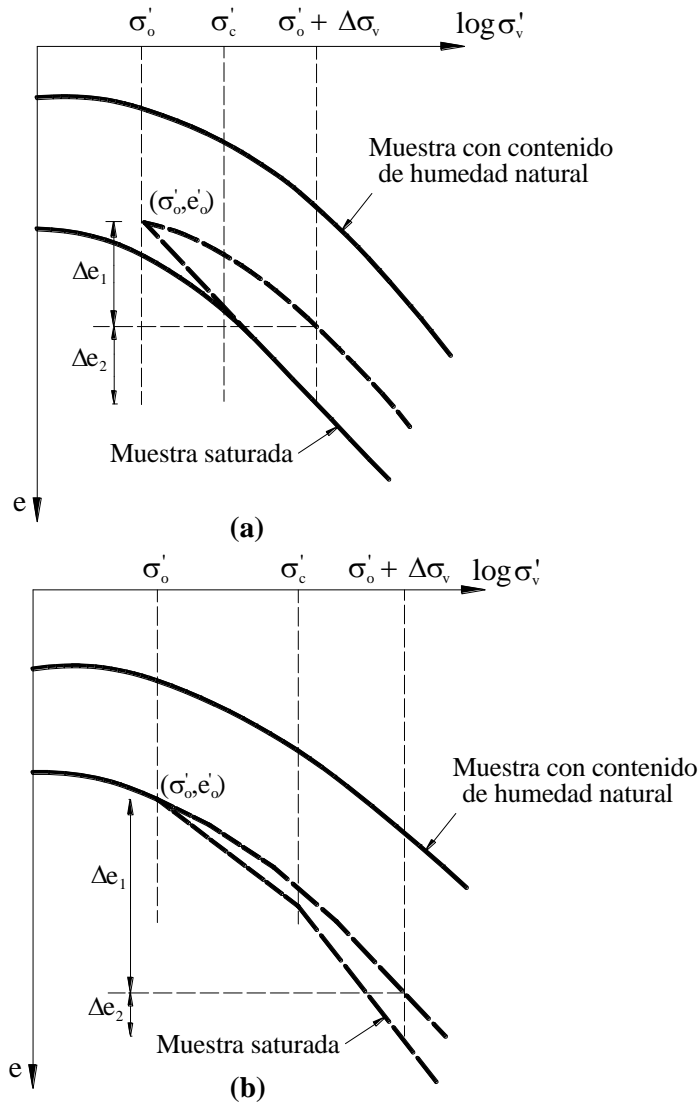


Figura 4.13. Resultados obtenidos a partir del ensayo del doble odómetro (a) Suelo normalmente consolidado (b) Suelo sobreconsolidado.

Preparación de la muestra.

Las muestras utilizadas para este ensayo pueden ser remoldeadas, compactadas o inalteradas. Para la determinación del potencial de colapso, se recomienda el uso de muestras inalteradas.

Debido a que los suelos colapsables son sensibles al humedecimiento, las muestras deben ser tomadas utilizando métodos secos.

Procedimiento del ensayo.

Este ensayo se realiza de manera semejante al ensayo de consolidación ASTM D-2435, desarrollado en el Capítulo 2, excepto por los siguientes aspectos:

1. Se realiza la aplicación de varias etapas de carga hasta llegar a $\sigma_w = 200$ kPa de presión sobre una muestra de suelo, no disturbada con contenido de humedad natural, colocada en la celda de consolidación. La duración entre cada incremento de carga, antes de la inundación, debe limitarse a 1 hora, con el propósito de prevenir la evaporación de la humedad de la muestra
2. Alcanzados los 200 kPa, la muestra es inundada para su saturación y dejada en esta condición por 24 hrs. La inundación se produce sumergiendo a la muestra de suelo en agua destilada.
3. Las deformaciones antes y después de la saturación deben ser medidas y registradas, definiéndose el índice de colapso I_e mediante la siguiente ecuación:

$$I_e = \frac{(D_i - D_f)}{H} * 100 \quad [4.7]$$

Donde:

D_i = Deformación antes de la saturación

D_f = Deformación después de la saturación

H = Altura inicial de la muestra

El potencial de colapso puede también ser determinado, a partir de los valores del índice de vacíos, antes y después de la inundación, e_1 y e_2 respectivamente, Fig. 4.14. Luego, el potencial de colapso, es igual a:

$$C_p = \Delta e = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_o} \quad [4.8]$$

Donde:

e_o = Índice de vacíos natural del suelo.

El potencial de colapso C_p ha sido relacionado a la severidad de los problemas que se presentan en fundaciones sobre este tipo de suelos. La Tabla 4.5 presenta esta relación.

Tabla 4.5. Relación del potencial de colapso con la severidad en problemas de fundaciones (Clemente & Finbarr, 1981)

C_p %	Severidad del problema
0-1	Ningún problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	Problema severo
20	Problema muy severo

De la Figura 4.14, se puede observar que a pesar que la carga σ_w permanece constante, al producirse la inundación de la muestra se genera un decremento significativo del índice de vacíos. Este decremento resulta ser una señal de la presencia de un suelo colapsable.

A partir del valor obtenido del índice de colapso, se puede determinar el grado de colapso del suelo. Este último es una referencia utilizada para comparar, a una escala determinada, el asentamiento causado debido al colapso del suelo. La Tabla 4.6 presenta la variación del grado de colapso a partir del índice de colapso.

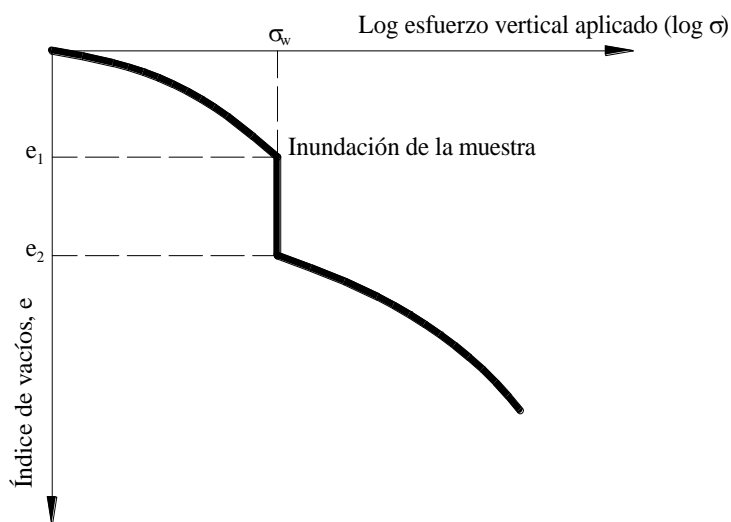


Figura 4.14. Variación natural del índice de vacíos con la presión para un suelo colapsable (Das, 1999).

Tabla 4.6. Clasificación del Índice de colapso, I_e (ASTM D5333-92).

Grado de colapso	Índice de colapso, I_e %
Cero	0
Bajo	0,1 a 0,2
Moderado	2,1 a 6,0
Moderadamente severo	6,1 a 10,0
Severo	> 10,0

2.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con suelos colapsables.

Estabilización de suelos es un término colectivo para cualquier método físico, químico, biológico o una combinación de cualquiera de ellos, empleados para mejorar ciertas propiedades del suelo natural y así adecuarlos a los propósitos de ingeniería, (Winterkorn & Pamukeu, 1991).

Cuando se establece la presencia de un suelo colapsable, el proceso de estabilización debe ser realizado antes de iniciar la construcción de la estructura, es decir, antes de iniciar la construcción de las fundaciones. Este proceso es llevado a cabo para cualquier clase de fundación a utilizar.

La estabilización de suelos colapsables puede ser realizada mediante dos métodos que son:

- Estabilización física.- Es realizada mediante el uso de compactación dinámica. Consiste en excavar la capa superior del suelo, procediéndose luego a la compactación de este mediante el uso de un pisón. De esta manera se aumenta la densidad seca del suelo.
- Estabilización química.- Se logra a través de la adición de cemento Pórtland al suelo, pudiendo también utilizarse cal, o materiales bituminosos. Sin embargo, se debe tener en cuenta, que en suelos con presencia de materia orgánica en un porcentaje mayor al 2%; la acción estabilizadora del cemento es neutralizada.

3 Suelos expansivos.

3.1 Definición.

Se denominan suelos expansivos a aquellos suelos, sobre todo los de grano fino (arcillas), que se expanden considerablemente cuando se adiciona agua y luego se contraen al perderla. Al referirse a suelos expansivos, uno debe pensar en arcillas o en rocas sedimentarias derivadas de arcillas, en las que los cambios de volumen se deben a un cambio en el contenido de humedad. En este aspecto, las arcillas son fundamentalmente diferentes a las gravas, arenas y limos. Los tres últimos están constituidos de partículas inertes relativamente voluminosas y sus propiedades dependen principalmente del tamaño, forma y textura de las partículas. En contraste, las arcillas están formadas de partículas muy pequeñas que generalmente tienen la forma de placas. Las propiedades de estas últimas son fuertemente influenciadas tanto por el tamaño pequeño de las partículas como por la gran superficie de estas al igual que por sus inherentes cargas eléctricas.

En la naturaleza existen varios minerales de arcilla diferentes, radicando la diferencia en su configuración química y estructural. Tres son los minerales de arcilla más comunes: caolinita, illita y motmorillonita. La composición química así como la estructura cristalina de estos minerales es diferente y por tanto la susceptibilidad a la expansión de estas arcillas es también diferente, Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Potencial de expansión de minerales de arcilla pura (Budge et al, 1964).

Presion de sobrecarga kPa	Potencial de expansion (%)		
	Caolinita	Ilita	Motmorillonita
9.6	Despreciable	350	1500
19.1	Despreciable	150	350

La expansión ocurre cuando el agua se infiltra en o entre las partículas de arcilla, causando la separación de éstas. La caolinita es esencialmente no expansiva debido a la presencia de fuertes uniones de hidrógeno que mantienen a las partículas individuales de arcilla juntas. Por otro lado, la illita contiene uniones de potasio débiles que permiten una expansión limitada, al igual que la motmorillonita cuyas uniones son aun más débiles. De esta manera, el agua penetra fácilmente en la motmorillonita y separa sus partículas. Coduto (1994) afirma que según observaciones de campo, los mayores problemas ocurren en suelos con un alto contenido de motmorillonita.

Existe otro tipo de fuerzas que influyen en el fenómeno de expansión. Estas son:

- Tensión superficial en el menisco de agua ubicado entre las partículas.- Esta fuerza tiende a empujar las partículas juntas comprimiendo el suelo.
- Presión osmótica.- Fuerza que tiende a atraer el agua y presionar las partículas expandiendo así el suelo.
- Presión atrapada en los bulbos de aire.- Fuerza que tiende a expandir el suelo.
- Esfuerzos efectivos debidos a cargas externas.- Tienden a comprimir el suelo.
- Fuerzas intermoleculares de London-Van Der Waals.- Tienden a comprimir el suelo.

Por tanto, cualquier cambio en las fuerzas citadas anteriormente, produce que las arcillas expansivas, se expandan o contraigan en respuesta a tales cambios.

Por ejemplo, si se considera una arcilla motmorillonita que se halla inicialmente saturada, Fig. 4.15 (a), y si se supone que se producen cambios en la tensión superficial y en la presión osmótica; el cambio en la estructura de esta arcilla es observado en las Figuras 4.15 (b) y (c).

En la Figura 4.15 (b), si se asume que el suelo se seca, el contenido de humedad remanente se reunirá cerca de la interfase entre partículas, formando un menisco en el que las fuerzas de tensión superficial resultantes producen que las partículas de suelos se contraigan. En esta etapa el suelo puede ser comparado con un resorte comprimido.

Por tanto, el suelo en la Figura 4.15 (b), tiene una gran afinidad con el agua y atraerá el agua disponible por medio de la osmosis. En esta etapa se produce en el suelo un valor de succión muy alto. Luego, si existe agua disponible en los alrededores, el fenómeno de succión atraerá ésta al interior de los espacios entre las partículas del suelo y el suelo se expandirá. Fig. 4.15 (c). En esta etapa el resorte ha sido liberado, y quizás será ahora forzado hacia fuera.

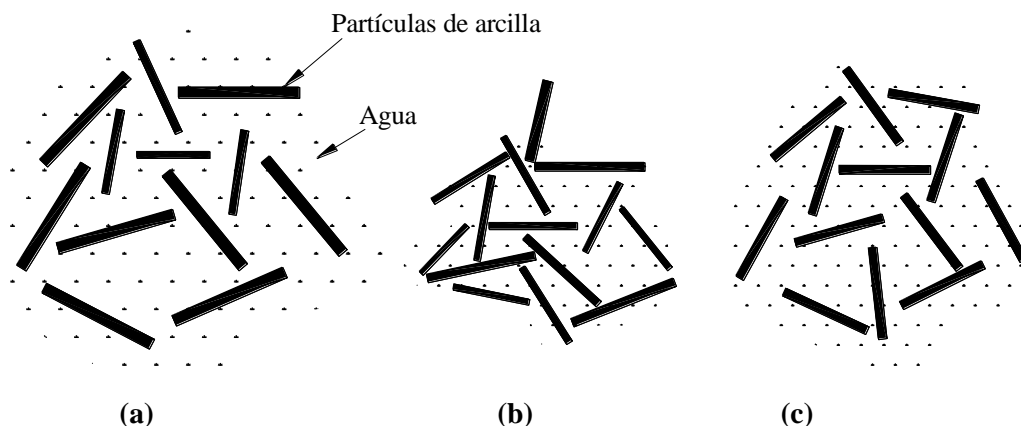


Figura 4.15. Expansión y contracción de una arcilla expansiva (Coduto, 2001).

Cuando se trabaja con suelos expansivos, se denomina zona activa a la profundidad del suelo en la que se producen cambios periódicos de humedad. En ciertas regiones del mundo se ha hecho posible a través de estudios realizados, el identificar las variaciones de profundidad de la zona activa. Este dato se constituye en una gran ayuda para el ingeniero en el momento de realizar el diseño de fundaciones, sobre todo cuando existe la posibilidad de encontrarse con suelos expansivos.

3.2 Identificación de suelos expansivos.

La identificación de un suelo expansivo puede ser realizada por medio de gráficas, tablas o finalmente a través de la realización de ensayos de laboratorio. Todas estas se detallan a continuación:

a) A partir de correlaciones gráficas.

Existen varios sistemas de clasificación para suelos expansivos, basados todos ellos en los problemas que este tipo de suelos ocasiona en la construcción de fundaciones.

a.1) La posibilidad de expansión de los suelos puede ser establecida a partir de la Figura 4.16, según Abduljawwad y Al- Sulaimani (1993).

a.2) Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) analizaron varios resultados obtenidos de ensayos de expansión libre, y a partir de estos elaboraron una correlación gráfica entre la expansión libre, el límite líquido y el contenido de humedad natural, Fig. 4.17.

b) A partir de tablas.

La Tabla 4.8 presenta un resumen de distintos criterios utilizados para la clasificación de suelos expansivos. La Tabla 4.9 presenta el sistema de clasificación desarrollado por la U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen et al., 1977) que es el más usado en los Estados Unidos.

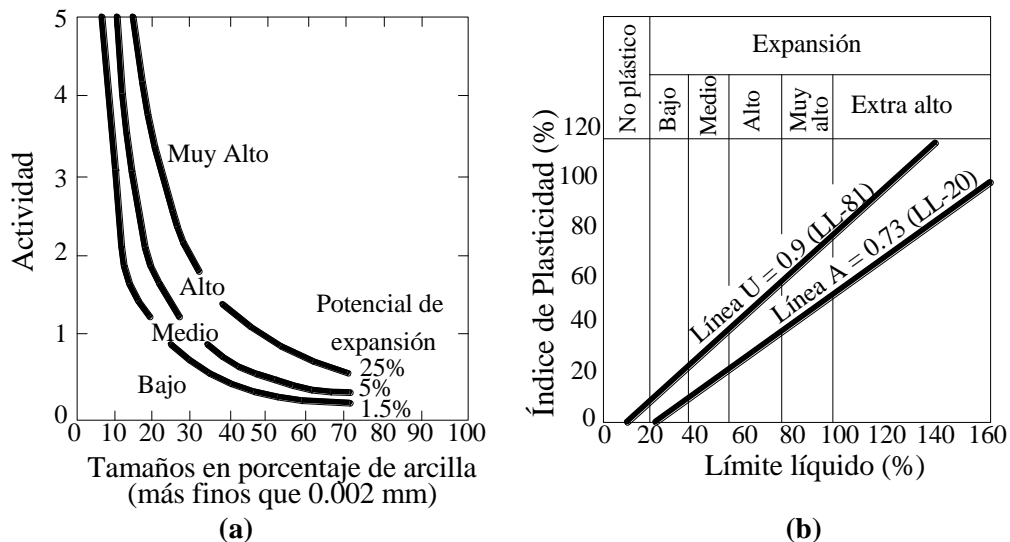


Figura 4.16. Criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión, según Abduljawwad y Al- Sulaimani, 1993 (Das, 1999).

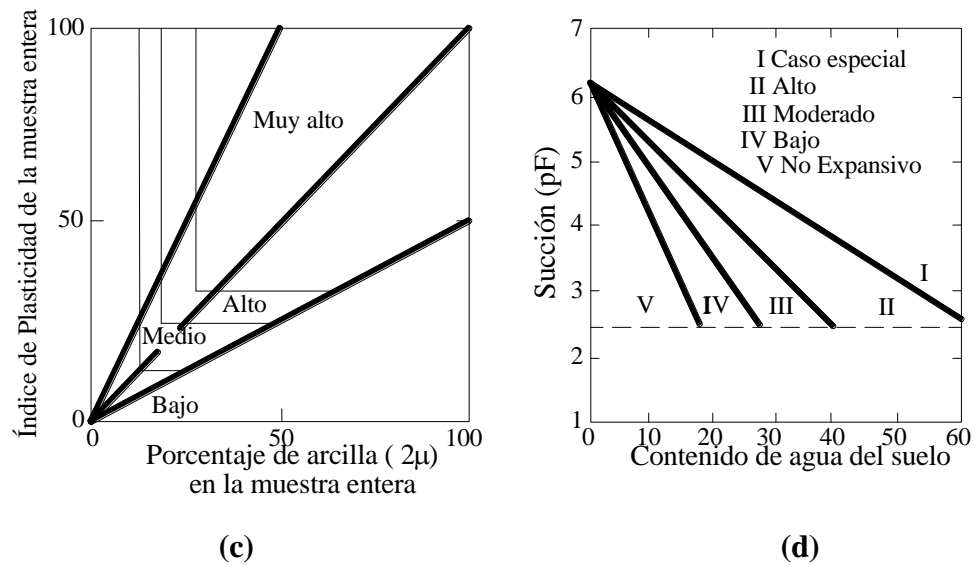


Figura 4.16 (Continuación). Criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión, según Abduljawwad y Al- Sulaimani, 1993 (Das, 1999).

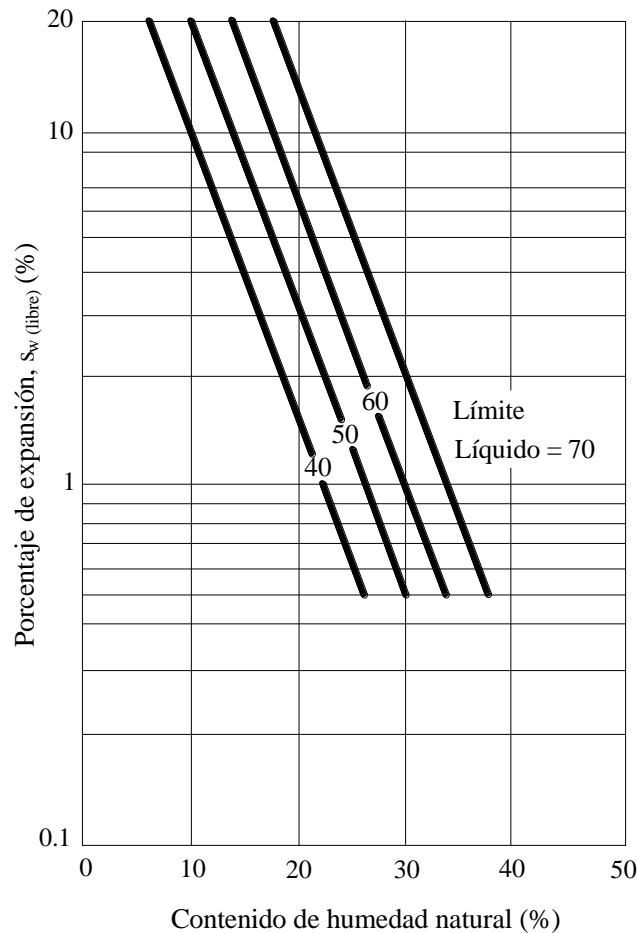


Figura 4.17. Relación entre el porcentaje de expansión libre, límite líquido y contenido de humedad natural (después de Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973)

Tabla 4.8. Resumen de criterios para identificar el potencial de expansión (según Abduljawwad y Al-Sulaimani, 1993).

Referencia	Criterios	Observaciones
Holtz (1959)	$CC > 28, IP > 35$ y $LC < 11$ (<i>Muyalto</i>) $20 \leq CC \leq 31, 25 \leq IP \leq 41$ y $7 \leq LC \leq 12$ (<i>alto</i>) $13 \leq CC \leq 23, 15 \leq IP \leq 28$ y $10 \leq LC \leq 16$ (<i>medio</i>) $CC \leq 15, IP \leq 18$ y $LC \geq 15$ (<i>bajo</i>)	Basado en CC, IP y LC.
Seed y otros (1962)	Véase la Figura 15 (a).	Con base en la prueba del odómetro usando una muestra compactada, porcentaje de arcilla $< 2\mu\text{m}$ y actividad.
Altemeyer (1955)	$CL < 5, LC > 12$ y $EP < 0.5$ (<i>No crítica</i>) $5 \leq CL \leq 8, 10 \leq LC \leq 12$ y $0.5 \leq EP \leq 1.5$ (<i>marginal</i>)	Con base en CL, LC y EP. Muestra
remoldeada, $\rho_{d(\text{max})}$ y ω_{opt} $CL > 8, LC < 10$ y $EP > 1.5$ (<i>crítica</i>)	empapada bajo $CC \leq 15, IP \leq 18$ y $LC \geq 15$ (<i>bajo</i>)	sobrecarga de 6.9 kPa.
Dakshanamanthy y Raman (1973)	Véase la Figura 15 (b).	Basado en la carta de plasticidad.
Raman (1967)	$IP > 32$ y $IC > 40$ (<i>Muyalto</i>) $23 \leq IP \leq 32$ y $30 \leq IC \leq 40$ (<i>alto</i>) $12 \leq IP \leq 23$ y $15 \leq IC \leq 30$ (<i>medio</i>) $IP < 12$ y $IC < 15$ (<i>bajo</i>)	Basado en IP e IC.
Sowers y Sowers (1970)	$SL < 10$ y $PI > 30$ (<i>bajo</i>) $10 \leq SL \leq 12$ y $15 \leq PI \leq 30$ (<i>moderado</i>) $SL > 12$ y $PI < 15$ (<i>bajo</i>)	Poca expansión ocurrirá cuando ω_o conduce a un IL de 0.25
Van Der Merwe (1964)	Véase la Figura 15 (c).	Con base en IP, porcentaje de arcilla $< 2\mu\text{m}$ y actividad.
Uniform Building Code, 1968	$IE > 130$ (<i>muyalto</i>) y $91 \leq IE \leq 130$ (<i>alto</i>) $51 \leq IE \leq 90$ (<i>medio</i>) y $21 \leq IE \leq 50$ (<i>bajo</i>) $0 \leq IE \leq 20$ (<i>muybajo</i>)	Con base en la prueba del odómetro en una muestra compactada con grado de saturación de 50% y sobrecarga de 6.9 kPa.
Snethen (1984)	$LL > 60, IP > 35, \tau_{\text{nat}} > 4$ y $PE > 1.5$ (<i>alto</i>) $30 \leq LL \leq 60, 25 \leq IP \leq 35, 1.5 \leq \tau_{\text{nat}} \leq 4$ y $0.5 \leq PE \leq 1.5$ (<i>medio</i>) $LL < 30, IP < 25, \tau_{\text{nat}} < 1.5$ y $PE < 0.5$ (<i>bajo</i>)	EP es representativa para condición de campo, se usa τ_{nat} , pero se reducirá la exactitud.
Chen (1988)	$IP \geq 35$ (<i>muyalto</i>) y $20 \leq IP \leq 55$ (<i>alto</i>) $10 \leq IP \leq 35$ (<i>medio</i>) e $IP \leq 15$ (<i>bajo</i>)	Basado en IP.
McKeen (1992)	Véase la Figura 15 (d).	Con base en mediciones de pequeño contenido de agua, succión y cambio de volumen al secarse.
Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)	$\log PE = (1/2)(0.44LL - \omega_o + 5.5)$	Ecuaciones empíricas
Kayak y Christensen (1974)	$PE = (0.00229IP)(1.45C)/\omega_o + 6.38$	Ecuaciones empíricas
Weston (1980)	$PE = 0.0041 [(LL_w)^{4.17} q^{-3.86} \omega_o^{-2.33}]$	Ecuaciones empíricas

Tabla 4.8 (Continuación). Resumen de criterios para identificar el potencial de expansión (según Abduljauwad y Al-Sulaimani, 1993).

Notación:

C = % de arcilla.

CC = % de contenido coloidal.

IE = Índice de expansión = $100 \times$ % de expansión x fracción que pasa la malla No 4.

IL = Índice de liquidez (%).

LL = Límite Líquido (%).

LL_w = Límite Líquido pesado, (%).

CL = Contracción lineal, (%).

IP = Índice de plasticidad, (%).

EP = Expansión probable, (%).

q_o = Sobrecarga

IC = Índice de contracción, (%) = $LL - LC$

PE = Potencial de expansión, (%).

ω_o = Contenido de humedad natural del suelo (%).

ω_{opt} = Contenido de humedad óptimo (%).

τ_{nat} = Succión natural del suelo en tsf.

$\rho_{d(max)}$ = Densidad seca máxima.

Tabla 4.9. Sistema de clasificación de suelos expansivos (O'Neill y Poormoayed, 1980).

Límite líquido	Índice de Plasticidad	Expansión potencial (%)	Clasificación de la expansión potencial
<50	<25	<0,5	Baja
50-60	25-35	0,5-1,5	Marginal
>60	>35	>1,5	Alta

Expansión potencial = expansión vertical bajo una presión igual a la presión de sobrecarga

c) A través de la realización de ensayos de laboratorio.

c.1) Ensayo de expansión libre según ASTM D-4829.

Este ensayo determina el índice de expansión del suelo compactado, cuando este ha sido inundado. El índice de expansión es una referencia para determinar el potencial de expansión del suelo. Este ensayo es realizado a partir de una muestra inalterada de suelo.

Preparación de la muestra.

Una vez que la muestra ha llegado al laboratorio, ésta debe ser secada ya sea al aire o mediante un horno. Luego, tamizar la muestra seca en el tamiz No 4.

A partir de la fracción de suelo que pasa el tamiz No 4, tomar aproximadamente 1 kg de muestra. Ajustar el contenido de humedad al contenido de humedad óptimo. El valor de este último es obtenido a partir de las especificaciones técnicas de compactación. Luego, proceder a moldear la muestra.

La muestra es adecuadamente compactada en un molde de dimensiones normalizadas. Posteriormente, ajustar el grado de saturación de ésta a un valor que se encuentre dentro el rango del 49 al 51%.

Procedimiento del ensayo.

Para la realización de este ensayo se realizan los siguientes pasos:

1. Colocar la muestra de suelo compactada en el anillo de consolidación del odómetro.
2. Aplicar a la muestra una presión de 1 [lb/pulg²]. Esta presión incluye el peso de las piedras porosas.
3. Después que la carga ha sido aplicada, dejar a la muestra consolidar por un intervalo de 10 min, al cabo de los cuales se realiza la lectura inicial.
4. Inundar la muestra en agua destilada y realizar lecturas durante las siguientes 24 horas o hasta que la muestra se estabilice.
5. Extraer la muestra del aparato y determinar el cambio en la altura ΔH , como el resultado de la diferencia de las alturas inicial y final.
6. Calcular el índice de expansión libre, a través de la siguiente ecuación:

$$EI(\%) = \frac{\Delta H}{H_1} * 100 \quad [4.9]$$

Donde:

$$\Delta H = \text{Cambio en la altura} = D_2 - D_1$$

$$H_1 = \text{Altura inicial cm.}$$

$$D_1 = \text{Lectura inicial}$$

$$D_2 = \text{Lectura final}$$

El potencial de expansión puede ser estimado a partir del índice de expansión, Tabla 4.10

Tabla 4.10. Potencial de expansión estimado a partir del índice de expansión libre (American Society for Testing and Materials, ASTM D4829, 1999).

<div style="text-align: center;">EI</div> <div style="text-align: center;">%</div>	Potencial de expansión
0-20	Muy bajo
21-50	Bajo
51-90	Medio
91-130	Alto

- c.2)** Ensayo para la obtención del **índice de expansión libre modificado** para arcillas, según Sivapullaiah (1987)

Este es un nuevo procedimiento que al parecer da mejores aproximaciones del potencial de expansión de suelos arcillosos.

Para este ensayo, se toma una muestra secada al horno de 10 g de masa. Esta muestra es bien pulverizada y luego se vierte en una jarra que contenga 100 ml de agua destilada. Luego de 24 horas, se mide el volumen de sedimento expandido. El índice de expansión libre modificado, es entonces calculado como:

$$\text{Índice de expansión libre modificado} = \frac{V - V_s}{V_s} \quad [4.10]$$

Donde:

V = Volumen de suelo después de la expansión.

V_s = Volumen de los sólidos del suelo = $\frac{W_s}{G_s \gamma_w}$.

W_s = Peso del suelo secado al horno.

G_s = Gravedad específica de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

A partir del índice de expansión libre modificado, el potencial de expansión del suelo, es determinado a partir de la Tabla 4.11.

Tabla 4.11. Potencial de expansión a partir del Índice de expansión modificado (Das, 1999)

Índice de expansión libre modificado	Potencial de expansión
<2,5	Despreciable
2,5 a 10	Moderado
10 a 20	Alto
>20	Muy Alto

c.3) Ensayo de expansión controlada según ASTM D 4546-96.

Este ensayo es realizado sobre muestras de suelo inalteradas y a su vez presenta tres alternativas para la determinación de la magnitud de expansión del suelo. Dichas alternativas se detallan a continuación:

- Método A: Este método determina:
 - a) la expansión libre
 - b) porcentaje de levantamiento debido a la aplicación de una carga vertical.
 - c) Presión de expansión
- Método B: Este método determina:
 - a) el porcentaje de levantamiento debido a la aplicación de una carga vertical, que usualmente es equivalente a la presión inicial de sobrecarga *in situ* o a cualquier otra carga vertical.
 - b) Presión de expansión.
- Método C: Este método determina:
 - a) Presión de expansión.
 - b) Presión de preconsolidación.
 - c) Porcentaje de levantamiento.

A partir de la curva la Fig. 4.17, que no es más que la curva obtenida a partir de la realización del ensayo de consolidación invertida, pueden realizarse las siguientes definiciones:

Expansión primaria.- Expansión arbitraria realizada a corto plazo. La intersección de las tangentes sacadas a la curva de la Figura 4.17, se considera el fin de la expansión primaria.

Expansión secundaria.- Expansión a largo plazo. El inicio de la expansión secundaria es el fin de la expansión primaria.

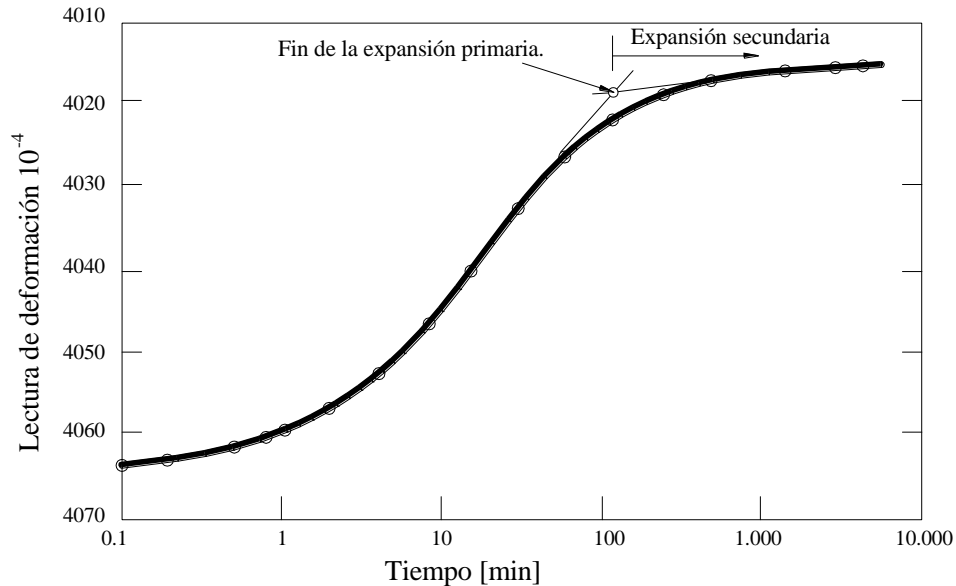


Figura 4.17. Curva de expansión (American Society for Testing and Materials, ASTM D4546, 1999).

Preparación de las muestras.

Para la realización de este ensayo se utilizan muestras de suelos inalteradas que deben ser compactadas y moldeadas de la misma manera que para un ensayo de consolidación normal.

Procedimiento del ensayo.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Colocar la muestra en el anillo de consolidación, tratando de que no exista evaporación del contenido de humedad de la muestra.
2. Aplicar la presión de sobrecarga inicial *in situ*, y una vez transcurridos 5 min después de la aplicación, ajustar el medidor a cero.
3. A continuación, se sigue el mismo procedimiento realizado para un ensayo de consolidación normal, con las siguientes excepciones:

Para el método A. Después de haber registrado la deformación inicial, inundar la muestra y registrar las deformaciones a diversos intervalos de tiempo. Las lecturas se dejan de tomar una vez que se ha completado la expansión primaria.

Después del fin de la expansión primaria, aplicar incrementos sucesivos de carga de 5, 10, 20, 40, 80 kPa, etc. La duración de cada incremento de carga es aquella que asegure el 100% de consolidación primaria.

Para el método B. El ensayo comienza aplicando una presión mayor a la presión de sobrecarga inicial. Al cabo de 5 min leer la deformación debida a la presión.

Luego inundar la muestra y realizar las lecturas respectivas hasta la finalización de la expansión primaria. Proceder a la aplicación de incrementos de carga tal como en el método A.

Para el método C. El ensayo comienza aplicando una presión equivalente a la presión estimada *in situ*. Al cabo de 5 min leer la deformación inicial e inundar inmediatamente la muestra.

A la muestra inundada, aplicar incrementos de carga. Estos incrementos de carga tendrán la magnitud necesaria para evitar la expansión de la muestra

4. La determinación del porcentaje de levantamiento es realizada de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{e - e_o}{1 + e_o} \times 100$$

Donde:

e_o = Índice de vacíos inicial.

e = Índice de vacíos a una cierta presión σ

Δh = Cambio en la altura de la muestra

h_o = Altura inicial de la muestra

$$\frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \text{Porcentaje de levantamiento}$$

3.3 Medidas de prevención y/o solución cuando se trabaja con suelos expansivos.

Los daños en las estructuras de fundación que ocurren como resultado de la presencia de un suelo con elevado potencial de expansión, pueden ser evitados a través de la aplicación de tres posibles alternativas:

- Reemplazar el suelo expansivo bajo la fundación. Esta alternativa es viable en caso de que se trate de suelos poco profundos.
- Estabilización del suelo expansivo, ya sea mediante compactación controlada, prehumedecimiento, y/o estabilización química.

La compactación cuando se trabaja con suelos expansivos puede ser una medida útil para disminuir el potencial de expansión. Por lo general, no se recomienda el uso de losas de fundación, sobre todo en casos donde se espera un levantamiento mayor a 38 mm.

Por otro lado, el principal objetivo del prehumedecimiento es que la mayor parte del levantamiento se de antes de la construcción. Esto se consigue incrementando el contenido de humedad del suelo a través de un embalse. Posteriormente, se agrega 4-5% de cal hidratada a la capa superior de suelo, obteniéndose de esta manera una capa de suelo menos plástica y más trabajable. La desventaja principal de este procedimiento radica en que la infiltración en suelos arcillosos es muy lenta.

Finalmente, la estabilización química del suelo es realizada con ayuda de cal y cemento. La cal o cemento y agua son mezclados con la capa superior de suelo, para luego ser compactadas. Este procedimiento puede ser realizado hasta 1.5 m de profundidad, siendo el principal objetivo el de disminuir el límite líquido, el índice de plasticidad y las características de expansión del suelo.

- Construir estructuras lo suficientemente flexibles para resistir el levantamiento diferencial del suelo sin fallar.

CAPITULO CINCO

Esfuerzos laterales del terreno.

En muchos procesos de construcción, a menudo es necesario, alterar la superficie del perfil del terreno, originándose de tal manera, superficies verticales o muy próximas a esta situación. Algunas veces, estas superficies originadas son capaces de soportarse por si solas, mientras que otras veces, se necesita el uso de estructuras de retención para soportarlas.

Para el análisis de estabilidad de estas estructuras, se requiere conocer tanto la naturaleza de la estructura del muro, como la naturaleza del material que será soportado; al igual que la manera en que el muro podría moverse o ceder después de la construcción.

El método a utilizarse para la determinación de las cargas ejercidas por el terreno sobre las estructuras de retención, depende de la rigidez de las estructuras.

Por ejemplo, los métodos de Rankine y Coulomb desarrollados entre los años 1700 a 1900, se basan en la idealización de la estructura de retención, como una estructura rígida y que se comporta como una unidad. Sin embargo, a pesar de que esta suposición ignora el efecto real que existe en la interacción suelo-estructura y el proceso de construcción del sistema, en la actualidad, estructuras más complicadas han sido diseñadas aplicando modificaciones empíricas a estos métodos.

Como ejemplos comunes de estructuras de retención, se tienen los observados en la Figura 5.1. La Figura 5.1 (a) muestra una de las formas más simples de estructuras de retención, el muro de gravedad, que por sus características, es una estructura suficientemente rígida en la que no se producen deformaciones por flexión.

La Figura 5.1 (b) presenta un tabique o muro flexible, en el que se presentan deformaciones por flexión. Para este tipo de estructuras, las presiones del terreno deben ser determinadas mediante métodos desarrollados para sistemas flexibles

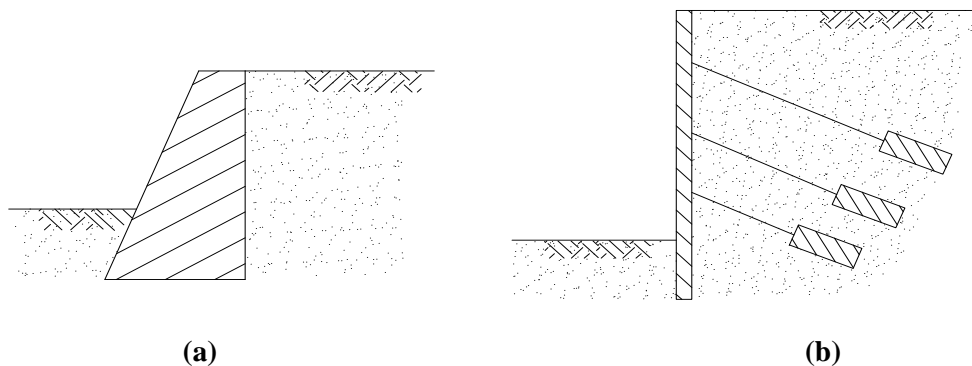


Figura 5.1. Tipos de estructuras de retención (a) Muro de gravedad, (b) Tabique o muro flexible.

Para el adecuado diseño de estructuras de retención se requiere la estimación de los esfuerzos laterales del terreno, que son una función de varios factores, tales como:

- El tipo y magnitud del movimiento de los muros.
- Los parámetros de resistencia al cortante del suelo.
- El peso específico del suelo
- Las condiciones de drenaje del relleno.

En muros de retención, pueden alcanzarse tres posibles situaciones:

- *Esfuerzo lateral del terreno en condición de reposo.*- Esta situación es alcanzada cuando el muro AB es estático, Fig. 5.2 (a); es decir, no existe movimiento ni a la derecha ni a la izquierda de su posición inicial. Para este caso la masa de suelo permanece en equilibrio estático, es decir la deformación unitaria horizontal es cero.

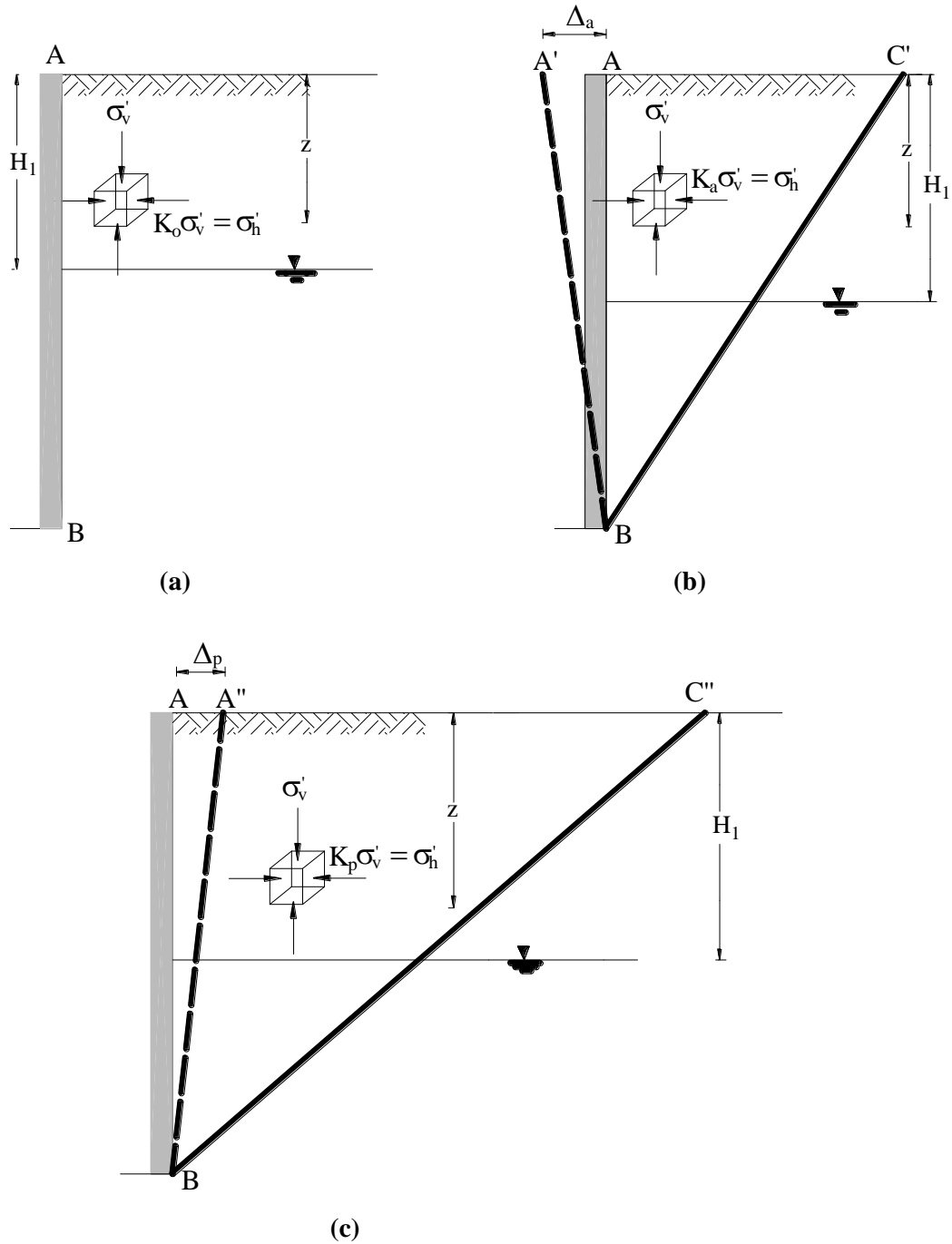


Figura 5.2. Definición de: (a) Presión en reposo (b) Presión activa y (c) Presión pasiva.

- *Esfuerzo lateral del terreno en condición activa.*- El muro AB , Fig. 5.2 (b), se inclina respecto al suelo retenido hasta alcanzar la posición $A'B$; entonces la masa de suelo triangular ABC' que se encuentra adyacente al muro alcanza el equilibrio plástico y falla, es decir, el suelo se expande, deslizándose descendientemente a través del plano BC' . Para este caso el esfuerzo lateral se reduce desde el valor del esfuerzo en condición de reposo hasta el valor del esfuerzo lateral activo, que es el valor mínimo del esfuerzo lateral.
El término equilibrio plástico, se refiere a la condición en que cada punto en la masa de suelo está a punto de fallar. Esta condición, se desarrolla por lo general, al fallar cualquier muro de retención.
- *Esfuerzo lateral del terreno en condición pasiva.*- El muro AB , Fig. 5.2 (c), es empujado hacia el suelo retenido hasta alcanzar la posición $A'B$; entonces la masa de suelo triangular ABC'' que se encuentra adyacente al muro alcanza el equilibrio plástico y falla, es decir, el suelo se comprime deslizándose ascendientemente a través del plano BC'' . El esfuerzo lateral pasivo es el máximo valor que puede alcanzar el esfuerzo lateral.

Cuando un muro es empujado hacia el suelo, caso pasivo, el esfuerzo lateral incrementa; mientras que cuando un muro se inclina respecto al suelo, caso activo, el esfuerzo lateral decrece.

Según Clough y Duncan (1991), en las últimas décadas, se ha observado, que después de producirse grandes movimientos, las condiciones límites de presión pasiva máxima y presión activa mínima son alcanzadas.

Una vez que estas presiones son alcanzadas, los movimientos continúan incrementándose mientras que las presiones límites permanecen constantes. La cantidad de movimiento requerida para alcanzar las condiciones límites, ha sido investigada experimentalmente. Un resumen de dichas investigaciones es presentado en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Magnitudes aproximadas de movimientos requeridos para alcanzar la condición de presión activa mínima y pasiva máxima (Clough y Duncan, 1991).

Material del relleno	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena media a densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,01	0,05
Arcilla grasa compactada	0,01	0,05

Δ = Movimiento requerido de la parte superior del muro para alcanzar la presión mínima activa y máxima pasiva, por inclinación o traslación lateral.

H = Altura del muro.

Los resultados presentados en la Tabla 5.1 muestran que:

- Los movimientos requeridos para alcanzar las presiones límites son proporcionales a la altura del muro.

- El movimiento requerido para alcanzar la presión máxima pasiva es aproximadamente diez veces más grande que el requerido para alcanzar la presión mínima activa.
- El movimiento requerido para alcanzar las presiones límites, es mayor para suelos sueltos que para suelos densos.

La Figura 5.3 presenta la variación de la presión lateral del terreno con la inclinación del muro tomando en cuenta los estados activo y pasivo para los diferentes tipos de suelo que se presentan en la Tabla 5.1.

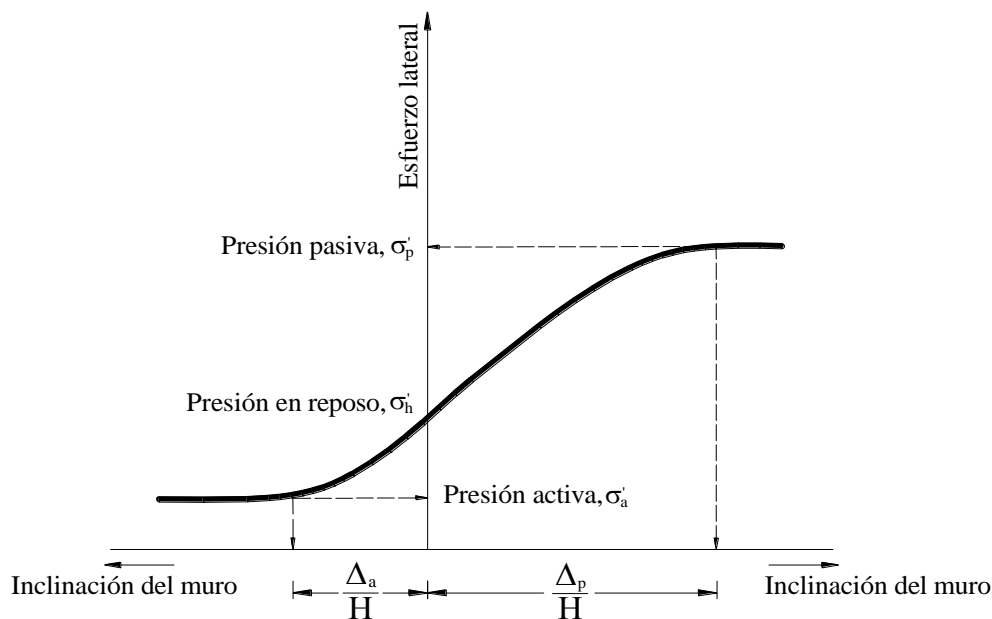


Figura 5.3. Variación de la magnitud de la presión lateral del terreno con la inclinación del muro.

A continuación se desarrollan tanto los métodos como sus correspondientes ecuaciones, a partir de los cuales se realiza la determinación de los esfuerzos laterales en condición de reposo, en condición activa y pasiva.

Históricamente, la solución al problema de presión lateral de terreno fue una de las primeras aplicaciones de los métodos científicos para el diseño de estructuras; siendo los dos pioneros en este campo: el francés Charles Augustin Coulomb y el escocés W. J. M. Rankine.

Coulomb presentó su teoría en 1773 y la publicó tres años después (Coulomb, 1776), mientras que Rankine desarrolló su teoría más de 80 años después (Rankine, 1857). A pesar de esta cronología, por simplicidad, es más fácil discutir conceptualmente primero la teoría de Rankine.

Finalmente se presenta otro método popular para la estimación de la presión del terreno. Este es el método de la espiral logarítmica que fue propuesto por Terzaghi en 1943.

Debe enfatizarse que, dependiendo del ángulo de inclinación del terreno, el empuje activo y pasivo calculado mediante distintos métodos puede ser bastante diferente.

Con el paso del tiempo, trabajos experimentales fueron realizados por Terzaghi (1932), Schofield (1961), Rowe y Peaker (1965), Mackey y Kirk (1967), Narain et al. (1969), James

y Bransby (1970), Matteotti (1970), Bros (1972), Sherif y Mackey (1977), Sherif et al. (1982), Sherif et al. (1984), Duncan y Seed (1986), Fang y Ishibashi (1986), Duncan et al. (1991), Fang et al. (1994) y otros investigadores; pero a pesar de la contribución de estos autores al conocimiento en el campo de presiones laterales, el trabajo de Rankine y Coulomb fue fundamental y aún hoy en día constituye la base para los cálculos realizados en la determinación de la presión lateral del terreno. En nuestros días existen más de 50 teorías disponibles, teniendo todas ellas sus raíces en las teorías de Rankine y de Coulomb.

1 Esfuerzo lateral del terreno en condición de reposo.

Si el estado de esfuerzos de una masa de suelo se encuentra debajo de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, el suelo está aún en equilibrio, Fig. 5.4. En depósitos de suelos formados naturalmente, se produce una deformación horizontal despreciable, permaneciendo el suelo en estado de reposo.

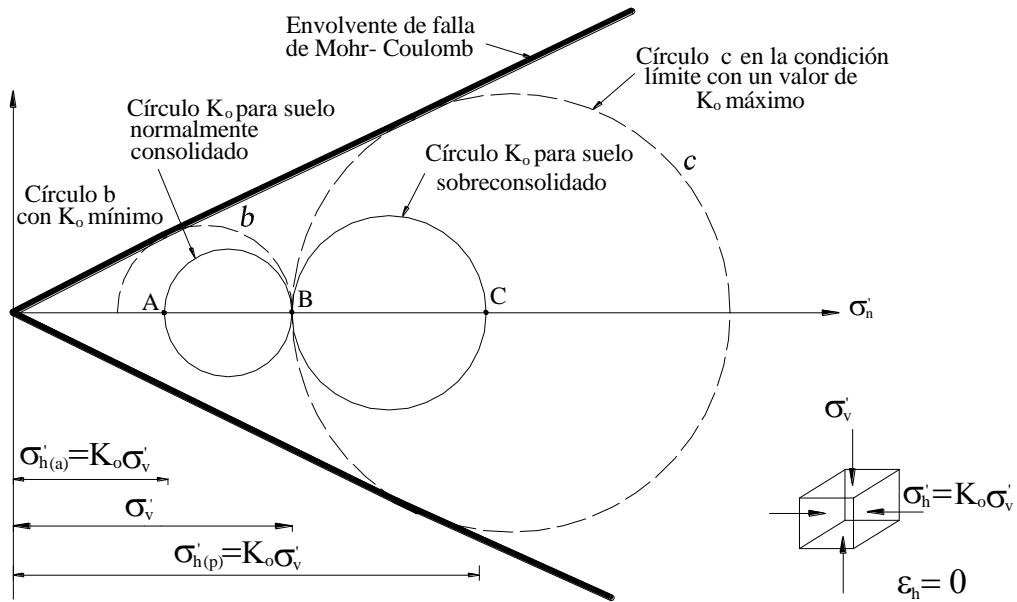


Figura 5.4. Presión lateral del terreno en reposo (Whitlow, 1997).

Para ilustrar esta situación se tiene la Fig. 5.2 (a) en la que la masa de suelo mostrada, se halla limitada por el muro sin fricción AB . Esta masa se halla ubicada a una profundidad z debajo de la superficie y el nivel freático se encuentra a una distancia H_1 de la misma. Los esfuerzos efectivos verticales y horizontales son σ'_v y σ'_h respectivamente.

La relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el vertical se llama coeficiente de esfuerzo lateral del terreno en reposo, K_o y es:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad [5.1]$$

La Tabla 5.2 presenta un resumen de algunos de los criterios existentes para la determinación de K_o .

Tabla 5.2. Criterios para la determinación del coeficiente de esfuerzo lateral del terreno en reposo, K_o .

Referencia	Criterios	Observaciones
Jaky (1944)	$K_o = 1 - \frac{1 + \frac{2}{3} \tan \phi'}{\tan \phi'}$	Suelos normalmente consolidados.
Jaky (1944)	$K_o = 1 - \tan \phi'$	Suelos normalmente consolidados, ecuación simplificada de Jaky (1944).
Moroto y Muramatsu (1987)	$K_o = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}}$ Donde: E_h = Módulo de elasticidad horizontal. E_v = Módulo de elasticidad vertical.	Arcilla sobreconsolidada anisotrópica
Sherif, Fang y Sherif (1984)	$K_o = (1 - \tan \phi') + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right] 5.5$ Donde: γ_d = Peso unitario seco compactado de la arena que se encuentra detrás del muro. $\gamma_{d(\min)}$ = Peso unitario seco de la arena en su estado más suelto.	Arenas densas
Massarchs (1979)	$K_o = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP(\%)}{100} \right]$	Suelos finos normalmente consolidados.
Das (2001)	$K_{o(\text{preconsolidada})} = K_{o(\text{normalmente consolidada})} \sqrt{OCR}$	Arcillas preconsolidadas.
Mayne y Kulhawy (1982)	$K_o = (1 + \tan \phi') OCR^{\tan \phi'}$	Suelos sobreconsolidados.
Tschebotarioff	$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu}$	Ensayo de compresión unidimensional
Danish Geotechnical Institute (1978)	$K_o = 1 - \tan \phi' (1 + \tan \beta)$ Donde: β = Inclínación del relleno medido a partir de la horizontal	Para rellenos inclinados.

Finalmente, valores experimentales de K_o fueron obtenidos a partir de la realización del ensayo del presurímetro mediante el cual es posible realizar la medición del esfuerzo horizontal total y el valor de la presión de poros *in situ*. Los resultados obtenidos por Mair y Word (1987) son presentados en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Rango de valores típicos de K_o (Whitlow, 1997).

Tipo de suelo	K_o
Arena suelta	0,45-0,6
Arena densa	0,3-0,5
Arcilla normalmente consolidada	0,5-0,7
Arcilla sobreconsolidada	1,0-4,0
Arcilla compactada	0,7-2,0

Conocido el valor de K_o , la distribución de los esfuerzos laterales del terreno en reposo, se asume como lineal, existiendo un cambio de pendiente en la posición del nivel freático. Este cambio de pendiente indica que debe utilizarse el peso sumergido del suelo.

La Figura 5.5 muestra la distribución de los esfuerzos laterales para un muro en condición de reposo, con las mismas características que el observado en la Figura 5.2 (a). En ambos casos γ es el peso específico del suelo detrás del muro.

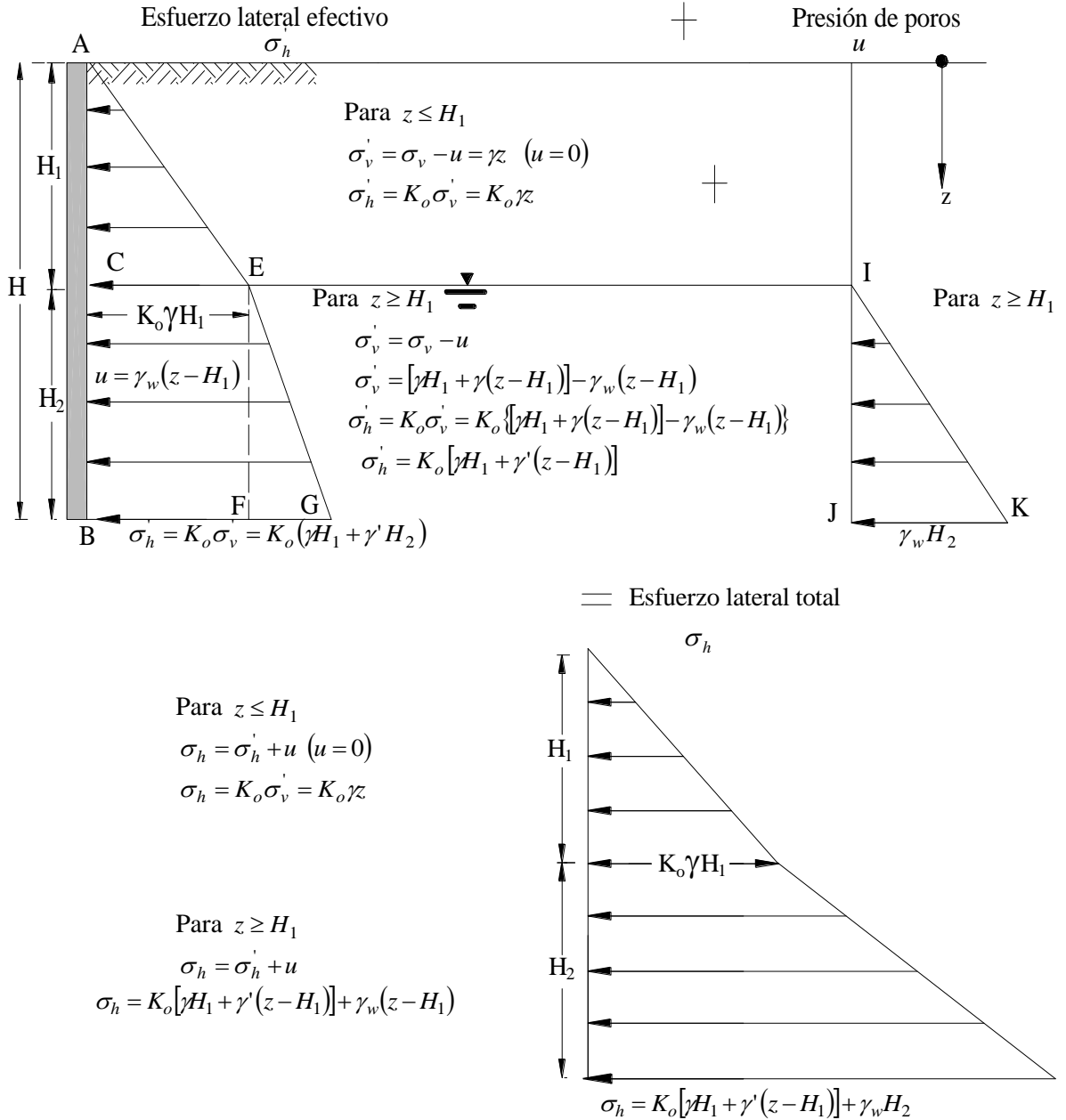


Figura 5.5. Distribución de la presión en reposo para un suelo parcialmente sumergido.
(a) Esfuerzo lateral efectivo (b) Presión de poros (c) Esfuerzo lateral total.

Luego, la fuerza por unidad de longitud ejercida sobre el muro, se obtiene sumando las áreas de los respectivos diagramas de presiones, Fig. 5.5.

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2}_{\text{Área } ACB} + \underbrace{K_o \gamma H_1 H_2}_{\text{Área } CEFB} + \underbrace{\frac{1}{2} K_o \gamma' H_2^2}_{\text{Área } EFG} + \underbrace{\frac{1}{2} \gamma_w H_2^2}_{\text{Área } JIK} \quad [5.2]$$

Nota.-El esfuerzo lateral total es una presión ejercida por el suelo sobre el muro, y se expresa en unidades de presión KPa, Pa, etc. Por otro lado, la fuerza por unidad de longitud, P_o tiene por unidades KN/m, N/m, etc.

Para el caso particular en que se tiene suelo seco, Fig. 5.6, de manera análoga al caso anterior; la fuerza por unidad de longitud ejercida por el suelo seco sobre el muro es:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad [5.3]$$

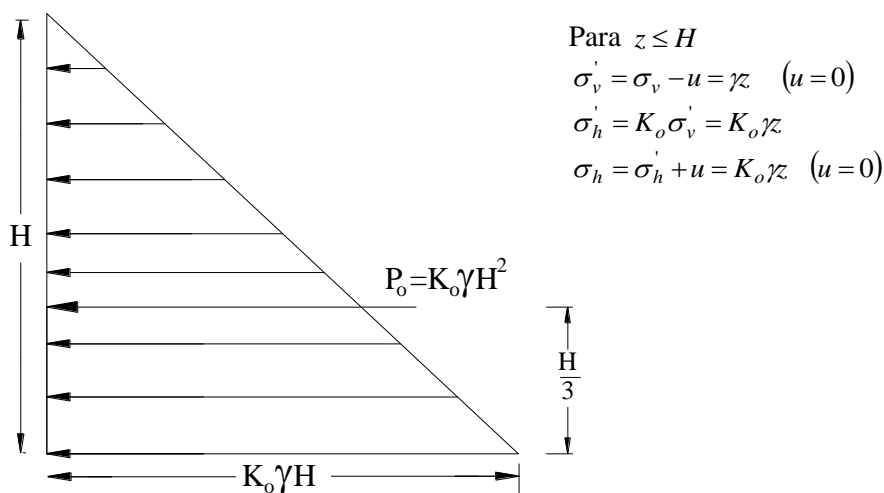


Figura 5.6. Distribución del esfuerzo lateral total en condición de reposo para un suelo seco.

2 Esfuerzo lateral del terreno en condición activa.

En la Figura 5.4 se observa que cuando el círculo de Mohr correspondiente al suelo no toca la envolvente de falla, el suelo permanece en una condición de reposo, es decir, el muro no cede. Por otro lado, si el muro tiende a moverse alejándose del suelo, se produce un fenómeno de expansión lateral, y los esfuerzos laterales del suelo σ'_h decrecen, hasta alcanzarse el equilibrio plástico. Este equilibrio es alcanzado en el mínimo valor de σ'_h .

Una vez que se ha alcanzado este valor, la resistencia total al cortante se moviliza, es decir, ocurre la falla. El círculo *b* de la Figura 5.4 representa el círculo de falla para la condición activa.

2.1 Teoría de Rankine.

La teoría de Rankine (1857) presenta una solución basada en las siguientes hipótesis:

- La cara posterior del muro es completamente lisa y vertical.
- La fricción entre el muro y el suelo no es considerada
- El relleno detrás del muro es una masa de suelo sin cohesión que se halla en un estado de equilibrio límite.
- La magnitud de los esfuerzos laterales σ'_h depende sólo del esfuerzo efectivo vertical y la resistencia al cortante del suelo, siendo el problema estáticamente determinado.
- Se asume que la cedencia de toda la estructura coincide con la cedencia del primer elemento, teniendo de esa manera una solución de borde inferior.

Luego, si se considera un espacio semi-infinito en el que se encuentra una masa de suelo con un ángulo de fricción ϕ' ; se supone que esta masa es llevada a un estado de equilibrio plástico para un valor dado de esfuerzos verticales σ'_v .

La condición inicial de esfuerzos es representada por el círculo *a* de la Figura 5.7 (a). Por otro lado, se permite que el muro vaya alejándose gradualmente del suelo, es decir, se permite que los esfuerzos horizontales principales vayan disminuyendo, hasta alcanzar el estado de equilibrio plástico, para el cual, el suelo falla. Este último estado es representado por el círculo *b* de la Figura 5.7 (a) y se denomina estado activo de Rankine. Para este estado el círculo de Mohr toca la envolvente de falla.

El círculo *b* de la Figura 5.7 (a) representa el círculo de falla una vez que se ha alcanzado el equilibrio límite. El esfuerzo activo horizontal σ'_a , es determinado de la siguiente manera:

$$\text{sen}\phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad [5.4]$$

Pero *CD* es el radio del círculo de falla:

$$CD = \frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}$$

$$AO \tan \phi' = c'$$

$$OC = \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2}$$

Reemplazando en [5.4]:

$$\text{sen}\phi' = \frac{\frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}}{c' \frac{1}{\tan \phi'} + \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2}}$$

Reordenando

$$c' \cos \phi' + \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2} \text{sen}\phi' = \frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}$$

Despejando σ'_a :

$$\sigma'_a = \sigma'_v \frac{1 - \sen \phi'}{1 + \sen \phi'} - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \sen \phi'} \quad [5.5]$$

Donde:

$$\frac{1 - \sen \phi'}{1 + \sen \phi'} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Reemplazando en la ecuación [5.5]:

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad [5.6]$$

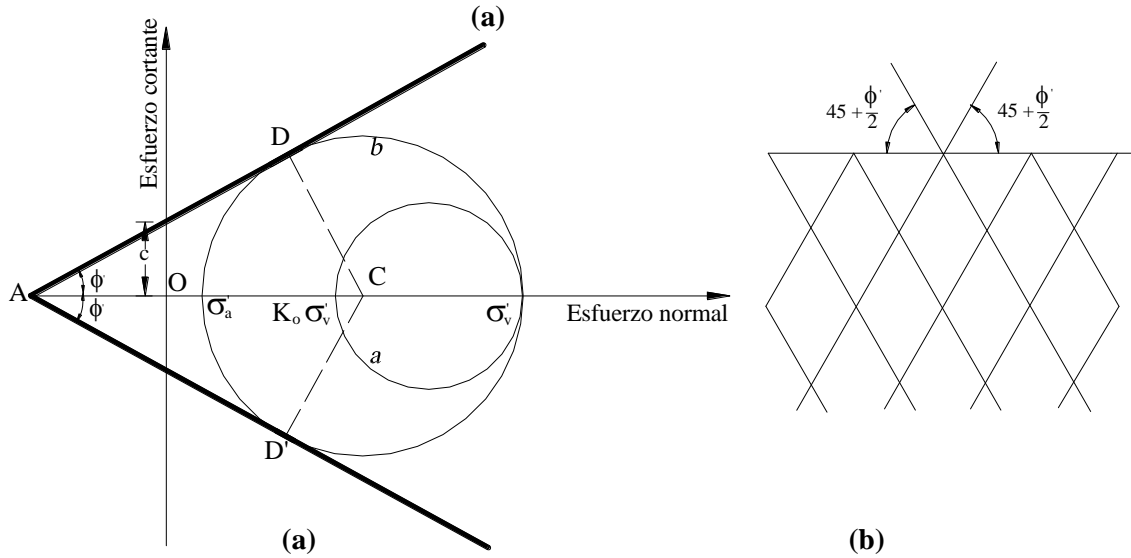


Figura 5.7. Presión activa de Rankine (a) Círculo de Mohr para el estado activo (b) Planos de deslizamiento para el estado activo.

De la Figura 5.7, se observa que los planos de falla forman en el suelo ángulos de $\pm (45 + \phi'/2)$ con el plano principal mayor, que es para este caso el plano horizontal.

Luego, el coeficiente de presión activa de Rankine se define como:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} \quad [5.7]$$

El esfuerzo lateral para la condición activa de Rankine puede ser determinado tanto para suelos granulares ($c' = 0$), como para suelos cohesivos ($c_u > 0$).

2.1.1 Esfuerzo activo para suelos granulares determinado a través de la Teoría de Rankine.

Cuando se trabaja con suelos granulares $c' = 0$, y a partir de la ecuación [5.6] en la Tabla 5.3 se presentan las ecuaciones para la determinación del coeficiente de presión activa de Rankine, tanto para relleno horizontal como para relleno inclinado. La Figura 5.8 (a) presenta el esquema del muro considerado en la determinación del esfuerzo lateral total en la Figura 5.9. Por otro lado, en la Figura 5.8 (b) se observa un esquema de muro con relleno inclinado.

Tabla 5.3. Teoría de Rankine para suelos granulares.

Teoría de Rankine para suelos granulares ($c'=0$) – Ecuación [5.6].

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \sigma'_v K_a \quad [5.6^a]$$

Suelos granulares con relleno horizontal ($\alpha=0$) $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$ (Fig. 9) [5.8]

Suelos granulares con relleno inclinado ($\alpha > 0$) $K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$ [5.9]

Nota. El procedimiento desarrollado en la Figura 5.9 es válido cuando el relleno de suelo es horizontal. Cuando se presenta el caso de **rellenos inclinados**; el procedimiento a seguir es el mismo, con la única diferencia de que la fuerza total de empuje se halla inclinada en un ángulo α con la horizontal y K_a es determinado a partir de la ecuación [5.9]. La Tabla 5.4 presenta valores de K_a para distintos valores de α y ϕ .

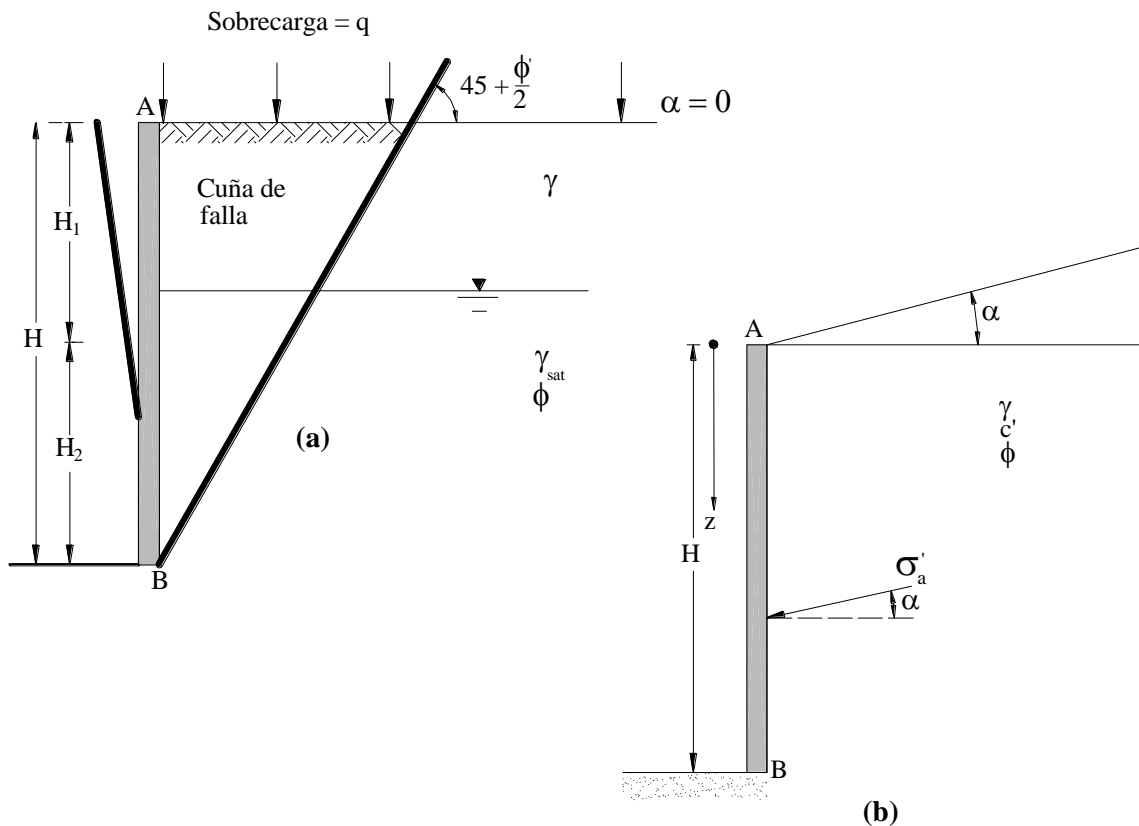


Figura 5.8. Presión activa de Rankine (a) Ecuación [5.8] - Muro con relleno horizontal (b) Ecuación [5.9] – Muro con relleno inclinado.

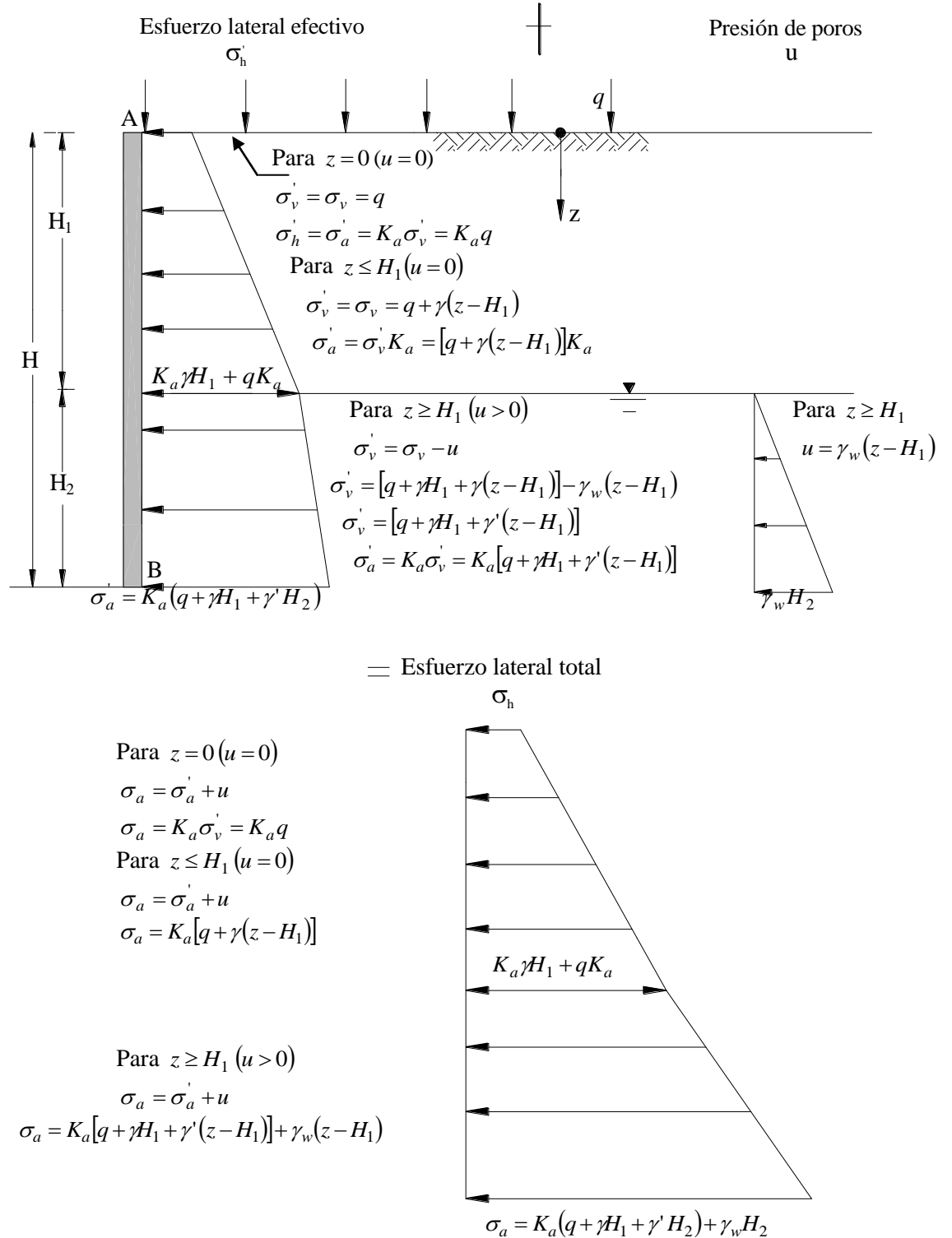


Figura 5.9. Distribución de la presión del terreno activa de Rankine, contra un muro de retención con relleno de suelo granular parcialmente sumergido que se halla soportando una sobrecarga.

Finalmente, la fuerza de empuje total por unidad de longitud que ejercen el relleno y el agua sobre la altura total del muro H , es determinada sumando las áreas de los diagramas de presiones del esfuerzo lateral efectivo y de la presión de poros, o también, determinando el área del diagrama de presiones de presiones de esfuerzos totales.

$$P_a = K_a qH + \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_a \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad [5.10]$$

Tabla 5.4. Valores de K_a para distintos valores de α y ϕ , considerando un muro soportando un relleno inclinado.

α [grados]	ϕ [grados]						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.26	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.24	0.219
10	0.38	0.35	0.321	0.294	0.27	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.25
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

2.1.2 Esfuerzo activo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Rankine.

Cuando se trabaja con relleno de suelo cohesivo $c = c_u$. A partir de la ecuación [5.6] en la Tabla 5.5 se presentan las ecuaciones para la determinación del coeficiente de presión activa de Rankine, tanto para relleno horizontal como para relleno inclinado. La notación utilizada en la ecuación [5.12] es la misma del esquema de la Figura 5.8 (b).

A manera de ilustración, en la Figura 5.10 se determina, el esfuerzo lateral total generado detrás de un muro con relleno horizontal de suelo cohesivo. Para este caso en particular, se asume que el suelo del relleno es seco, es decir, se asume que en la altura considerada no se ha detectado la posición del nivel freático.

El cálculo de la fuerza total de empuje activa, es realizado a partir del diagrama de presiones del esfuerzo lateral total, Fig. 5.10. Entonces, la fuerza de empuje total por unidad de longitud ejercida sobre el muro, es:

$$P_a = \frac{1}{2} (K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}) (H - z_o) - \frac{1}{2} (2c\sqrt{K_a}) z_o \quad [5.14]$$

En la ecuación [5.14] pueden ser reemplazados los valores de $K_a = 1$ y $z_o = \frac{2c'}{\gamma}$.

Luego reordenando la misma, se tiene:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad [5.15]$$

Si se decide tomar en cuenta las grietas de tensión, que es muy común en la práctica; la fuerza de empuje total sobre el muro, es causada sólo por la distribución de presiones ubicada en $z_o \leq z \leq H$, Fig. 5.10. Entonces, P_a es:

$$P_a = \frac{1}{2} (K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}) (H - z_o) \quad [5.16]$$

De la misma manera que en la ecuación [5.14], en la ecuación [5.16] pueden ser reemplazados los valores de $K_a = 1$ y $z_o = \frac{2c'}{\gamma}$. Luego, se tiene:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH + 2 \frac{c^2}{\gamma} \quad [5.17]$$

2.2 Teoría de Coulomb.

La teoría de Rankine (1857) es un método de análisis que proporciona cálculos simples. Sin embargo debido a las hipótesis que considera tiene sus limitaciones, y por lo general, los resultados obtenidos haciendo uso de ésta son de cierto modo pesimistas, al ser esta teoría considerada como una solución de borde inferior.

En contraparte, la teoría de Coulomb (1776) salva en cierto modo estas limitaciones. Esta se basa en las siguientes hipótesis:

- Se considera una cuña de suelo, moviéndose activamente hacia el muro.
- La cuña se desliza hacia abajo presentando una superficie de falla plana.
- La cara posterior del muro al igual que el relleno pueden ser inclinados.
- Se considera la fricción del muro.
- La condición límite es la cedencia de toda la cuña: solución de borde superior.

Tabla 5.5. Teoría de Rankine para suelos cohesivos.

Teoría de Rankine para suelos cohesivos ($\phi=0$) – Ecuación [5.6].

$$\sigma'_a = \sigma'_v \tan^2(45) - 2c' \tan(45) = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad [5.6b]$$

$$\begin{array}{l} \text{Suelos cohesivos} \\ \text{con relleno horizontal} \end{array} \quad (\alpha = 0) \quad K_a = 1 \quad (\text{Fig. 5.10}) \quad [5.11]$$

$$\begin{array}{l} \text{Suelos cohesivos} \\ \text{con relleno inclinado} \end{array} \quad (\alpha > 0) \quad \text{Mazindrani \& Ganjali (1997)}$$

$$K_a'' = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \quad [5.12]$$

$$\times \left\{ 2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c'}{\gamma} \right) \cos \phi' \sin \phi' \pm \sqrt{4 \cos^2 \alpha \left(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi' + 4 \left(\frac{c'}{\gamma} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma} \right) \cos^2 \alpha \cos \phi' \sin \phi' \right)} \right\} - 1$$

Nota. El procedimiento desarrollado en la Figura 5.10 es válido cuando el relleno de suelo es horizontal. Cuando se presenta el caso de **rellenos inclinados**; el procedimiento a seguir es el mismo, con la única diferencia de que la fuerza total de empuje se halla inclinada en un ángulo α con la horizontal y K_a es determinado a partir de la ecuación [5.12]. La ecuación [5.12] fue desarrollada por Mazindrani & Ganjali, 1997, para suelos con $c - \phi'$. Para suelos cohesivos, en particular, reemplazar ($\phi = 0$) en la ecuación [5.12]

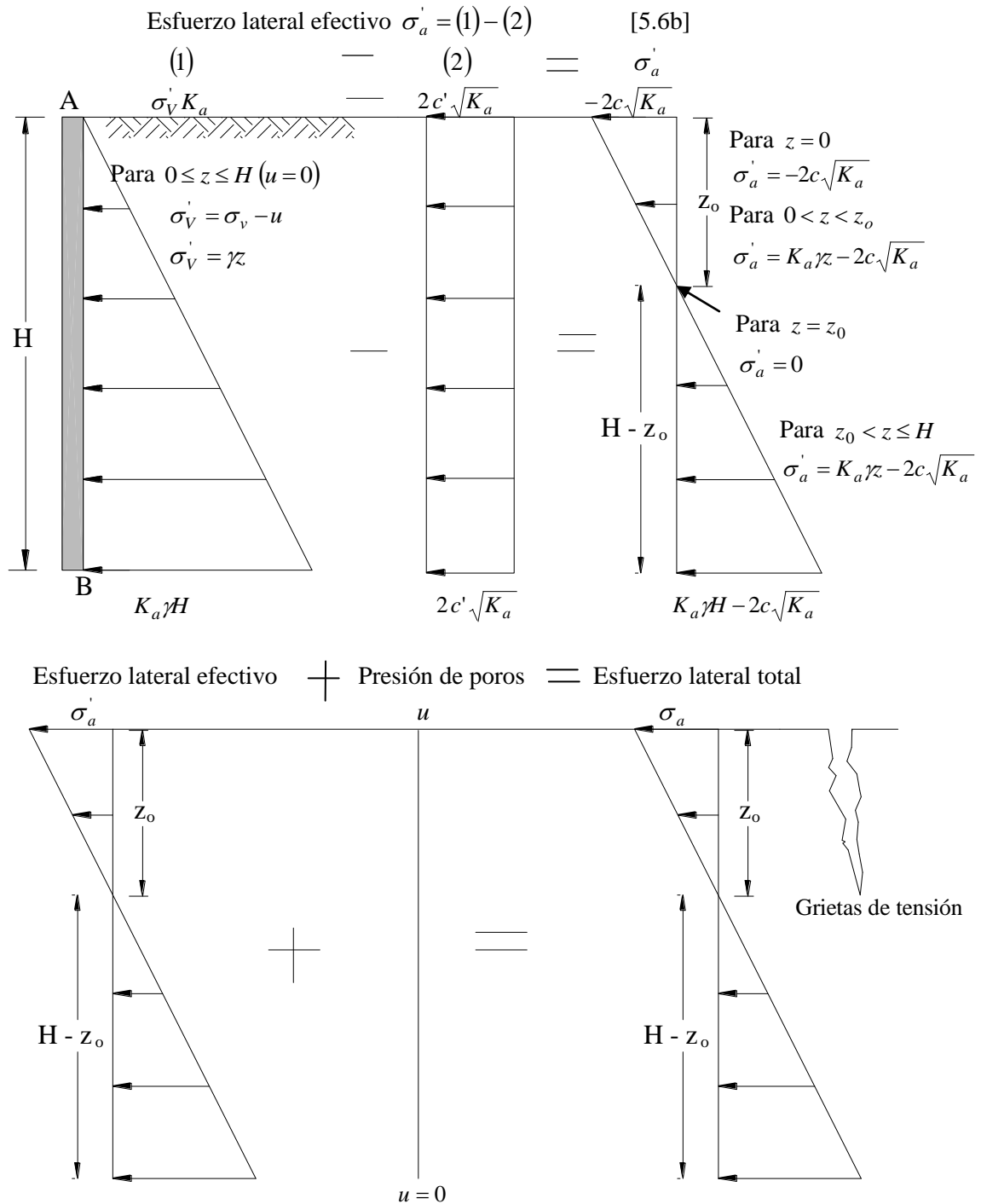


Figura 5.10. Distribución de la presión del terreno activa de Rankine, contra un muro de retención con relleno horizontal de suelo cohesivo seco.

Nota. El caso observado en la Figura 5.10 es el caso más crítico que existe para rellenos de suelo cohesivo. Para el esfuerzo lateral efectivo, se puede observar que cuando $z=0$, el valor de σ'_a es negativo, por tanto, se generan en el suelo, esfuerzos de tensión. A continuación el valor de σ'_a va incrementándose

hasta alcanzar el punto donde σ'_a es igual a cero. A partir de este punto el valor de σ'_a se hace positivo y se incrementa de manera lineal en función a la profundidad.

La profundidad existente entre la superficie y el punto donde σ'_a se hace igual a cero, se denomina *grieta de tensión*. Para este caso, el valor de la profundidad de la grieta de tensión es determinado igualando a cero la ecuación [5.6b]. Luego se tiene:

$$\sigma_a = \gamma z_o - 2c' = 0 \Rightarrow z_o = \frac{2c'}{\gamma} \quad [5.13]$$

Cuando existe presencia del nivel freático o cuando se aplica una sobrecarga en la superficie, el valor del esfuerzo lateral total en la superficie puede no ser negativo dependiendo, en todo caso, tanto de la magnitud de la sobrecarga como de la magnitud de la presión de poros. Si a pesar de la aplicación de estas presiones, el esfuerzo lateral total continúa siendo negativo; el valor de la profundidad de la grieta de tensión puede ser determinado de manera similar a la ecuación [5.13]

2.2.1 Esfuerzo activo para suelos granulares determinado a través de la Teoría de Coulomb.

Anotadas las hipótesis asumidas por Coulomb, considerar la cuña de suelo mostrada en la Figura 5.11. Al inclinarse el suelo hacia el muro, para un cierto valor de esfuerzos, éste alcanza el estado activo límite, deslizándose la cuña a través de la superficie de falla BC . El equilibrio límite es mantenido por tres fuerzas actuantes en la cuña, Fig. 5.11 (b). Dicha fuerzas son:

- P_a . Es la fuerza activa por unidad de longitud del muro y se halla inclinada, formando un ángulo δ con la normal dibujada a la cara posterior del muro, siendo δ el ángulo de fricción entre el muro y el suelo.
- W . Es el peso de la cuña de suelo.
- F . Es la fuerza resultante de las fuerzas normales y cortantes en el plano de deslizamiento, y forma un ángulo de ϕ' con la normal trazada al plano de deslizamiento.

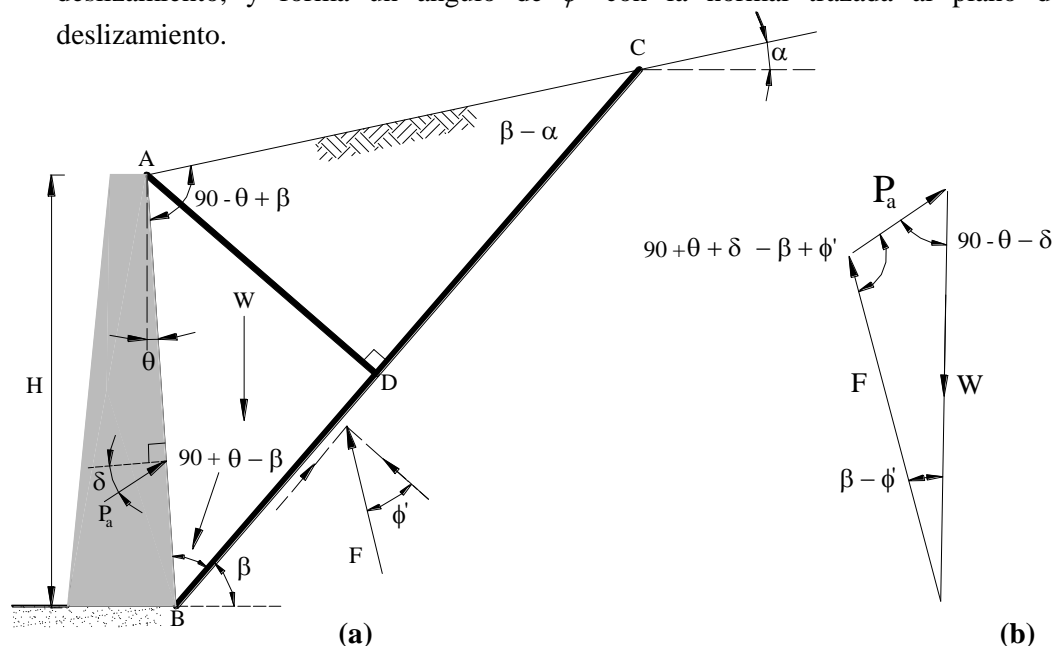


Figura 5.11. Presión activa de Coulomb (a) Cuña de falla de prueba (b) Polígono de fuerzas.

La geometría de la cuña depende de la altura del muro H , de los ángulos α y θ que son conocidos, y finalmente del ángulo β de la superficie de falla que es desconocido. Del polígono de la Figura 5.11 (b), P_a y F son desconocidas, por tanto, el problema es estáticamente indeterminado, pudiendo ser resuelto a través de un método analítico o mediante iteraciones.

A partir de la Figura 5.11 (b), por ley de senos se tiene:

$$\frac{W}{\sin(90 + \theta + \delta - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\sin(\beta - \phi')}$$

Ordenando para P_a y reemplazando el valor de W :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi')}{\cos^2 \theta \sin(\beta - \alpha) \sin(90 + \theta + \delta - \beta + \phi')} \right] \quad [5.18]$$

En la ecuación [5.18] β es la única variable. Luego, para hallar el valor crítico de β se hace P_a máxima, entonces:

$$\frac{\delta P_a}{\delta \beta} = 0$$

Luego, la presión activa de Coulomb es:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad [5.19]$$

Donde:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad [5.20]$$

El ángulo de fricción del muro δ , depende del ángulo de fricción del suelo y de la rugosidad del muro. Para la condición activa Das (2001) recomienda usar un valor de δ de aproximadamente $\frac{2}{3} \phi'$, siendo el valor máximo recomendable de 20° .

δ puede también ser determinado en función al tipo de material de relleno y al tipo de estructura. La Tabla 5.5 presenta diferentes valores de δ que varían de acuerdo al tipo de estructura.

Para el caso particular de un relleno horizontal ($\alpha = 0$) de suelo granular ($\phi' > 0$), situado detrás de un muro cuya cara posterior es vertical ($\theta = 0$), la Tabla 5.6 presenta los valores de K_a para distintos valores de δ . Las Tablas 5.7 y 5.8 presentan los valores de K_a obtenidos a partir de la ecuación [5.20] para $\delta = \frac{2}{3} \phi'$ y $\delta = \frac{1}{2} \phi'$ respectivamente.

2.2.1.1 Solución gráfica para la teoría de Coulomb en suelos granulares (Método de Culmann).

Culmann(1875) desarrolló un método gráfico para determinar la presión del terreno de acuerdo a la teoría de Coulomb. Esta solución se ha constituido a través del tiempo en una herramienta muy útil para determinar la presión lateral del terreno.

Tabla 5.5. Valores de ángulo de fricción δ y adhesión c_a para distintos materiales según *California Trenching and Shoring Manual*.

Interfase materiales	Ángulo de fricción δ, [°]
Cortina de pilotes de acero, contra los siguientes suelos:	
Grava limpia, mezcla de arena y grava, terraplén de roca bien gradada con escamas.....	22
Arena limpia, mezcla de arena limosa y grava, terraplén de roca dura de un solo tamaño.....	17
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo y arcilla	14
Limo arenoso fino, limo no plástico.....	11
Concreto formado, cortina de pilotes de concreto contra los siguientes suelos:	
Grava limpia, mezcla de arena y grava, terraplén de roca bien gradada con escamas.....	22 a 26
Arena limpia, mezcla de arena limosa y grava, terraplén de roca dura de un solo tamaño.....	17 a 22
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo y arcilla	17
Limo arenoso fino, limo no plástico.....	14
Masa de concreto en los siguientes materiales:	
Roca limpia.....	35
Grava limpia, mezcla de arena y grava, arena cuarsoza.....	29 a 31
Arena limpia fina a media, arena limosa media a cuarsoza, grava limosa o arcillosa.....	24 a 29
Arena limpia fina , arena fina limosa o arcillosa de fina a media	
Limo arenoso fino, limo no plástico.....	19 a 24
Arcilla muy rígida o preconsolidada.....	17 a 19
Varios materiales estructurales:	
Mampostería en roca, rocas igneas o metamórficas:	
Roca revestida débil sobre roca revestida débil.....	35
Roca revestida dura sobre roca revestida débil.....	33
Roca revestida dura sobre roca revestida dura.....	29
Mampostería en madera.....	26
Acero en acero en una cortina de pilotes interbloqueados.....	17
Interfase materiales	Adhesión c_a [PSF]
Suelos cohesivos muy blandos (0-250 psf)	0-250
Suelos cohesivos blandos (250-500 psf)	250-500
Suelos cohesivos medianamente rígidos (500-1000 psf)	500-750
Suelos cohesivos rígidos (1000-2000 psf)	750-950
Suelos cohesivos muy rígidos (2000-4000 psf)	950-1300

Tabla 5.6. Valores de K_a para distintos valores de δ ; para $\alpha = 0$ y $\theta = 0$.

ϕ [grados]	δ [grados]					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

La solución de Culmann realiza las siguientes consideraciones:

- Se considera la fricción del muro, sin tener en cuenta las irregularidades tanto del relleno como de la sobrecarga.
- Se considera un relleno de suelo granular ($c' = 0$).

Los pasos a seguir para la solución de Culmann son los siguientes, Fig. 5.12:

1. Dibujar la geometría del muro y el relleno a una escala conveniente.
2. Determinar el valor de ψ ($^\circ$).

$$\psi = 90 - \theta - \delta$$

Donde:

θ = Ángulo que forma la cara posterior del muro con la vertical.

δ = Ángulo de fricción del muro

3. Dibujar una línea BD que forme un ángulo ϕ' con la horizontal.
4. Dibujar una línea BE que forme un ángulo ψ con la línea BD .
5. A partir de B dibujar un número de líneas convenientes BC_1, BC_2, \dots, BC_n que corresponden a las posibles cuñas de falla.
6. Determinar las áreas de las posibles cuñas de falla. ($ABC_1, ABC_2, \dots, ABC_n$).
7. Determinar el peso por unidad de longitud de cada una de las posibles cuñas de falla

$$W_1 = \text{Area de } ABC_1 \times \gamma \times 1$$

$$W_2 = \text{Area de } ABC_2 \times \gamma \times 1$$

•

•

$$W_n = \text{Area de } ABC_n \times \gamma \times 1$$

8. Sea BD , el eje donde los pesos son dibujados a una escala conveniente de la siguiente manera: $Bc_1 = W_1, Bc_2 = W_2, \dots, Bc_n = W_n$
9. Dibujar c_1c_1' que es una línea paralela a BE que une c_1 con BC_1 (BC_1 es la línea que determina la posible superficie de falla para la cuña ABC_1). De la misma manera dibujar c_2c_2', \dots, c_nc_n' .
10. Dibujar la línea de Culmann. Esta línea es la curva que une los puntos c_1', c_2', \dots, c_n' .

Tabla 5.7. Variación de K_a - ecuación [5.20], para $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

α [grados]	ϕ [grados]	δ [grados]					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3647	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.286	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.275	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.522
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.417	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.352	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.295	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.184	0.2197	0.2606	0.308	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.619
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.50667	0.58
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.533
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
10	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.34	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.423	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	5942
	35	0.2748	0.319	0.3696	0.4283	0.4976	0.581
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
15	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.392	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.274	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.359	0.427	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.499
	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.767
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.593	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.415	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.305	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.347	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.398	0.474	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.374	0.4491	0.5415

Tabla 5.7 (Continuación). Variación de K_a - ecuación [5.20], para $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

α [grados]	ϕ [grados]	δ [grados]					
		0	5	10	15	20	25
20	28	0.4602	0.5205	0.59	0.6714	0.7689	0.888
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.448	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.349	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.336	0.4049	0.4888	0.593

11. Dibujar $B'D'$ que es tangente a la línea de Culmann. $B'D'$ debe ser paralela a la línea BD . El punto de tangencia se denomina c'_a .
12. Dibujar la línea $c_a c'_a$, ésta línea debe ser paralela a BE .
13. La fuerza activa por unidad de longitud del muro P_a es:
$$P_a = (\text{Longitud de } \overline{c_a c'_a}) \times \text{Escala adoptada}$$
14. Dibujar la línea $Bc'_a C_a$ que es la cuña de falla buscada.

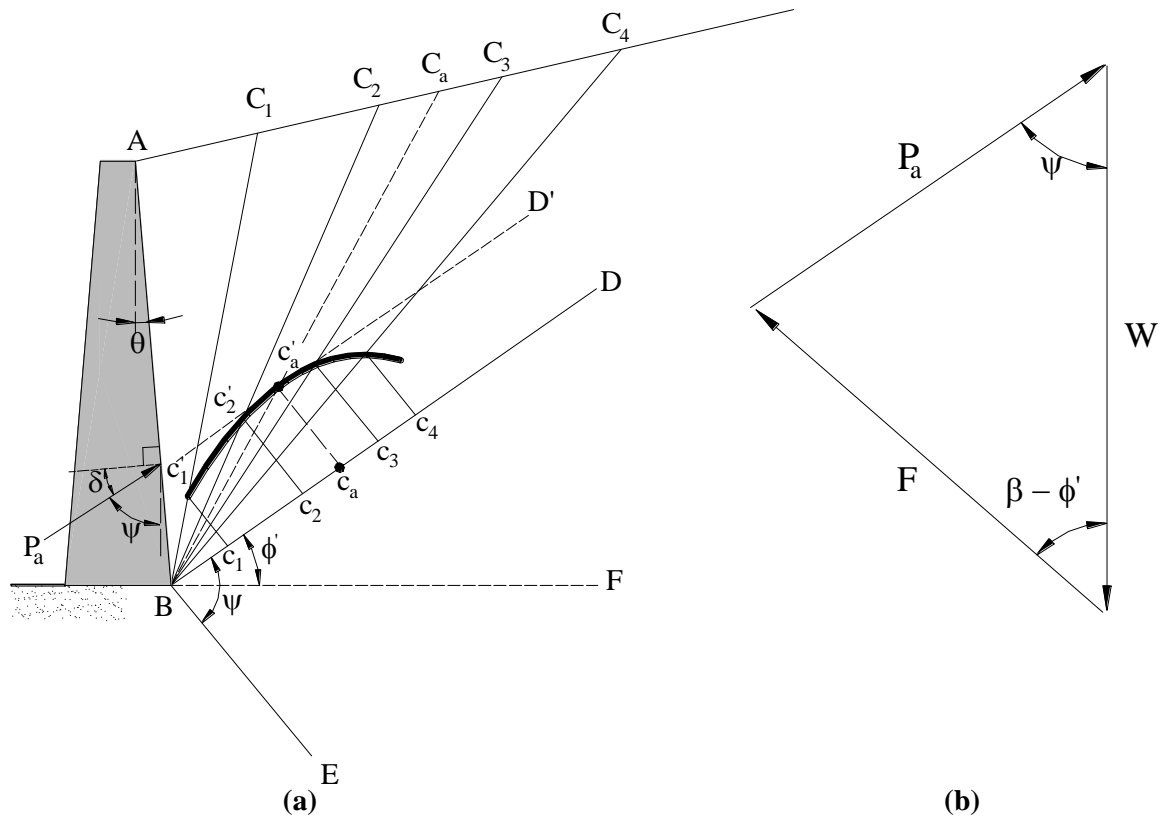


Figura 5.12. Solución de Culman para presión activa del terreno.

El método de Culmann sólo proporciona el valor de la fuerza activa por unidad de longitud y no así el punto de aplicación de esta fuerza. Sin embargo, para determinar éste puede ser realizada otra construcción gráfica basada en los siguientes pasos:

1. Una vez determinada la superficie de falla BC , a través del método de Culmann, determinar el centro de gravedad de la cuña de falla, O , Fig.5.13.
2. Trazar una línea paralela a la superficie de deslizamiento BC que pase por el punto O .
3. El punto de intersección de la línea dibujada en el Paso 2 con la cara posterior del muro, O' , constituye el punto de aplicación de la fuerza.

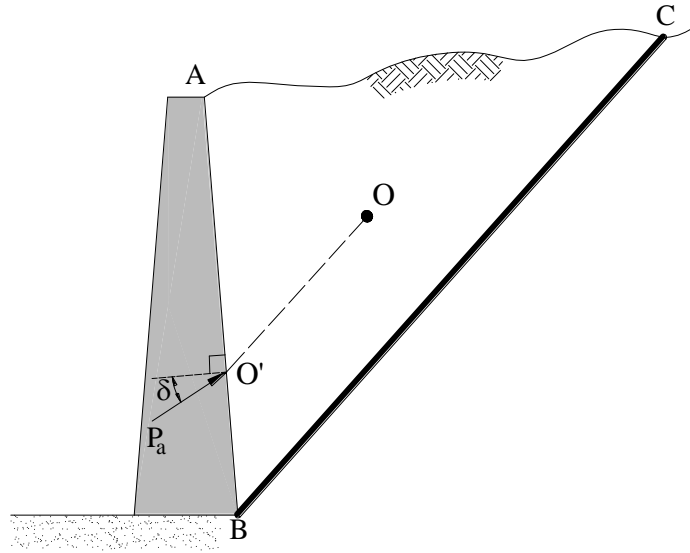


Figura 5.13. Método aproximado para encontrar el punto de aplicación de la resultante de la fuerza activa.

Tabla 5.8. Variación de K_a - ecuación [5.20], para $\delta = \frac{1}{2}\phi$.

α [grados]	ϕ [grados]	δ [grados]					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117

Tabla 5.8 (Continuación). Variación de K_a - ecuación [5.20], para $\delta = \frac{1}{2}\phi$.

α [grados]	ϕ [grados]	δ [grados]					
		0	5	10	15	20	25
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3370	0.3737	0.4180	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
10	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
15	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.5964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4770	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
20	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
25	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7419
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

2.2.2 Esfuerzo activo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Coulomb.

Para la determinación de la presión activa en el caso de suelos cohesivos $c_u > 0$, se considera el muro observado en la Figura 5.14, que tiene la cara posterior vertical rugosa. El relleno, que se encuentra saturado, tiene una superficie horizontal.

Siguiendo la teoría de Coulomb, se considera que la superficie de falla plana (BT para nuestro caso) se extiende hasta el final de la grieta de tensión (z_o).

En el estado activo límite el equilibrio de la cuña $ABTC$ es mantenido por las siguientes fuerzas:

- W . Peso de la cuña $ABTC$.
- P_a . Fuerza activa por unidad de longitud del muro.
- R . Fuerza normal en el plano de falla.
- F_c . Fuerza de resistencia al cortante a lo largo del plano de falla BT ($F_c = c_u (H - z_o) \sec \beta$).
- F_w . Fuerza de resistencia al cortante a lo largo de la cara del muro ($F_w = c_w (H - z_o)$).
- P_w . Empuje horizontal debido al agua en la grieta de tensión $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_o^2$
- c_u y c_w son la resistencia al corte no drenado del suelo y la adhesión no drenada suelo-muro, respectivamente. La magnitud de la adhesión suelo-muro c_w varía entre $0.3 c_u$ para arcillas duras a c_u para arcillas blandas.

Del polígono de fuerzas mostrado en la Figura 5.14 (b) se tiene:

$$R \cos \beta = W - F_c \sin \beta - F_w$$

Luego:

$$R = W \sec \beta - F_c \tan \beta - F_w \sec \beta$$

De la sumatoria de fuerzas horizontales:

$$P_a - P_w = R \sin \beta - F_c \cos \beta = W \tan \beta - F_c (\sin \beta \tan \beta + \cos \beta) - F_w \tan \beta$$

Sustituyendo W , F_c y F_w en función de γ , H y z_o , se tiene:

$$P_a - P_w = \frac{1}{2} \gamma (H^2 - z_o^2) - c_u (H - z_o) \left[\left(1 + \frac{c_w}{c_u} \right) \tan \beta + \cot \beta \right] \quad [5.21]$$

En la ecuación [5.21] β es la única variable. Para hallar el valor crítico de β , hacer P_a máxima, entonces:

$$\frac{\partial P_a}{\partial \beta} = 0$$

Luego la fuerza activa ejercida sobre el muro por unidad de longitud es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma (H^2 - z_o^2) - c_u (H - z_o) K_a + P_w \quad [5.22]$$

Donde:

$$K_a = 2\sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad [5.23]$$

El esfuerzo lateral para una profundidad dada es:

$$\sigma'_a = \gamma z - c_u K_a = \gamma z - 2c_u \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad [5.24]$$

Luego la profundidad de la grieta de tensión, es decir, la profundidad a la cual $\sigma'_a = 0$, es:

$$z_o = \frac{2c_u \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}}}{\gamma} \quad [5.25]$$

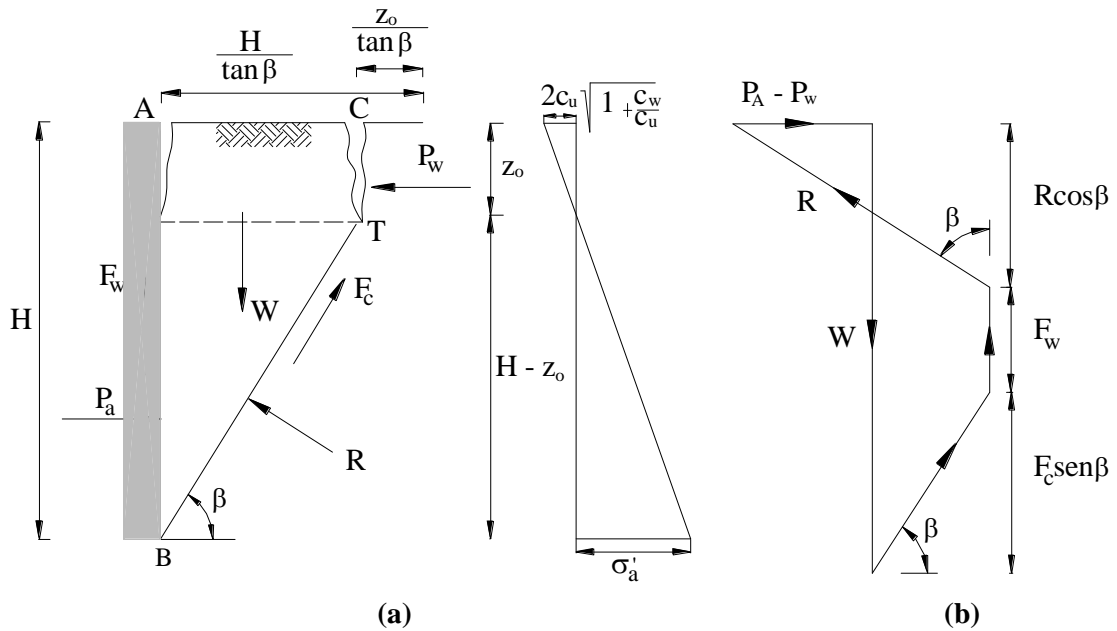


Figura 5.14. Teoría de Coulomb para condiciones no drenadas.

3 Esfuerzo lateral del terreno en condición pasiva.

La condición pasiva en un suelo se produce cuando el muro tiende a moverse hacia el suelo, produciéndose un fenómeno de compresión, para el que los esfuerzos laterales del suelo σ'_h , se incrementan hasta alcanzar el equilibrio plástico. Este equilibrio es alcanzado para el máximo valor de σ'_h .

Del mismo modo que en la condición activa, una vez que el máximo valor de σ'_h es alcanzado, ocurre la falla. El círculo *c* de la Figura 5.4 representa el círculo de falla para la condición pasiva.

3.1 Teoría de Rankine.

La teoría de Rankine (1857) para la condición pasiva, considera las mismas hipótesis expuestas ya, para la condición activa

Se considera un espacio semi-infinito en el que se encuentra una masa de suelo que tiene un ángulo de fricción ϕ' . Se asume que para un valor dado de esfuerzos verticales σ_v' , esta masa alcanza el estado de equilibrio plástico

La Figura 5.15 presenta el círculo de falla, una vez que se ha alcanzado el equilibrio límite. El punto B representa el esfuerzo pasivo horizontal σ_p' .

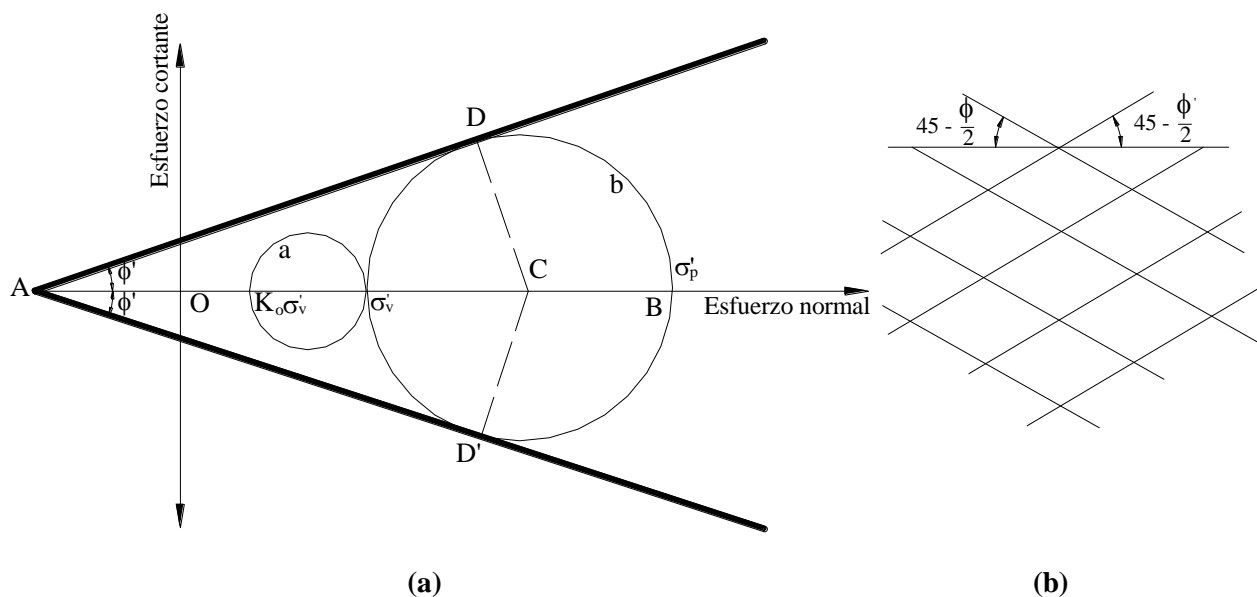


Figura 5.15. Presión pasiva de Rankine (a) Círculo de Mohr para el estado pasivo (b) Planos de deslizamiento para el estado pasivo.

La determinación del esfuerzo pasivo horizontal σ_p' a través de la teoría de Rankine es realizada a partir de la Figura 5.15, de la misma manera que para la condición activa.

Luego, el esfuerzo pasivo horizontal es:

$$\sigma_p' = \sigma_v' \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad [5.26]$$

De la Figura 5.15 (a), se puede observar que los puntos D y D' en el círculo de falla, corresponden a los planos de deslizamiento que forman en el suelo ángulos de $\pm (45 - \phi'/2)$ con el plano principal menor, que es para este caso el plano horizontal.

Luego, el coeficiente de presión pasiva de Rankine se define como:

$$K_p = \frac{\sigma_p'}{\sigma_v'} \quad [5.27]$$

El esfuerzo lateral para la condición pasiva de Rankine puede ser determinado tanto para suelos granulares ($c' = 0$), como para suelos cohesivos ($c_u > 0$).

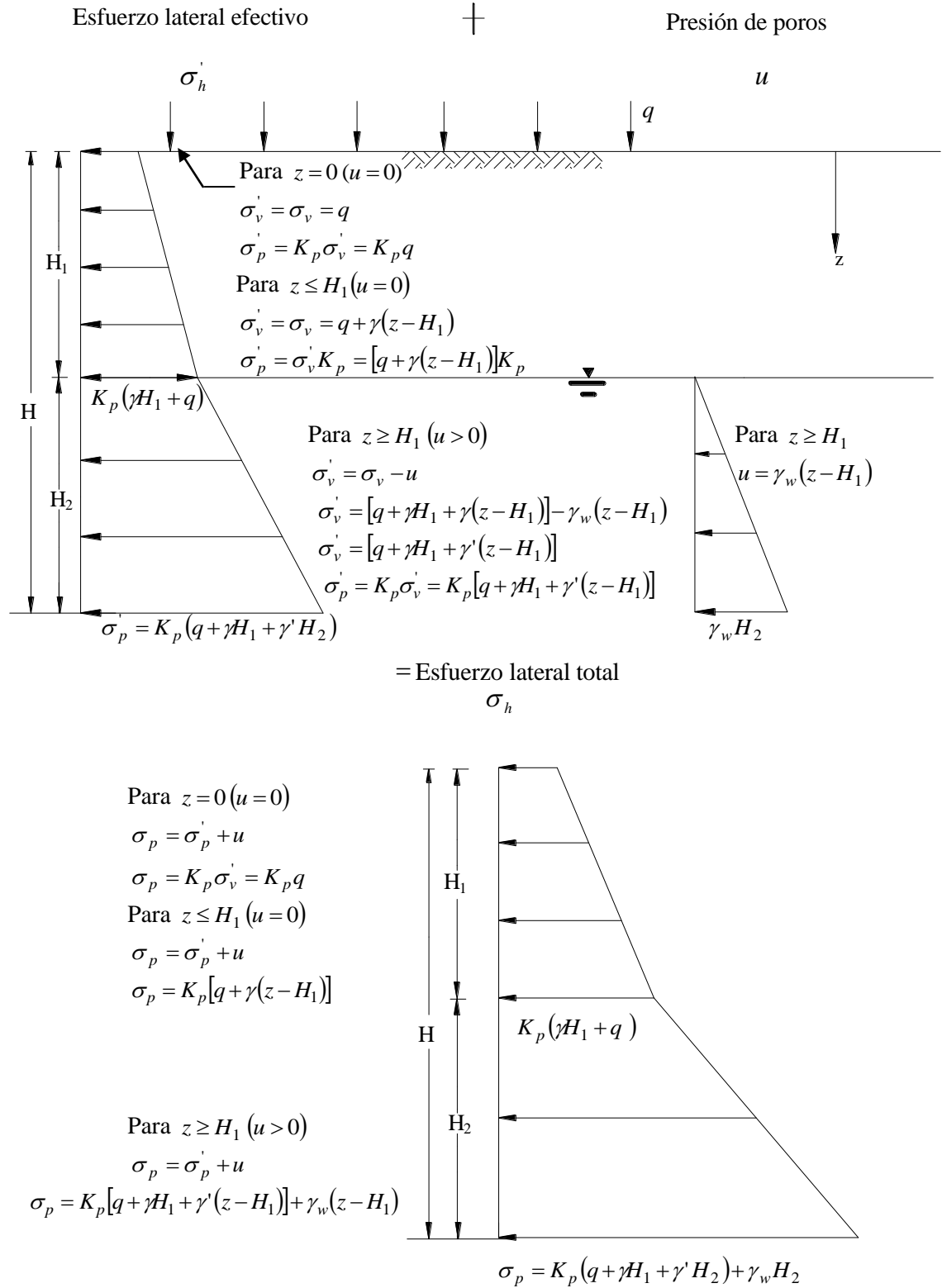


Figura 5.17. Distribución de la presión del terreno pasiva de Rankine, contra un muro de retención con relleno de suelo granular parcialmente sumergido que se halla soportando una sobrecarga.

Finalmente, la fuerza de empuje total por unidad de longitud que ejercen el relleno y el agua sobre la altura total del muro H , es determinada sumando las áreas de los diagramas de presiones del esfuerzo lateral efectivo y de la presión de poros, o también, determinando el área del diagrama de presiones de esfuerzos totales, Fig. 5.17.

$$P_p = K_p qH + \frac{1}{2} K_p \gamma H_1^2 + K_p \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_p \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad [5.30]$$

Tabla 5.10. Valores de K_p para distintos valores de α y ϕ , considerando un muro soportando un relleno inclinado.

α [grados]	ϕ [grados]						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.413	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

3.1.2 Esfuerzo pasivo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Rankine.

Cuando se trabaja con relleno de suelo cohesivo $\phi=0$. A partir de la ecuación [5.26] en la Tabla 5.11 se presentan las ecuaciones para la determinación del coeficiente de presión activa de Rankine, tanto para relleno horizontal como para relleno inclinado. La notación utilizada en la ecuación [5.32] es la misma del esquema de la Figura 5.16 (b).

A manera de ilustración, en la Figura 5.18 se determina, el esfuerzo lateral total generado detrás de un muro con relleno horizontal de suelo cohesivo parcialmente sumergido.

Finalmente, la fuerza de empuje total por unidad de longitud que ejercen el relleno y el agua sobre la altura total del muro H , es determinada de manera similar a la hallada para suelos granulares, es decir, sumando las áreas de los diagramas de presiones del esfuerzo lateral efectivo y de la presión de poros, o también, determinando el área del diagrama de presiones de esfuerzos totales, Fig. 5.18.

3.2 Teoría de Coulomb.

La teoría de Coulomb (1776) puede ser utilizada para establecer tanto el esfuerzo pasivo como la fuerza total de empuje. El análisis utilizado para la condición pasiva se basa en las mismas hipótesis que fueron expuestas en el apartado 2.2.

3.2.1 Esfuerzo pasivo para suelos granulares determinado a través de la teoría de Coulomb.

El muro y el relleno de suelo granular mostrados en la Figura 5.19 (a) cumplen con las hipótesis establecidas por la teoría de Coulomb. Luego, si se considera la condición pasiva, la cuña de suelo de la Figura 5.19 se halla sometida a esfuerzos de compresión.

Tabla 5.11. Teoría de Rankine para suelos cohesivos.

Teoría de Rankine para suelos cohesivos ($\phi=0$) – Ecuación [5.26].

$$\sigma'_p = \sigma'_v \tan^2(45) + 2c' \tan(45) = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad [5.26b]$$

$$\begin{array}{l} \text{Suelos cohesivos} \\ \text{con relleno horizontal} \end{array} \quad (\alpha = 0) \quad K_p = 1 \quad (\text{Fig. 18}) \quad [5.31]$$

Suelos cohesivos
con relleno inclinado ($\alpha > 0$) Mazindrani & Ganjali (1997)

$$K_p'' = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \quad [5.32]$$

$$\times \left\{ 2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' \pm \sqrt{4 \cos^2 \alpha \left(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi' + 4 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \cos \phi' \sin \phi'} \right) \right\} - 1$$

Nota. El procedimiento desarrollado en la Figura 5.10 es válido cuando el relleno de suelo es horizontal. Cuando se presenta el caso de **rellenos inclinados**; el procedimiento a seguir es el mismo, con la única diferencia de que la fuerza total de empuje se halla inclinada en un ángulo α con la horizontal y K_p es determinado a partir de la ecuación [5.32]. La ecuación [5.32] fue desarrollada por Mazindrani & Ganjali, 1997, para suelos con $c - \phi'$. Para suelos cohesivos, en particular, reemplazar ($\phi = 0$) en la ecuación [5.32]

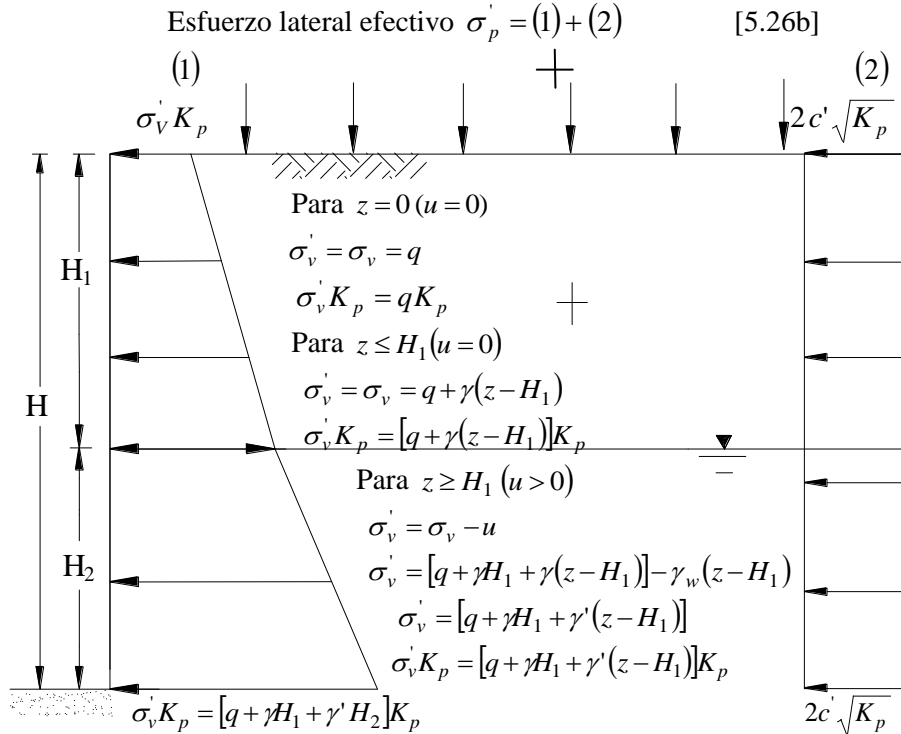


Figura 5.18. Distribución de la presión del terreno pasiva de Rankine, contra un muro de retención con relleno horizontal de suelo cohesivo parcialmente sumergido.

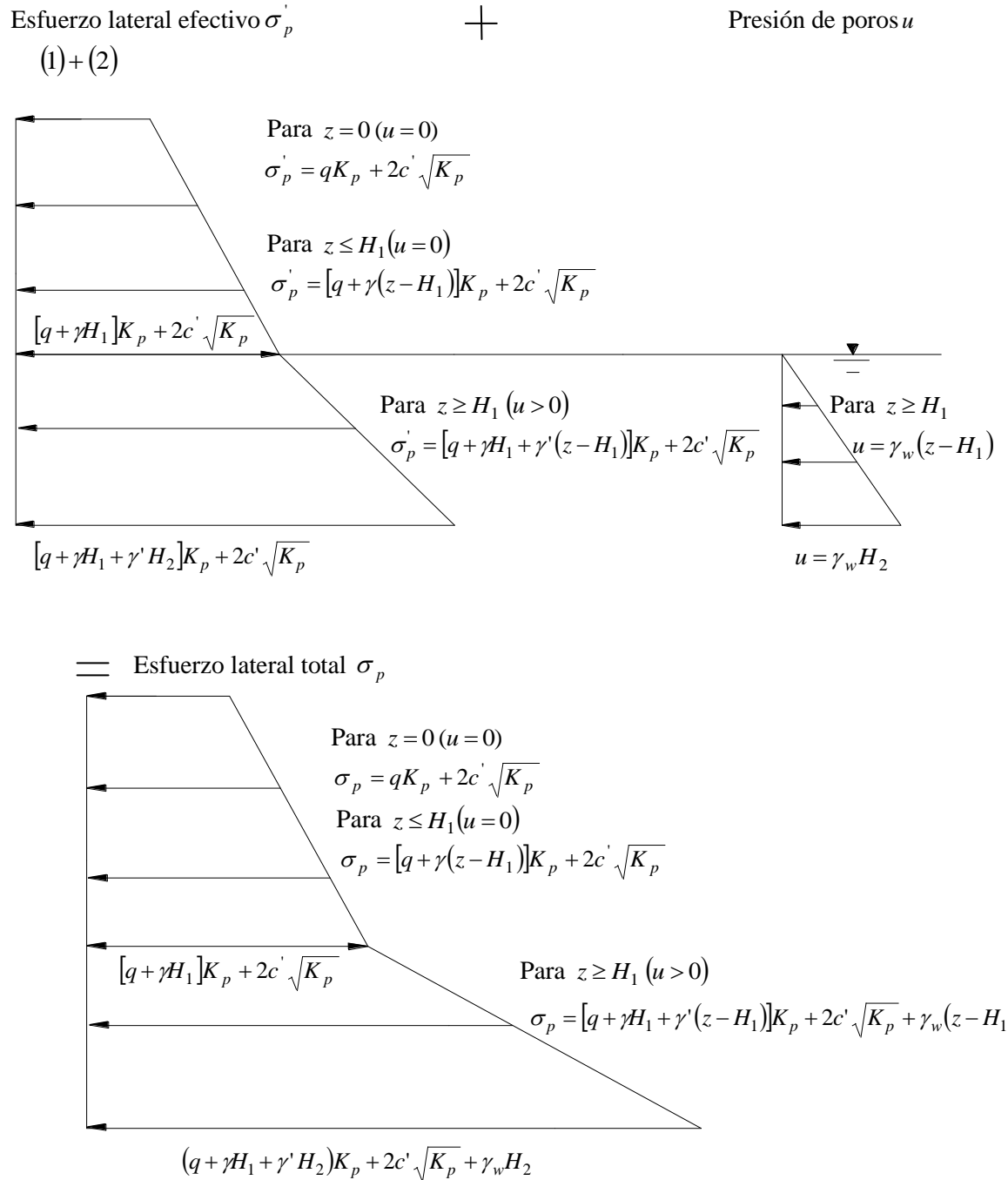


Figura 5.18 (Continuación). Distribución de la presión del terreno pasiva de Rankine, contra un muro de retención con relleno horizontal de suelo cohesivo parcialmente sumergido.

Nota. El caso observado en la Figura 5.18 es un caso general para rellenos de suelo cohesivo. Cuando se analiza el estado pasivo, a diferencia del estado activo, se observa que el esfuerzo lateral efectivo, ecuación [5.26b], siempre es positivo, por tanto no se generan esfuerzos de tensión. Al no producirse esfuerzos de tensión, se concluye que para el caso pasivo no se forman las grietas de tensión.

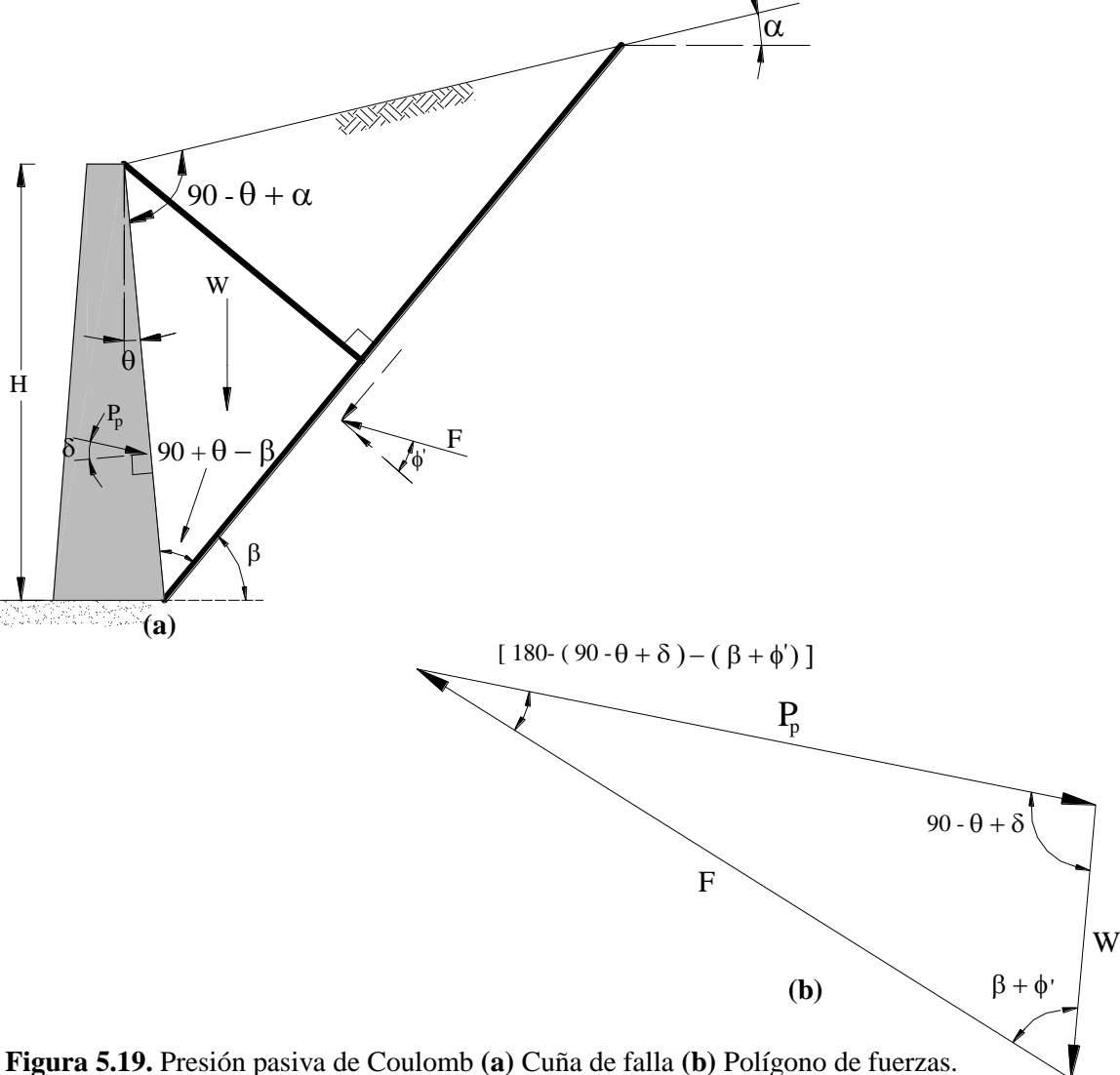


Figura 5.19. Presión pasiva de Coulomb (a) Cuña de falla (b) Polígono de fuerzas.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad [5.33]$$

Donde:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta) \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad [5.34]$$

El ángulo de fricción del muro δ depende del ángulo de fricción del suelo y de la rugosidad del muro. Para la condición pasiva Das (1999) recomiendan un valor de δ de aproximadamente $\frac{1}{2}\phi'$, siendo el valor máximo recomendable de 15° . Del mismo modo que para la condición activa, δ es también determinado en función al tipo de material de relleno y al tipo de estructura, Tabla 5.5. La Tabla 5.8 presenta los valores de K_p obtenidos a partir de la ecuación [5.34] para $\delta = \frac{1}{2}\phi'$.

Para el caso particular de un relleno horizontal ($\alpha = 0$) de suelo granular ($\phi' > 0$), situado detrás de un muro cuya cara posterior es vertical ($\theta = 0$), la Tabla 5.12 presenta los valores de K_p para distintos valores de δ .

Tabla 12. Valores de K_p para distintos valores de δ ; para $\alpha = 0$ y $\theta = 0$.

ϕ [grados]	δ [grados]				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	0.204	2.313	2.636	3.030	3.525
25	0.246	0.283	3.286	3.855	4.597
30	0.300	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

3.2.2 Esfuerzo pasivo para suelos cohesivos determinado a través de la Teoría de Coulomb.

La determinación de la presión pasiva en el caso de suelos cohesivos, $c_u > 0$, se realiza de manera análoga a la determinación de la presión activa, con la única diferencia de que en esta condición no se generan grietas de tensión.

Luego, al considerar una superficie de falla plana, la fuerza total pasiva por unidad de longitud del muro es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + c H K_p \quad [5.35]$$

Donde:

$$K_p = 2 \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad [5.36]$$

Donde:

c_u y c_w son la resistencia al corte no drenado del suelo y la adhesión no drenada suelo-muro, respectivamente.

La magnitud de la adhesión suelo-muro c_w varía entre $0.3 c_u$ para arcillas duras a c_u para arcillas blandas.

3.3 Determinación de la presión pasiva del terreno considerando una superficie de falla circular (Método de Terzaghi & Peck).

La teoría propuesta por Coulomb (1776) tiene como dos de sus consideraciones principales, el tomar en cuenta la rugosidad del muro y el suponer que se presentan superficies de falla planas. Sin embargo, el efecto de la fricción cerca de la base del muro, produce superficies de falla curvas de falla tanto en la condición activa como en la condición pasiva, Fig.5.20.

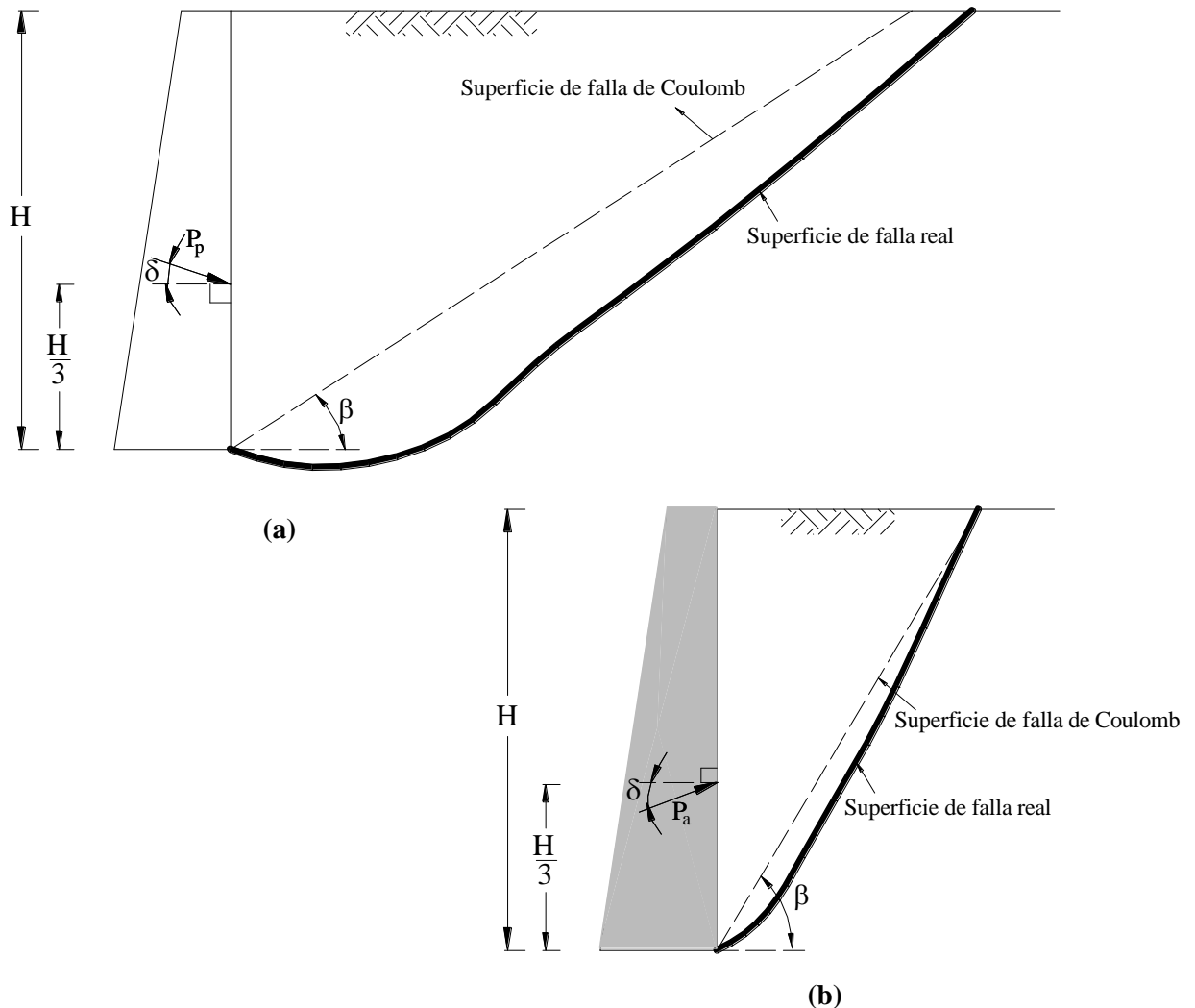


Figura 5.20. Superficie de falla curva debido a la fricción del muro (a) Condición pasiva (b) Condición activa.

Por tanto, el asumir una superficie de falla plana introduce error en el cálculo de la presión lateral del terreno. Este error es despreciable cuando se calcula la presión activa del terreno, sin embargo, para el cálculo de la presión pasiva y el empuje lateral en cortes esta suposición produce resultados inseguros, debido a que se obtienen valores de P_p mayores a la resistencia real del suelo.

A través del tiempo, han sido propuestos métodos alternativos para la determinación de la presión pasiva. Estos métodos consideran a la parte curva como un arco circular, una elipse o una espiral logarítmica.

A continuación se desarrolla el método propuesto por Terzaghi & Peck (1967), utilizado para la determinación de la presión pasiva en *suelos granulares*. Este método considera a la parte curva de la superficie de falla como una espiral logarítmica.

La ecuación de una espiral logarítmica presenta la siguiente forma:

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi'} \quad [5.37]$$

Donde:

r = Radio de la espiral.

r_o = Radio inicial en $\theta = 0^\circ$

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo.

θ = Ángulo entre r y r_o .

Para la espiral logarítmica de centro O mostrada en la Figura 5.21; el área del sector AOB está dada por:

$$A = \frac{r_1^2 - r_o^2}{4 \tan \phi'} \quad [5.38]$$

La propiedad más importante de una espiral logarítmica es que cualquier línea radial, forma un ángulo ϕ' con la normal dibujada a la espiral, en el punto de intersección de la línea radial y la espiral, representadas por las líneas punteadas en la Figura 5.21.

Luego, a partir de la Figura 5.22, para el muro de altura H , la resistencia al cortante del relleno granular es:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

La porción BC_I de la superficie curva de falla, es una espiral logarítmica. El centro de la espiral logarítmica cae sobre la línea $C_I A$, siendo la porción superior de la superficie de falla $C_I D$ una línea recta que forma un ángulo de $(45 - \phi'/2)$ con la horizontal. La porción de suelo que se encuentra en la zona $AC_I D_I$ se halla en estado pasivo de Rankine.

El procedimiento para determinar la presión pasiva de un suelo granular ($c = 0$) es el siguiente:

1. Dibujar la geometría del muro y el relleno a una escala apropiada.
2. Dibujar la línea $C_I A$ de tal manera que forme un ángulo de $(45 - \phi'/2)$ con la superficie del relleno. Luego, sea $BC_I D_I$ la posible cuña de falla en la cual BC_I es un arco de espiral logarítmica cuyo centro es O_I ; siendo $\overline{O_I B} = r_o$, $\overline{O_I C_I} = r_1$ y $\angle BO_I C_I = \theta_1$, Fig. 5.21.

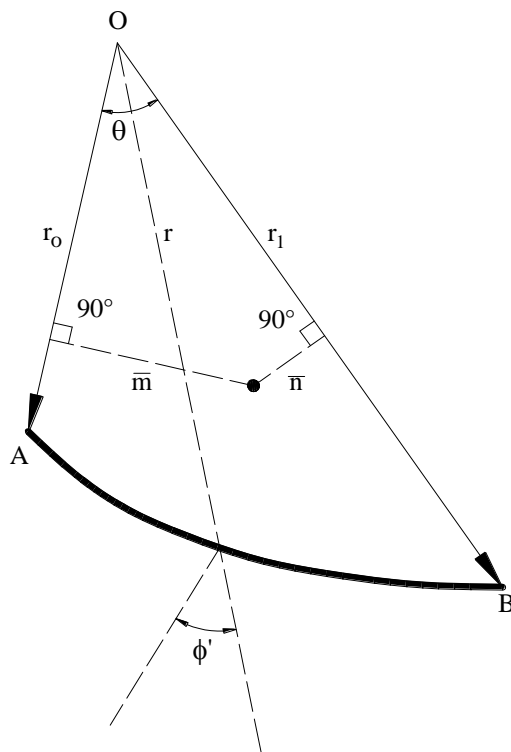


Figura 5.21. Parámetros generales de una espiral logarítmica (Das, 1999).

3. Para la estabilidad de la cuña ABC_1C_1' , se considera que el equilibrio es mantenido por las siguientes fuerzas por unidad de longitud, Fig. 5.22 (b):

- W_1 es el peso de la cuña, $W_1 = \text{Area de } ABC_1C_1' \times \gamma \times 1$
- $P_{d(1)}$ es la fuerza total pasiva de Rankine ejercida sobre la cara vertical C_1C_1' que se encuentra en la zona pasiva de Rankine.

$$P_{d(1)} = \frac{1}{2} \gamma (d_1)^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde:

$$d_1 = \overline{C_1C_1'}$$

La fuerza $P_{d(1)}$ es aplicada a una distancia de $d_1/3$ medida de la base.

- F_1 es la fuerza resultante de las fuerzas normales y cortantes que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento BC_1 . F_1 forma un ángulo de ϕ' con la normal a la espiral trazada en el punto de intersección de la línea radial y el arco de espiral; por tanto la línea de aplicación de F_1 pasa a través del punto O_1 .
 - P_1 es la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro. Esta actúa a una distancia $H/3$ medida desde la base del muro y forma un ángulo de δ con la cara posterior del muro.
4. En O_1 , tomar momentos para todas las fuerzas descritas en el paso 3. Luego, por equilibrio se tiene:

Despejando P_1 :

5. A continuación, se realiza el procedimiento anterior para un número apropiado de posibles cuñas de falla, Fig. 5.22 (c). Las fuerzas pasivas por unidad de longitud determinadas son graficadas a cierta escala.
6. Finalmente, unir los puntos que representan las fuerzas calculadas. El punto más bajo de la curva resultante es la fuerza pasiva por unidad de longitud P_p .



Figura 5.22. Presión pasiva del terreno contra un muro de retención considerando una superficie de falla curva (Das, 1999).



[5.40]

- Si $\frac{\delta}{\phi'} = 1$ usar la gráfica de la Figura 5.23.
- Si $\frac{\delta}{\phi'} \neq 1$ seguir el siguiente procedimiento:
 1. Asumir δ y ϕ' .
 2. Calcular δ/ϕ' .
 3. Con el valor calculado en el Paso 2, determinar el valor del factor de reducción R de la Tabla 5.13.
Nota.- La Tabla 5.14 es usada para $\theta = 0$ y $c = 0$
 4. Determinar K_p de la Figura 5.23.
 5. Calcular K_p corregido para $\frac{\delta}{\phi'} \neq 1$ de la siguiente manera:

[5.41]

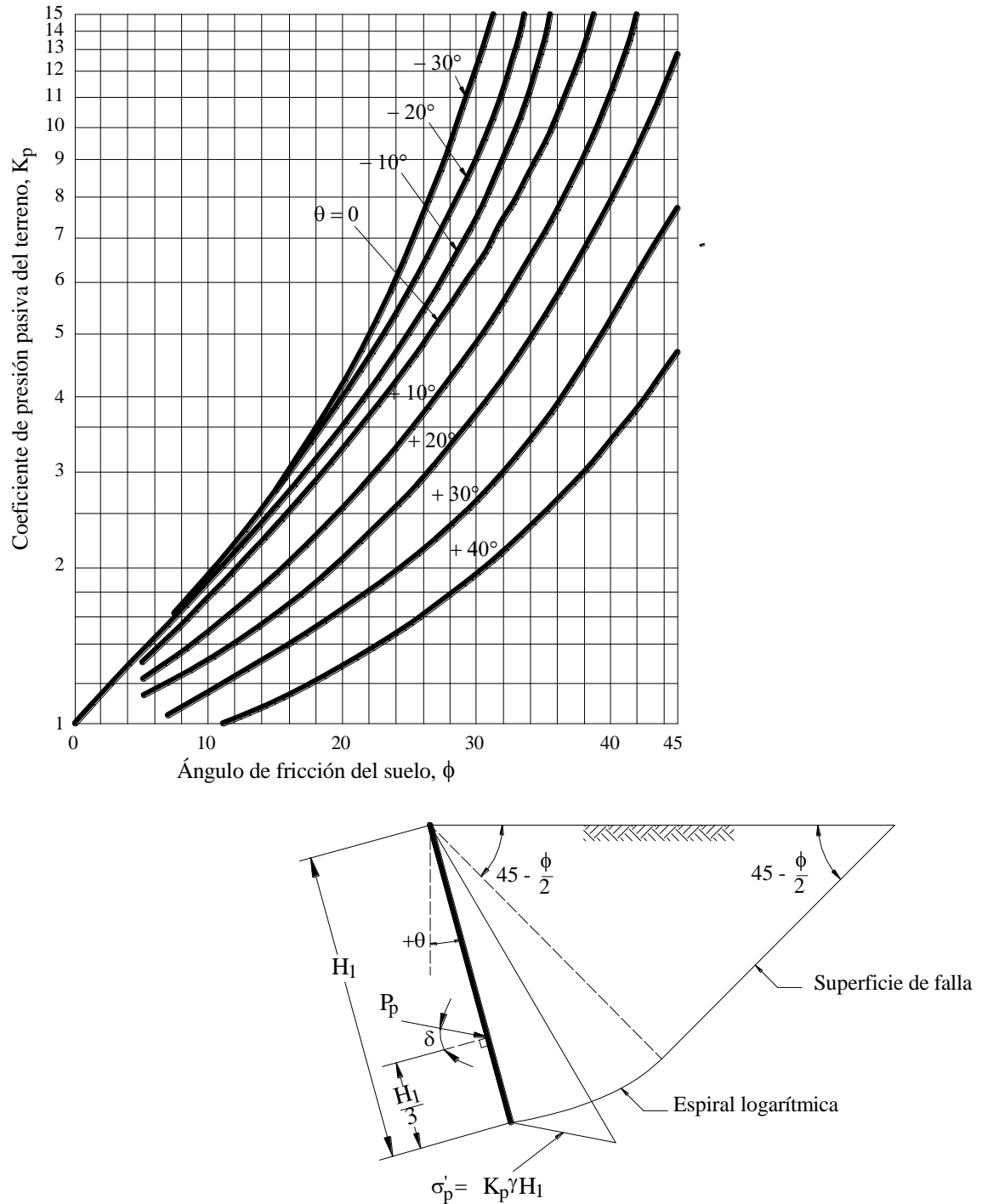


Figura 5.23. Solución de Cauquot y Kerisel para K_p (Das, 1999).

Shields & Tolunay (1973), usando el método de los fragmentos, improvisaron una solución a partir del método de Terzaghi & Peck. El método de los fragmentos es desarrollado en el Capítulo 7 de estabilidad de taludes. Los valores de K_p obtenidos a través de este método son presentados en la Tabla 14.

Tabla 5.13. Factor de reducción R en función de ϕ' y δ/ϕ' según Caquot & Kerisel (1948).

ϕ' [grados]	δ/ϕ' [grados]							
	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0
10	0.978	0.962	0.946	0.929	0.912	0.898	0.881	0.864
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.775
20	0.939	0.901	0.862	0.824	0.787	0.752	0.716	0.678
25	0.912	0.860	0.808	0.759	0.711	0.666	0.620	0.574
30	0.878	0.811	0.746	0.686	0.627	0.574	0.520	0.467
35	0.836	0.752	0.674	0.603	0.536	0.475	0.417	0.362
40	0.783	0.682	0.592	0.512	0.439	0.375	0.316	0.262
45	0.718	0.600	0.500	0.414	0.339	0.276	0.221	0.174

Tabla 5.14. Valores de K_p en función de ϕ' y δ según Shields & Tolunay (1973).

ϕ' [grados]	δ [grados]									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
20	2.04	2.26	2.43	2.55	2.70					
25	2.46	2.77	3.03	3.23	3.39	3.63				
30	3.00	3.43	3.80	4.13	4.40	4.64	5.03			
35	3.69	4.29	4.84	5.34	5.80	6.21	6.59	7.25		
40	4.69	5.44	6.26	7.05	7.80	8.51	9.18	9.83	11.03	
45	5.83	7.06	8.30	9.55	10.80	12.04	13.26	14.46	15.60	18.01

4 Cartas semi-empíricas para la determinación del esfuerzo lateral del terreno

Terzaghi & Peck (1967) desarrollaron cartas semi-empíricas que pueden ser utilizadas para la determinación del esfuerzo lateral activo de tierra. La Figura 5.24 es utilizada en la determinación de K_h y K_v , para los casos observados en la misma Figura.

$\frac{1}{2}K_v H_2'$ es la componente vertical de la fuerza activa, mientras que $\frac{1}{2}K_h H_2'$ es la

componente horizontal. Los números sobre las curvas indican el tipo de suelo que es descrito en la Tabla 5.15. Los casos de la Figura 5.24 son casos que se presenta a menudo en la práctica.

Tipos de relleno para muros de retención.

1. Suelo de grano grueso, sin contenido de partículas finas (arena limpia o grava).
2. Suelos de grano grueso, de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas de limo.
3. Suelo residual con bolos, gravas y arena fina limosa, con una cantidad visible de arcilla.
4. Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Arcilla compacta o medianamente compacta, depositada en terrones y protegida de tal forma que la cantidad de agua que penetra detrás del muro durante las lluvias o inundaciones es despreciable. Si esta condición no se cumple, la arcilla no debe usarse como suelo de relleno. Cuanto más compacta es la arcilla, mayor es el peligro de fallo del muro, como consecuencia de la infiltración de agua.

Tabla 5.15. Tipos de relleno para muros de retención (Terzaghi y Peck, 1967).

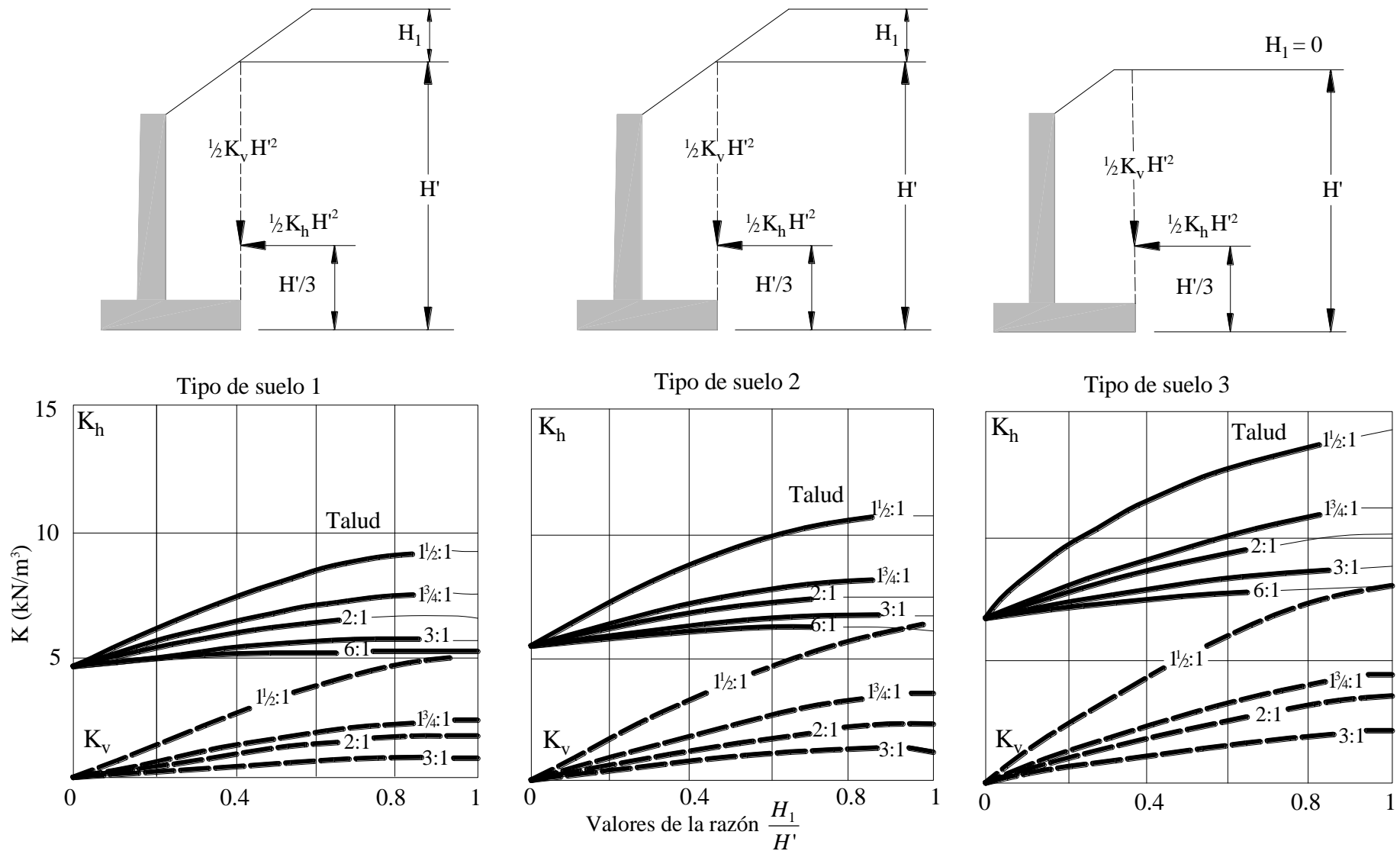


Figura 5.24. Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba desde la cresta del muro hasta una distancia limitada y luego se vuelven horizontales (Terzaghi y Peck, 1967).

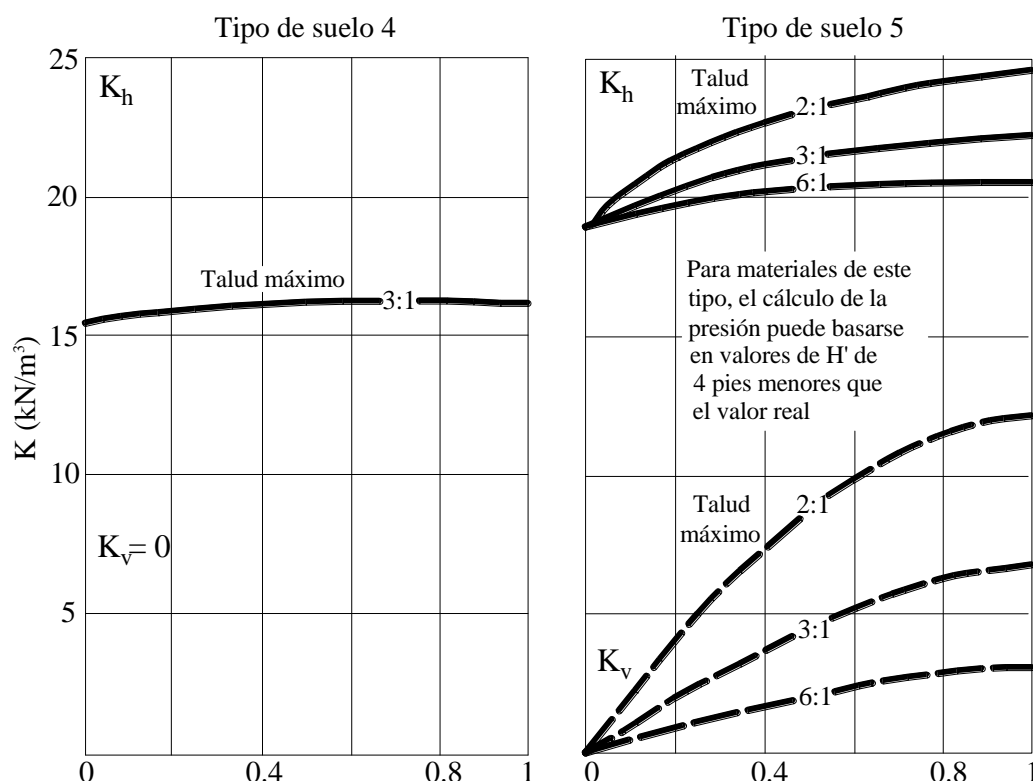


Figura 5.24 (Continuación). Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba desde la cresta del muro hasta una distancia limitada y luego se vuelven horizontales (Terzaghi y Peck, 1967).

5 Determinación del esfuerzo lateral del terreno basada en la teoría de elasticidad.

Cuando se aplican cargas verticales en la superficie, se produce un incremento tanto en los esfuerzos verticales como en los esfuerzos laterales. Cuando el área en el que se aplica la carga es infinitamente grande, los esfuerzos horizontales y verticales son constantes a lo largo de toda la profundidad. Sin embargo, cuando la superficie cargada no es uniforme o cuando la carga no actúa sobre una gran área, se requiere de cálculos más complejos para la determinación de los esfuerzos laterales.

La determinación del esfuerzo lateral debido a una **carga puntual** se realiza siguiendo el método de Boussinesq cuyas hipótesis fueron ya expuestas en el Capítulo 1. Luego, a partir de la ecuación [1.5], el esfuerzo lateral producido en el plano xz para $\nu = 0.5$, es:

$$\sigma'_h = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3x^2z}{L^5} \right) \quad [5.42]$$

Según la Figura 5.25 (a), y sustituyendo en [5.42] $x = mH$ y $z = nH$, se obtiene:

$$\sigma'_h = \frac{3P}{2\pi H^2} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^{5/2}} \quad [5.43]$$

Gerber (1929) y Spangler (1938) realizaron investigaciones para poder incluir en la ecuación [5.43] el efecto del muro. Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

Para $m > 0.4$

$$\sigma_h' = \frac{1.77 P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad [5.44]$$

Para $m \leq 0.4$

$$\sigma_h' = \frac{0.28 P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad [5.45]$$

El esfuerzo lateral debido a una **carga lineal** que se aplica paralela a la cresta, es determinado a partir de las ecuaciones modificadas por Gerber & Spangler. La distribución de esfuerzos laterales sobre la cara posterior del muro es mostrada en la Figura 5.25 (b).

Luego el esfuerzo lateral es:

Para $m > 0.4$

$$\sigma_h' = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad [5.46]$$

Para $m \leq 0.4$

$$\sigma_h' = \frac{0.203q}{H} \frac{n}{(0.16 + n^2)^2} \quad [5.47]$$

Donde:

q = Carga por unidad de longitud aplicada en la superficie.

Finalmente el esfuerzo lateral debido a una **carga de ancho finito m_2 y largo infinito** que tiene una intensidad de q por unidad de área, y se halla a una distancia m_1 del muro, es:

$$\sigma_h' = \frac{2q}{H} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad [5.48]$$

La ecuación [5.48] toma en cuenta el efecto de confinamiento del muro. La distribución de los esfuerzos laterales a lo largo de la profundidad es presentada en la Figura 5.25 (c).

6 Determinación del esfuerzo lateral del terreno en cortes.

Por lo general, en trabajos de construcción es necesario realizar excavaciones. Para asegurar la estabilidad de tales excavaciones, éstas deben ser apuntaladas ya sea mediante vigas montantes, tablas de revestimiento, o tablaestacas de acero; esto con el objeto de resguardar las paredes de la excavación hasta que se alcance la profundidad deseada.

Para el diseño de cortes apuntalados es necesario estimar el esfuerzo lateral del terreno. La cedencia de cortes apuntalados es distinta a la cedencia de muros de retención en condición activa, principalmente porque en los cortes, la deformación de la pared crece gradualmente con la profundidad.

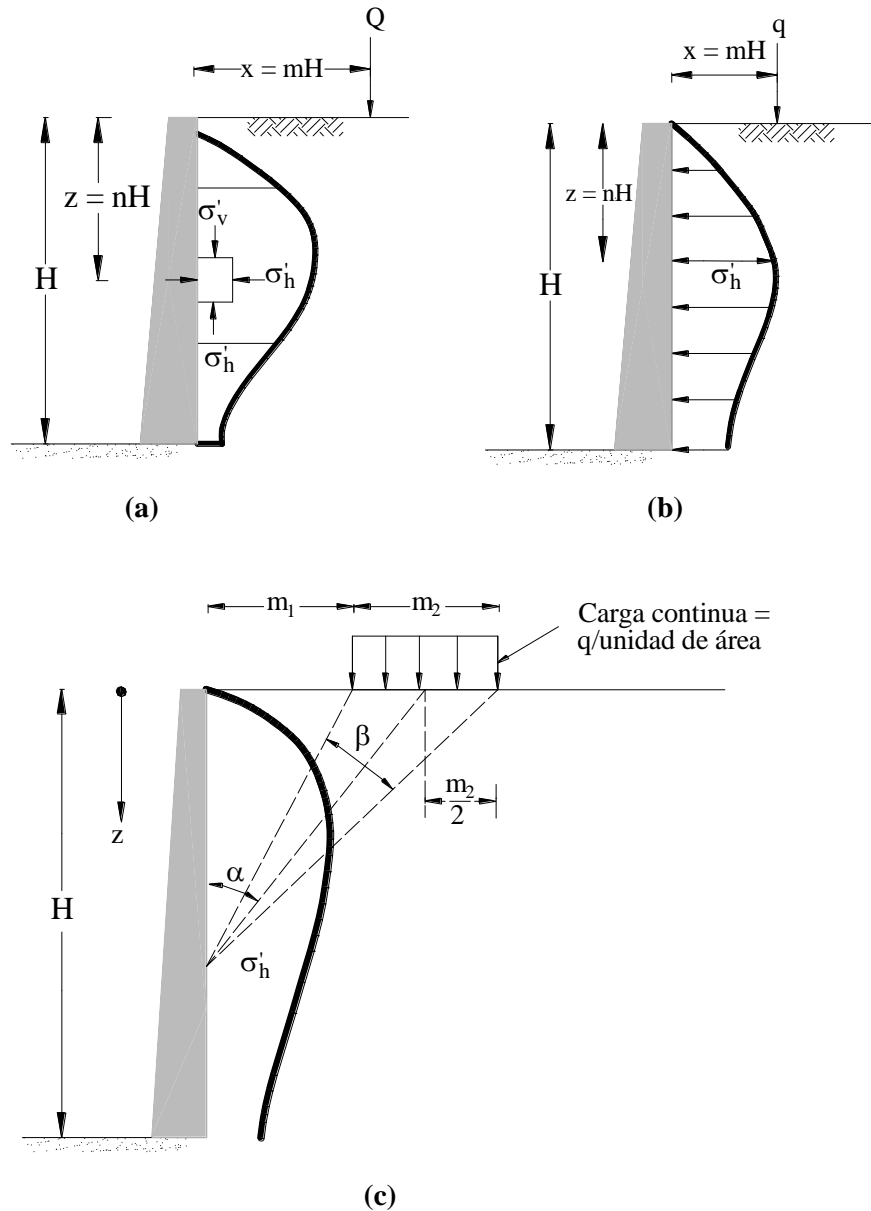


Figura 5.25. Esfuerzo lateral en un muro de retención debido a: **(a)** Carga puntual **(b)** Carga lineal y **(c)** Carga continua

Para muros de retención, se considera una distribución lineal de los esfuerzos laterales; mientras que para cortes la distribución se halla muy lejos de ser lineal.

Con el objeto de determinar la magnitud del esfuerzo lateral en cortes apuntalados, Terzaghi (1943) usando la teoría general de cuñas supuso que la superficie de falla era una espiral logarítmica que sigue la ecuación [5.37].

Luego, si se considera un muro de retención cuyo ángulo de fricción en la pared es $\delta = 0$ y un corte realizado en arena igualmente con $\delta = 0$; se puede apreciar que para el muro de retención de altura H , la fuerza activa por unidad de longitud tiene su punto de

aplicación a una distancia de $\frac{H}{3}$ de la base del muro; mientras que para el corte apuntalado esta distancia varía de 0.33 a 0.5 o 0.6.

Por tanto, cuando se trabaja con cortes apuntalados lo más importante es recordar que, la distribución lateral del terreno en cortes es muy distinta a la distribución que se presenta en muros de retención.

Peck (1969) sugirió el uso de envolventes de presión para el diseño de cortes apuntalados en arenas y arcillas.

El método de Terzaghi & Peck se basa en las siguientes condiciones:

- Se aplica a excavaciones de 6.1 m o más.
- Para determinar la carga sobre los puntales se usa un diagrama artificial de carga que se denomina diagrama de presión aparente.
- Se considera que el nivel freático se encuentra por debajo del fondo de la excavación. En arcillas se considera la resistencia al corte en estado no drenado. No se considera la presión de poros.
- Para excavaciones en arcilla, la expresión de estabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$N = \frac{\gamma H}{c} \quad [5.49]$$

Para valores de N mayores a 3 o 4 se producen movimientos significantes en el terreno, mientras que para $N \geq 6$ la base falla.

Para **cortes en arena** la presión lateral del terreno se expresa como:

$$\sigma_h = 0.65 \gamma H K_a \quad [5.50]$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo.

H = Altura del corte

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$

La distribución de la envolvente de presión se observa en la Figura 5.26 (a).

Para cortes en **arcilla blanda y media**, la envolvente de presión es mostrada en la Figura 26 (b). El esfuerzo lateral es igual a:

$$\sigma_h = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad [5.51]$$

$$\sigma_h = 0.3 \gamma H \quad [5.52]$$

Las ecuaciones anteriores sólo se utilizan cuando $N = \frac{\gamma H}{c} > 4$

Para cortes en **arcilla dura**, la envolvente de presión es mostrada en la Figura 5.26 (c). El esfuerzo lateral es igual a:

$$\sigma_h = 0.2 \gamma H \text{ a } 0.4 \gamma H \quad [5.53]$$

Por lo general se usa un promedio de $\sigma_h = 0.3\gamma H$. La ecuación [5.53] es aplicable cuando $N = \frac{\gamma H}{c} \leq 4$

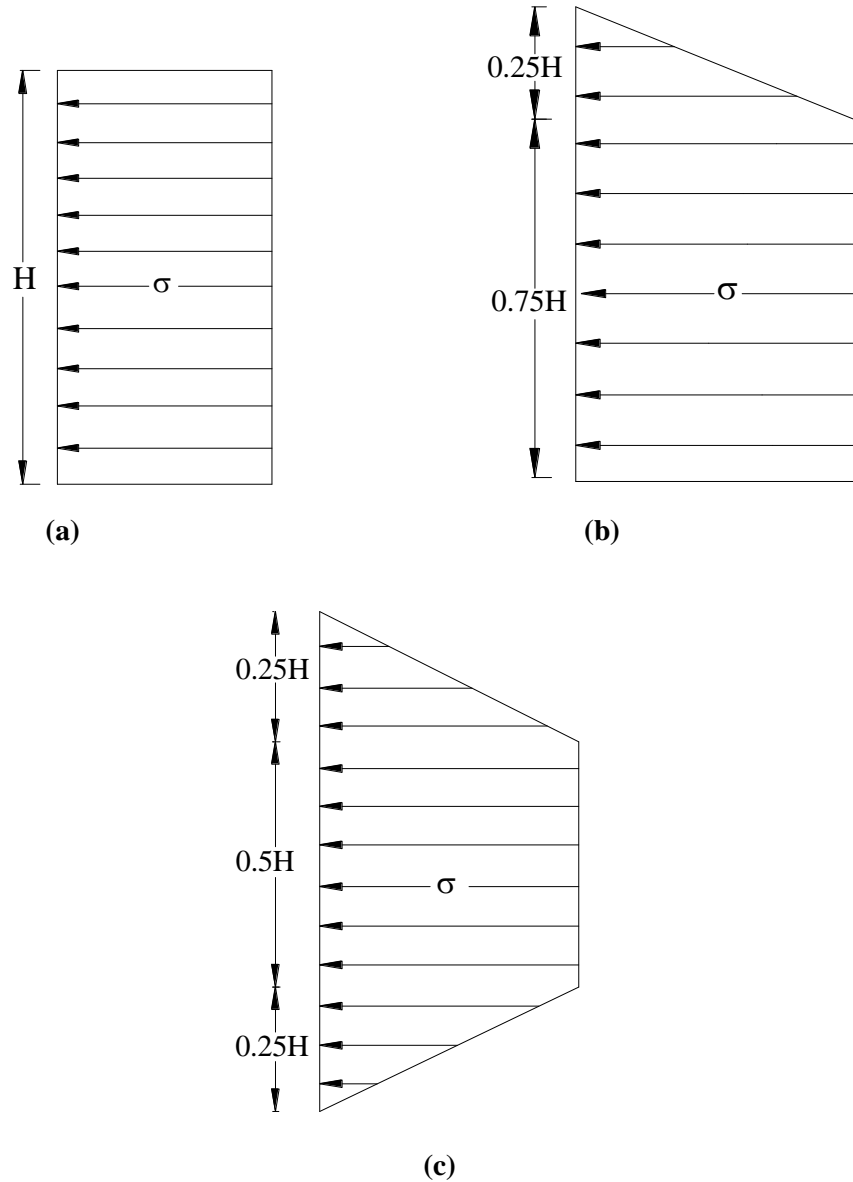


Figura 5.26. Envolvente de la presión aparente de Peck (1969) para: (a) Cortes en arena (b) Cortes en arcilla suave a media (c) Cortes en arcilla dura.

Finalmente Peck (1943) propuso la ecuación [5.54] para la determinación del esfuerzo lateral, cuando se realiza una excavación en un medio estratificado que consta de un estrato de arena descansando sobre un estrato de arcilla.

$$\sigma_h = K_a' \gamma' H \quad [5.54]$$

Donde:

$$K'_a = 1 - \frac{2c'_u}{\gamma' H}$$

La resistencia promedio de la arena y arcilla en términos de resistencia a compresión no confinada es:

$$c'_u = \frac{1}{H} [\gamma_s H_s^2 K_s \tan \phi + (H - H_s) n c_u]$$

Donde el subíndice s se refiere al estrato de arena y n se refiere a la razón entre la resistencia a compresión no confinada determinada en campo y la resistencia determinada en laboratorio.

El peso unitario promedio es:

$$\gamma' = \frac{1}{H} (\gamma_s H_s + \gamma_c H_c)$$

Donde el subíndice c se refiere al estrato de arcilla.

Según Dismuke (1991), la aproximación con la que el esfuerzo lateral puede ser determinado en suelos mixtos que exhiben tanto cohesión como fricción, es menor a la aproximación obtenida en suelos granulares que no tienen cohesión.

Para determinar el esfuerzo lateral, uno debe decidir que propiedad será predominante durante la etapa de excavación, establecer las restricciones en el movimiento del muro, así como la permeabilidad y la posición del nivel freático.

Lambe (1970) ha revisado varios métodos de determinación de esfuerzos en excavaciones y movimientos de suelos y ha comparado los resultados con datos obtenidos de excavaciones reales. A través de este estudio fue visto que los movimientos del suelo afuera de la excavación y las cargas de puntales no pueden ser adecuadamente predecidas en la mayoría de las condiciones que se presentan en campo.

7. Comentarios.

Basados en los datos experimentales obtenidos de la investigación realizada por la NTCU (National Chiao Tung University, Taiwán) publicados por Yung – Show Fang en el *Journal of Geotechnical and Enviromental Engineering* en agosto de 1997, pueden ser citadas las siguientes conclusiones:

- **Condición activa.-** Para un muro alejándose del terreno, la distribución experimental de la presión del terreno es esencialmente lineal para cada etapa del muro, en la que este se acerca hacia la falla. Los puntos de aplicación del empuje total están localizados a $0.29H$ a $0.33H$ por encima de la base del muro, para rellenos con distintas inclinaciones.

El estado activo es alcanzado a diferentes profundidades de manera casi simultánea y el movimiento del muro necesario para alcanzar este estado se incrementa a medida que se incrementa la inclinación del relleno. El coeficiente de presión del terreno activa experimental $K_{a,h}$ es muy próximo a los valores determinados por los métodos de Coulomb y Terzaghi. La solución de Rankine tiende a sobreestimar el empuje activo, especialmente cuando el relleno tiene un ángulo de inclinación

negativo, Fig. 5.28. Por tanto, el autor del artículo indica que el adoptar la teoría de Rankine para determinar la presión activa del terreno contra un muro rígido con relleno inclinado puede ser inapropiado.

- **Condición pasiva.**-Para un muro moviéndose hacia el terreno, la distribución experimental de la presión del terreno es aproximadamente lineal en cada etapa de movimiento del muro. Independientemente del ángulo del relleno, el punto de aplicación del empuje total varía entre $0.33H$ a $0.41H$ por encima de la base del muro. La distribución experimental de presión pasiva se halla muy bien representada por la aproximación original desarrollada por Coulomb en 1776.

El movimiento del muro, requerido para que el relleno alcance el estado pasivo, se incrementa a medida que incrementa el ángulo de inclinación del relleno. Luego, para un mismo muro, el desplazamiento requerido para alcanzar el estado pasivo es aproximadamente igual a 230 veces el desplazamiento requerido para alcanzar el estado activo; entonces, la teoría de Rankine tiende a subestimar el empuje pasivo.

La discrepancia entre los resultados obtenidos de los ensayos y los obtenidos a partir de la solución de Rankine incrementa a medida que incrementa el ángulo de inclinación del relleno. Para una inclinación de $+15^\circ$, el empuje pasivo calculado con la teoría de Rankine es sólo el 18 % del valor experimental obtenido. Por consiguiente, puede no ser apropiado adoptar la teoría de Rankine para determinar la presión pasiva del terreno ejercida sobre un muro rígido que sostiene un relleno inclinado.

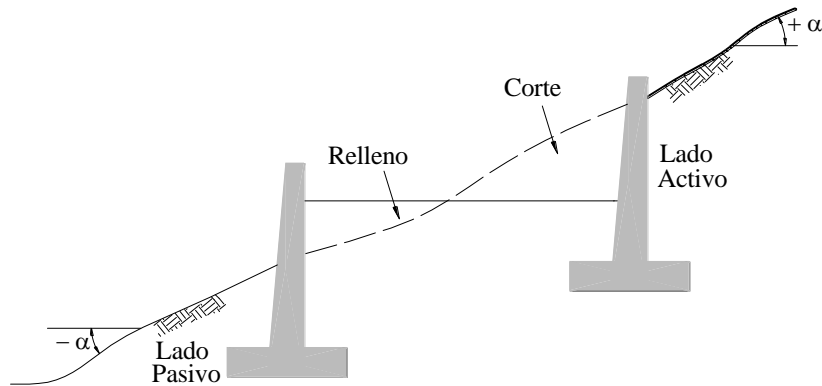


Figura 27.Ángulo de inclinación positivo y negativo.

CAPITULO SEIS

Diseño de muros de contención.

En el capítulo anterior se desarrollaron los procedimientos usados para la determinación de los esfuerzos laterales que actúan sobre las estructuras de retención.

Las estructuras de retención, más específicamente los muros de contención, tienen como principal función la de proporcionar soporte lateral permanente al terreno, que dependiendo el propósito de la construcción puede tratarse de terreno natural o de rellenos artificiales.

En el presente capítulo se lleva a cabo el diseño de muros de contención basado en la verificación de la estabilidad externa del muro.

1 Tipos de muros de contención.

Entre los tipos más generales de muros de contención se destacan los siguientes:

- Muros de contención tipo gravedad.
- Muros de contención tipo ménsula (voladizo).
- Muros de contención con contrafuertes.
- Muros de contención tipo bandeja.
- Muros de contención tipo criba.

1.1 Muros de contención tipo gravedad.

Son muros que se construyen de concreto o de mampostería, en los que la resistencia es conseguida a través de su propio peso, Fig. 6.1(a). Este tipo de construcción no es económica para muros altos, pero puede ser interesante para muros de altura moderada siempre y cuando su longitud no sea muy grande.

Los muros tipo gravedad no resultan ser muy económicos debido a que al no utilizarse armadura, por lo general se trabaja con grandes volúmenes de concreto. Son aconsejables cuando el ancho de la base tiene una dimensión de $\frac{1}{2}$ a $\frac{1}{3}$ de la altura total del muro.

Los muros de semigravedad son aquellos muros de gravedad a los que se incorpora armadura con el objetivo de disminuir la sección del muro, Fig. 6.1(b).

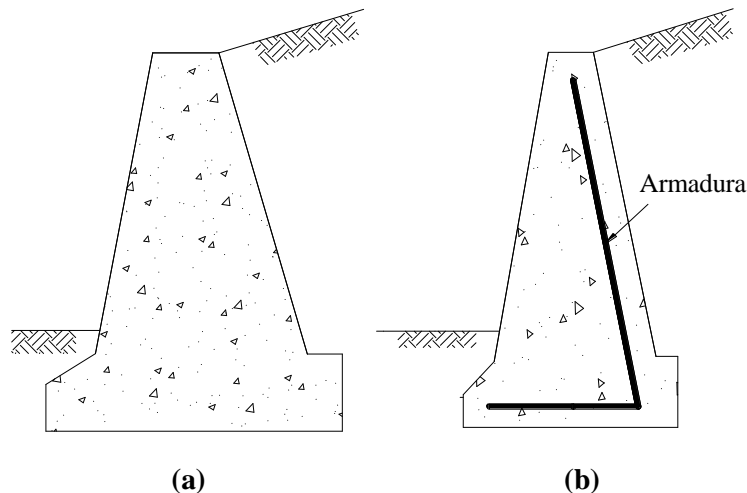


Figura 6.1. Muros de contención (a) Tipo gravedad (b) Tipo semi-gravedad.

1.2 Muros de contención tipo ménsula (voladizo).

Son muros que se construyen de hormigón armado y consisten de un tallo o cuerpo delgado y una losa de base. Son los más usados actualmente; y pueden tener la forma de una L o una T invertida, Fig. 6.2.

Son usados generalmente a partir de una altura de 6 m. y se considera que son económicos hasta una altura de 8 a 10 m.

Su aplicación depende de los costes relativos de excavación, hormigón, acero, encofrados y relleno, así como también de la apariencia y durabilidad de la obra, sobre todo en áreas urbanas.

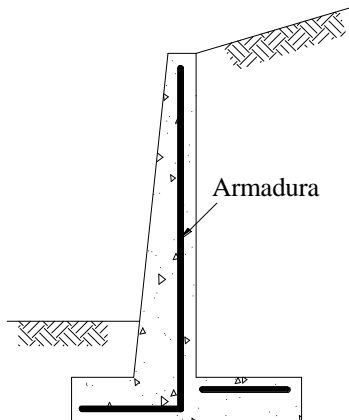


Figura 6.2. Muro de contención tipo ménsula.

1.3 Muros de contención con contrafuertes.

Este tipo de muros constituye una solución evolucionada a los muros tipo ménsula, cuya concepción nace debido a la necesidad de aligerar las piezas en aquellos muros de gran altura en los que se requerirían, por consiguiente, grandes espesores.

La geometría de estos muros, Fig.6.3, es similar a la del muro ménsula con la diferencia de que a intervalos regulares de longitud se tienen losas verticales delgadas de concreto, denominadas contrafuertes, que se hallan uniendo la cara posterior del muro con la base. Estas losas se constituyen en rigidizadores de tensión que disminuyen tanto los esfuerzos de flexión como los esfuerzos cortantes.

Los muros de contención con contrafuertes son aconsejables a partir de los 12 m o cuando el relleno se halla muy sobrecargado.

1.4 Muros de contención tipo bandeja.

El concepto de funcionamiento de estos muros es muy diferente al de los muros con contrafuertes. En este tipo de muro no se trata de resistir el momento flector aumentando el canto y aligerando la sección, sino que se trata de reducir los momentos flectores debidos al relleno mediante los momentos producidos por la carga del propio relleno sobre las bandejas, Fig. 6.4.

Su principal desventaja radica en la complejidad de la construcción, pero puede ser una buena alternativa al muro con contrafuertes para grandes alturas.

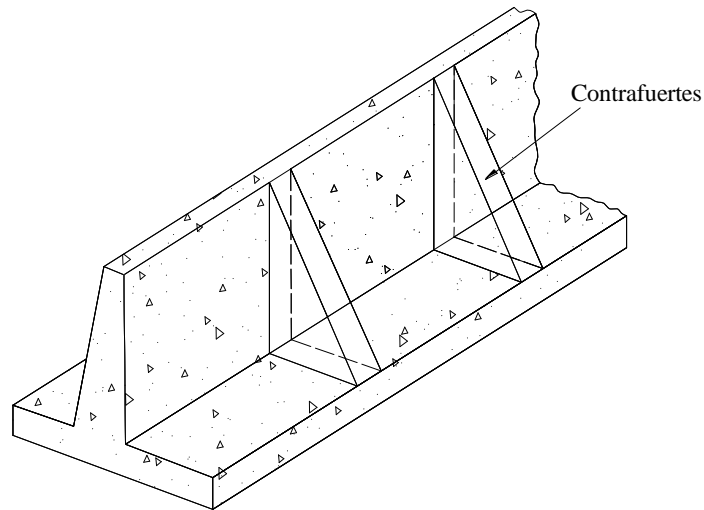


Figura 6.3. Muro de contención con contrafuertes.

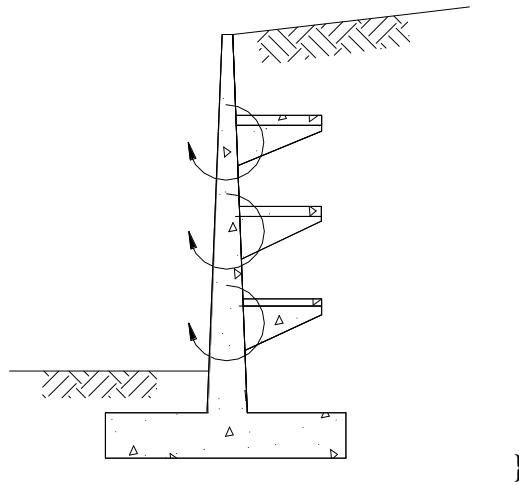


Figura 6.4. Muro de contención tipo bandeja.

1.5 Muros de contención tipo criba.

El sistema de este tipo de muros emplea piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo, Fig. 6.5. La concepción de estos muros tiene su origen en la de muros análogos que se realizaban antiguamente con troncos de árboles.

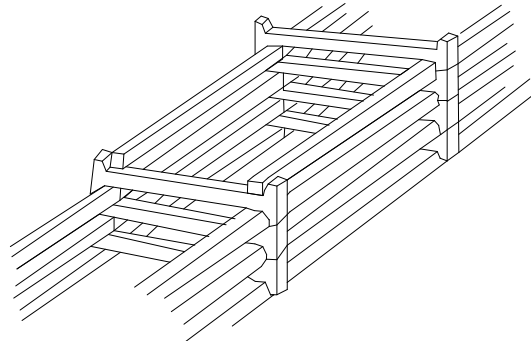


Figura 6.5. Muro de contención tipo criba.

Desarrolladas las características de los principales tipos de muros de contención, a continuación se presenta para un caso general de muro, la notación utilizada a lo largo del capítulo, Fig. 6.6.

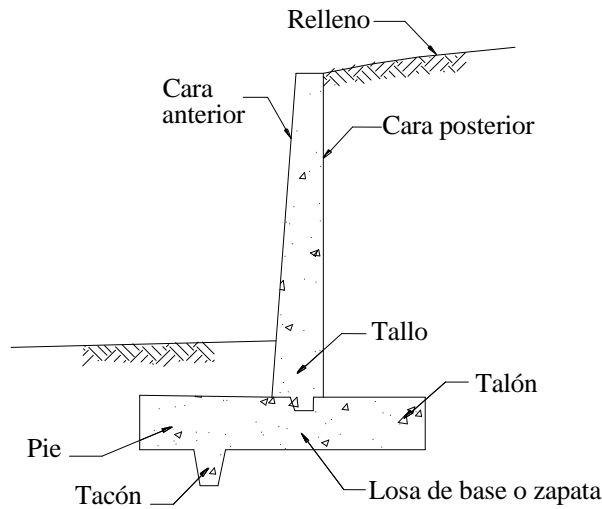


Figura 6.6. Componentes de un muro de contención.

2 Predimensionamiento de muros de contención.

Cuando se diseña muros de contención, con objeto de realizar la primera verificación de estabilidad se debe realizar un predimensionamiento o proporcionamiento de las dimensiones iniciales del muro.

En caso de que la primera revisión de estabilidad no de buenos resultados, las secciones se cambian y deben volver a revisarse. Esta secuencia se sigue hasta conseguir las dimensiones óptimas del muro.

A través del tiempo y basándose en la experiencia acumulada de la observación de muros estables para la condición de Rankine; se ha logrado estimar las proporciones generales tanto para muros de gravedad como para muros tipo ménsula. Estas proporciones son utilizadas para realizar la primera verificación de estabilidad.

La Figura 6.7 presenta las citadas proporciones. En tal Figura la dimensión mínima de D debe ser 0.6 m.

Es común, por lo general, que el ancho de la base sea de aproximadamente $0.5H$. Por otra parte, el espesor de la parte superior del tallo debe ser tal que permita el adecuado vaciado del concreto.

Finalmente, para muros de contención con contrafuertes, la separación de las losas de contrafuerte debe ser de 0.5 a $0.7H$ y el espesor de las losas de 0.3 m.

3 Fuerzas actuantes en un muro de contención.

Cuando se considera un muro de contención, ya sea de tipo gravedad o de tipo ménsula, las fuerzas actuantes en éste son calculadas, por lo general, en términos de componentes horizontales y verticales.

Las fuerzas verticales incluyen el peso del suelo, el posible empuje vertical del agua, la componente vertical de la resultante de la presión del terreno, que sólo se presenta cuando la cara posterior del muro no es vertical, cuando el relleno es inclinado o cuando se considera la fricción suelo-muro, o finalmente cualquier otra fuerza vertical que pudiera presentarse.

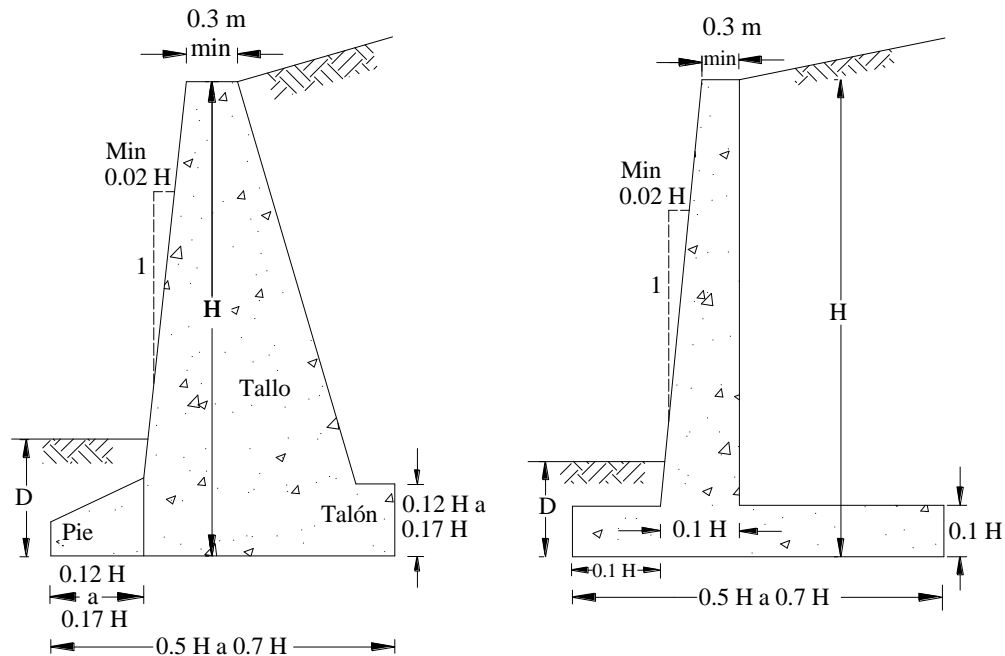


Figura 6.7. Dimensiones aproximadas para varias componentes de un muro de contención para revisiones iniciales de estabilidad: (a) Muro tipo gravedad (b) Muro tipo ménsula (Das, 2001).

Las fuerzas horizontales incluyen la componente horizontal de la resultante de la presión del terreno y cualquier otro tipo de fuerza horizontal.

Es necesario recordar, que en la resultante de la presión del terreno deben estar incluidos los efectos causados por una posible sobrecarga en la superficie, la carga debida a compactación o cualquier otro tipo de fuerza horizontal.

La determinación de la fuerza activa P_a que actúa sobre la cara posterior del muro debe ser realizada considerando una superficie o cara de soporte virtual.

Esta cara de soporte virtual es definida realizando las siguientes consideraciones:

- Si se aplica la teoría de la presión de tierra de Rankine, la cara virtual de soporte es definida trazando una línea vertical a través del punto A que está localizado en la esquina inferior del talón de la losa de base, Fig. 6.8. Luego, se asume que en el plano AB existe la condición activa de Rankine y pueden utilizarse entonces todas las ecuaciones de Rankine desarrolladas en el capítulo 5.

Las fuerzas actuantes a considerarse para este caso son: el peso del concreto W_c , el peso del suelo que se encuentra sobre el talón W_s y la fuerza activa de Rankine P_a .

La teoría de la presión de tierra de Rankine es correctamente utilizada *sólo* cuando la zona cortante limitada por la línea AC no es obstruida por el tallo del muro, es decir cuando la línea AC no cruza el tallo del muro; pudiendo definirse como η al ángulo que forma la línea AC con la vertical. η es determinado analíticamente a través de la ecuación [6.1] propuesta en Das (2001).

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi_1}{2} - \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen} \phi_1} \right) \quad [6.1]$$

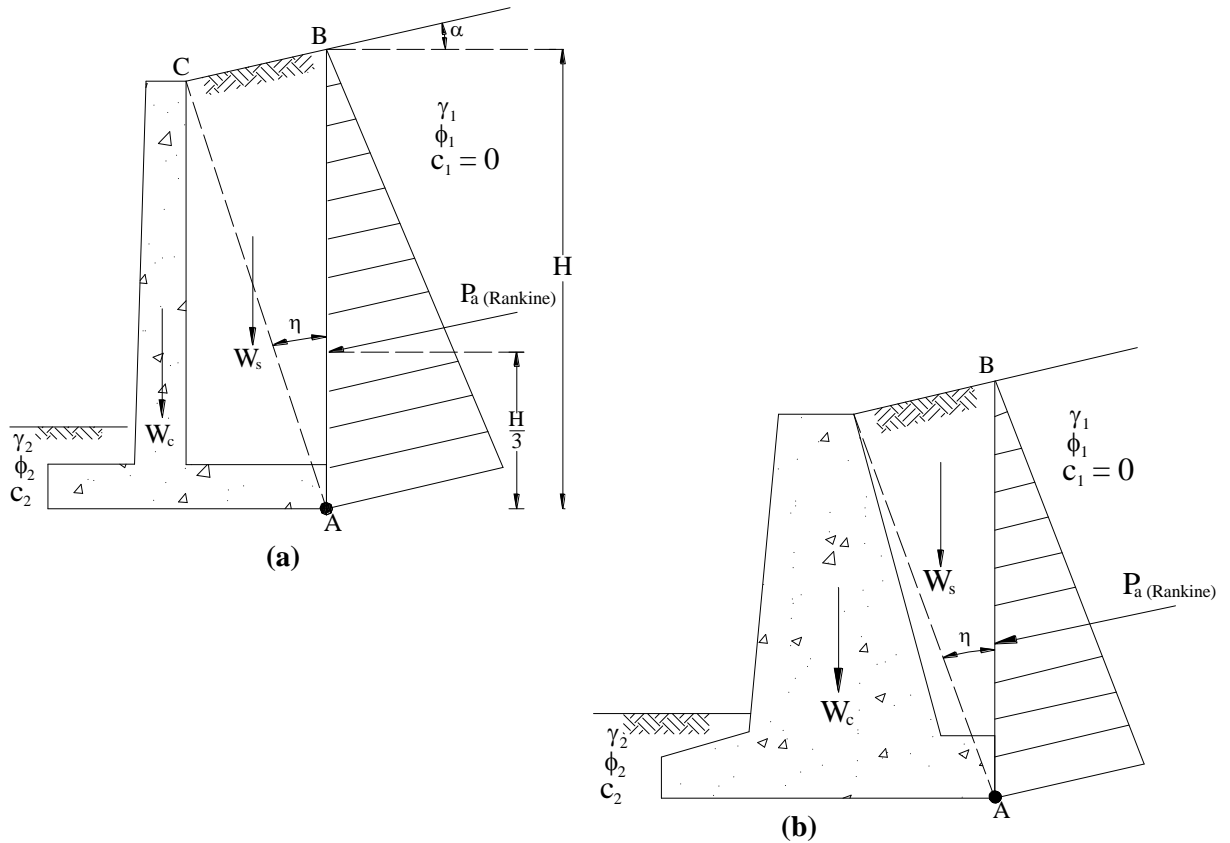


Figura 6.8. Cara de soporte virtual aplicada para la teoría de Rankine (a) Muro tipo ménsula (b) Muro tipo gravedad.

- Si se aplica la teoría de la presión de tierra de Coulomb, el punto de aplicación de la fuerza activa de Coulomb P_a se encuentra directamente en la cara posterior del muro; por tanto las fuerzas actuantes a considerarse para este caso son solamente: el peso del concreto W_c y la fuerza activa P_a , Fig.6.9.

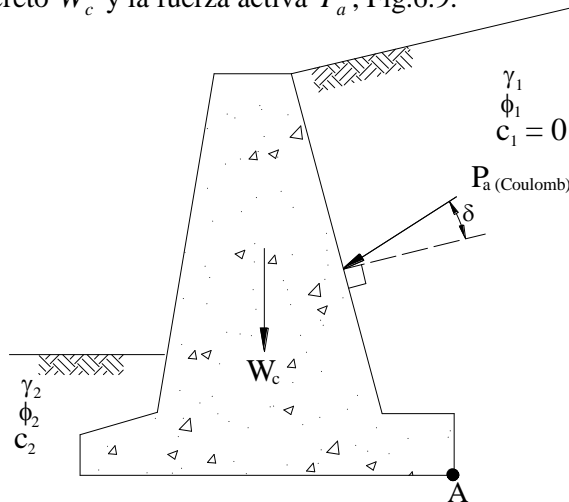


Figura 6.9. Cara de soporte virtual aplicada para la teoría de Coulomb.

4 Diseño de muros de contención.

En el diseño de muros de contención se consideran diferentes modos posibles de falla, debiendo los cálculos realizados proporcionar una adecuada seguridad contra estos tipos de fallas.

Cuando se verifica la estabilidad externa de un muro, el muro es considerado como un monolito rígido donde se asume que no existe distorsión interna.

Para la verificación de la estabilidad externa de los tres primeros tipos de muros del apartado 1, que son muros que dependen esencialmente de su propio peso, se deben realizar las siguientes verificaciones:

- Verificación al volteo respecto a la punta del muro.
- Verificación al deslizamiento a lo largo de la base.
- Verificación a la falla por capacidad de carga de la base.
- Verificación por asentamiento.
- Verificación por estabilidad del conjunto.

4.1 Verificación al volteo respecto a la punta del muro.

Para realizar la verificación al volteo se considera un caso general, que toma en cuenta particularmente la existencia de flujo de agua, Fig. 6.10. Cuando se presenta esta condición, la carga de presión en un cierto punto es determinada a partir del análisis de flujo. Tal análisis debe considerar el tipo de fundación, el material de relleno, el posible rango de permeabilidades horizontales y verticales, así como también la eficiencia de los drenajes.

Existen varias técnicas aplicables al diseño de muros, entre las cuales se tiene la aplicación de métodos numéricos tal como el método de elementos finitos y el método de fragmentos. Por simplicidad, cuando se presente esta condición, la fuerza de levante o empuje producida por el flujo en la base del muro es calculada mediante el procedimiento aprendido en cursos anteriores.

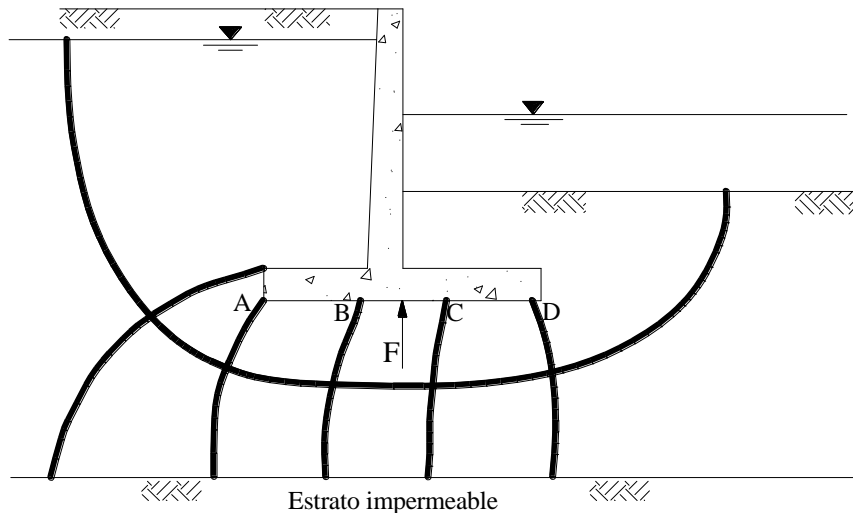


Figura 6.10. Muro de contención con presencia de flujo.

Entonces, para el caso específico de la Figura 6.10, la fuerza de levante F es calculada como el promedio de las presiones en los puntos A , B , C y D . El punto de aplicación es el centro de gravedad del diagrama de presiones.

Luego, las Figuras 6.11 y 6.12 presentan las fuerzas que actúan en un muro de gravedad y en un muro tipo ménsula cuando se asumen las hipótesis de Rankine y Coulomb respectivamente.

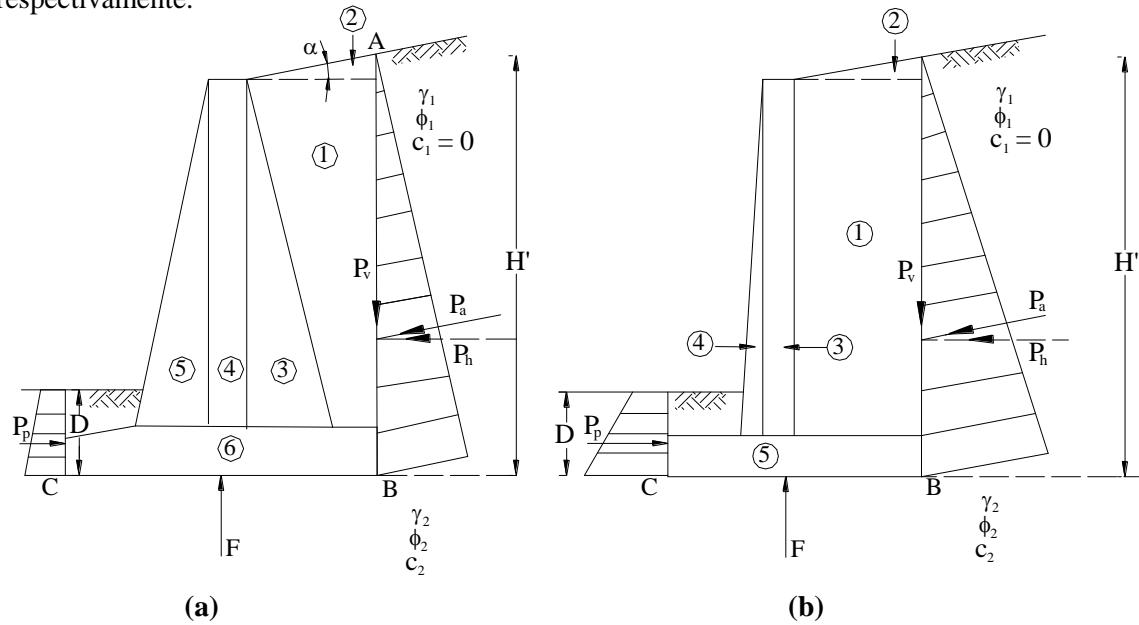


Figura 6.11. Verificación al volteo: Fuerzas que actúan en un muro para la teoría de Rankine (a) Muro tipo gravedad (b) Muro tipo ménsula.

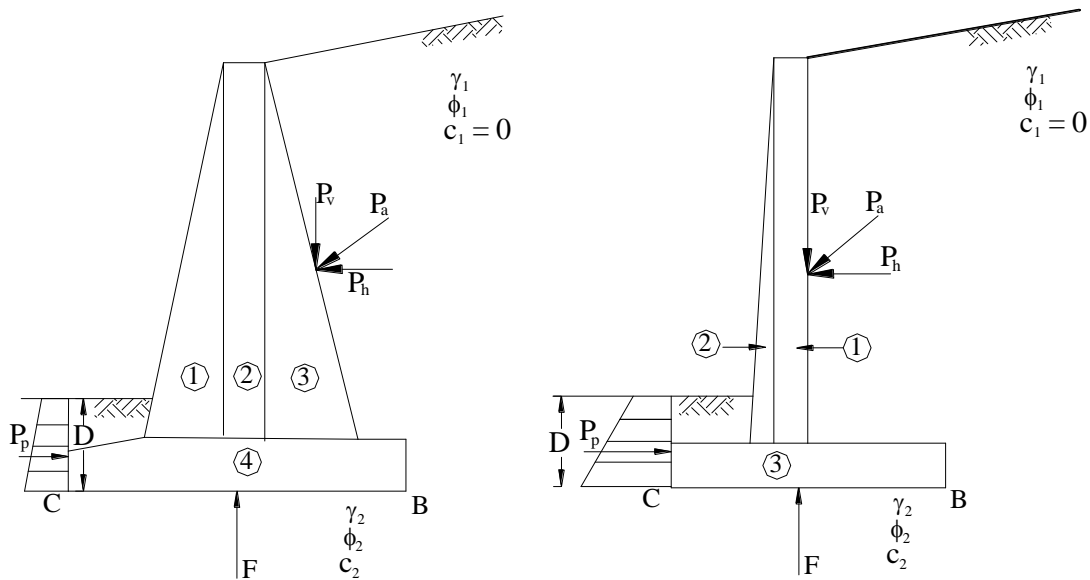


Figura 6.12. Verificación al volteo: Fuerzas que actúan en un muro para la teoría de Coulomb (a) Muro tipo gravedad (b) Muro tipo ménsula.

El factor de seguridad FS contra el volteo respecto al punto C , y despreciando la fuerza pasiva, es determinado a partir de la siguiente ecuación:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \geq 1.5 \text{ a } 2.0 \quad [6.2]$$

Donde:

$\sum M_R$ = Sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo en el punto C .

$\sum M_o$ = Sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C .

La sumatoria de momentos resistentes $\sum M_R$, para el caso de un muro tipo gravedad en el que la presión activa es calculada a través de la teoría de Rankine, es determinada a partir de la Tabla 6.1. Para los demás casos, la sumatoria de momentos resistentes es calculada de manera análoga, a partir de las Figuras 6.11 y 6.12.

La forma más sencilla para la determinación de W_i consiste en dividir el muro y el suelo que se encuentra sobre el talón, cuando se toma la hipótesis de Rankine, en triángulos y rectángulos, facilitándose así el cálculo de las áreas y la determinación del respectivo brazo de las fuerzas calculadas. Recordar que para un área rectangular el punto de aplicación de la fuerza se halla ubicado a $\frac{1}{2}$ de la altura; mientras que para un área triangular este se encuentra a $\frac{1}{3}$ de la base

Tabla 6.1. Determinación de la sumatoria de momentos resistentes $\sum M_R$ para un muro de gravedad, asumiendo que la teoría de Rankine es válida.

Sección	Area	Peso/longitud unitaria del muro	Brazo de momento medido a partir de C.	Momento respecto a C.
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		$\sum V$		$\sum M_R$

γ_1 = Peso específico del relleno.

B = Ancho de la fundación

γ_c = Peso específico del concreto.

X_i = Brazos de los momentos medidos a partir de C .

Nota. P_v es la componente vertical de P_a , siendo P_a la fuerza activa total, es decir: $P_a = P'_a + u$.

Para la determinación del momento de volteo o momento actuante $\sum M_o$, deben considerarse todas las fuerzas que tienden a volcar al muro. Para este caso en especial, se tiene, a la componente horizontal de la fuerza activa total P_h , y a la fuerza de levante F ocasionada por el flujo de agua. De la misma manera que para el cálculo de la $\sum M_R$, aquí debe recordarse, que la fuerza total de empuje activa P_a es igual a la fuerza de empuje efectiva más la presión de poros, $P_a = P'_a + u$. Luego, la $\sum M_o$ es igual a:

$$\sum M_o = P_h Y_h + F X_f \quad [6.3]$$

Donde:

Y_h, X_f = Brazos de momentos de las fuerzas P_h y F , respectivamente, medidos a partir del punto C .

A través del tiempo se ha observado los modos de falla en un gran número de muros, en los cuales la falla por volteo es la que se presenta con menos frecuencia. Finalmente, se puede decir que cuando se realiza la verificación por volteo, el despreciar la fuerza pasiva hace más conservador el diseño, ya que el tomarla en cuenta incrementa el factor de seguridad.

4.2 Verificación al deslizamiento a lo largo de la base.

El factor de seguridad contra deslizamiento es definido como la razón entre la suma de las fuerzas resistentes horizontales y la suma de las fuerzas horizontales de empuje, como se indica en la siguiente expresión:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_E} \geq 1.5 \quad [6.4]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \sum F_R &= \text{Sumatoria de fuerzas resistentes.} \\ \sum F_E &= \text{Sumatoria de fuerzas de empuje.} \end{aligned}$$

La fuerza resistente es la fuerza producida por la resistencia al cortante del suelo desarrollada inmediatamente debajo de la base del muro. Esta resistencia está definida por la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma' \tan \delta + c \quad [6.5]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \delta &= \text{Ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base.} \\ c &= \text{Adhesión entre el suelo y la losa de base.} \end{aligned}$$

El ángulo δ puede ser tomado como ϕ cuando el hormigón es pobre comparado con el suelo, para los demás casos δ es tomado de acuerdo a la Tabla 5.5 presentada en el capítulo 5.

Por otra parte, la adhesión entre el suelo y el muro es determinada aplicando un factor de 0.6 a 0.8 a la cohesión del suelo de fundación.

Luego, la fuerza resistente a lo largo de la losa de base es:

$$R = \tau \times \text{Area de la sección transversal} = \tau \times B \times 1 \quad [6.6]$$

Reemplazando [6.5] en [6.6]

$$R = B \sigma' \tan \delta + Bc \quad [6.7]$$

Pero:

$$B \sigma' = B(\sigma - u) \text{ y } \sigma = \frac{\sum V}{B \times 1}. \text{ Luego, la ecuación [6.7] se convierte en:}$$

$$R = B \left(\frac{\sum V}{B \times 1} - u \right) \tan \delta + Bc \quad [6.8]$$

El valor de la presión de poros en la ecuación [6.8] es igual al valor de la presión de poros que se produce en la base del muro. Para el caso particular de la Figura 6.10 es igual al valor de la presión de poros originado debido a la fuerza de levante F .

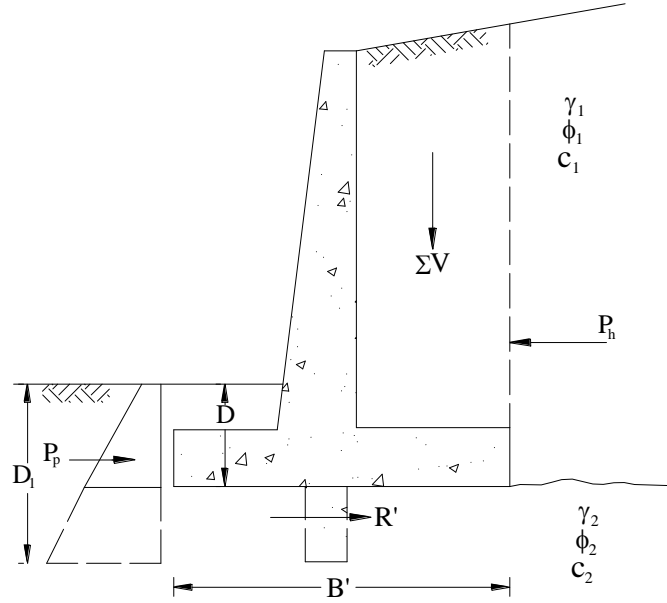


Figura 6.13. Verificación al deslizamiento a lo largo de la base.

En la Figura 6.13 se observa que la fuerza pasiva P_p es también una fuerza resistente, luego, para $\sum F_R$ se tiene:

$$\sum F_R = B \left(\frac{\Sigma V}{B \times 1} - u \right) \tan \delta + Bc + P_p \quad [6.9]$$

La componente horizontal de la fuerza activa total P_h es la única fuerza que tiende a producir el deslizamiento y es definida por la siguiente ecuación:

$$\sum F_o = P_h = P_a \cos \alpha \quad [6.10]$$

Para una verificación más conservadora se suele a veces despreciar la fuerza pasiva o la componente vertical de la fuerza activa. Se aconseja tomar en cuenta la fuerza pasiva cuando el suelo base se halla en estrecho contacto con el pie del muro, por otro lado se debe tomar en cuenta, que en ocasiones, no se debe considerar para el cálculo de la fuerza pasiva toda la profundidad debido a que esta puede estar sujeta a fenómenos de erosión, sobre todo cuando se trabaja en carreteras.

Cuando el factor de seguridad obtenido es menor al recomendado en la ecuación [6.3], la resistencia puede incrementarse usando un dentellón o disminuyendo la fuerza activa.

El usar un *dentellón* como el mostrado en la Figura 5.13 implica un aumento de la fuerza pasiva, ya que aumenta la altura de cálculo de ésta.

Entonces, la fuerza pasiva considerando el dentellón es:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma D_1^2 K_p + 2cD_1 \sqrt{K_p} \quad [6.11]$$

Como $D_1 > D$, evidentemente, se incrementa la fuerza pasiva. Este dentellón es usualmente construido debajo del cuerpo del muro.

Para *disminuir la fuerza activa* se usa el método desarrollado por Elman y Ferry (1988) que tiene como principal limitación la de ser válido sólo para muros con relleno granular horizontal.

A partir de la Figura 6.14, al ser el relleno horizontal no existe componente vertical de la fuerza activa; luego se puede definir la fuerza horizontal como la suma de las fuerzas correspondientes al tallo y al talón:

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \quad [6.12]$$

Para disminuir la magnitud de P_a se puede reducir la magnitud de $P_{a(2)}$ reduciendo el talón del muro, como se muestra en la Figura 6.14 (b). Esta reducción es válida para un ángulo de $\alpha' = 45^\circ$.

Luego:

$$P_{a(2)reducido} = AP_{a(2)} \quad [6.13]$$

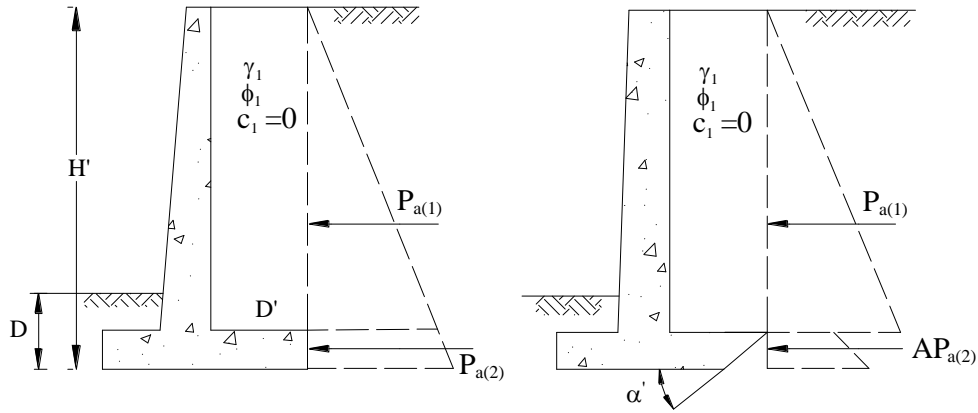


Figura 6.14. Muro de contención con talón inclinado (Das, 1999).

El valor de A es obtenido a partir de la Figura 6.15.

$P_{a(1)}$ se define a partir de la siguiente expresión:

$$P_{a(1)} = \frac{1}{2} \gamma K_a (H' - D')^2 \quad [6.14]$$

P_a para cuando el talón no tiene reducción es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H'^2 \quad [6.15]$$

Reemplazando [6.14] y [6.15] en [6.12].

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2} \gamma K_a [H'^2 - (H' - D')^2]$$

Finalmente, P_a para el talón con reducción es:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a (H' - D')^2 + \frac{1}{2} A \gamma K_a [H'^2 - (H' - D')^2] \quad [6.16]$$

De esta manera se logra disminuir el valor de la presión activa.

4.3 Verificación a la falla por capacidad de apoyo de la base.

El incremento de la presión vertical causado por el emplazamiento del muro, es transmitido al suelo a través de la losa de base. Este incremento de esfuerzos puede ocasionar la falla del suelo por capacidad de apoyo.

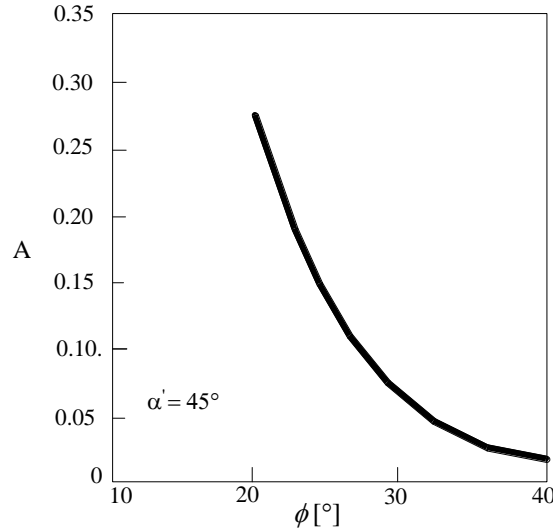


Figura 6.15. Variación de A con el ángulo de fricción del relleno (Elman y Ferry, 1988).

La distribución de la presión del terreno debajo de la losa de base puede ser trapezoidal o triangular, Fig. 6.16, ocurriendo generalmente la presión máxima debajo del pie del muro. Esta presión máxima no debe exceder la capacidad de apoyo del suelo.

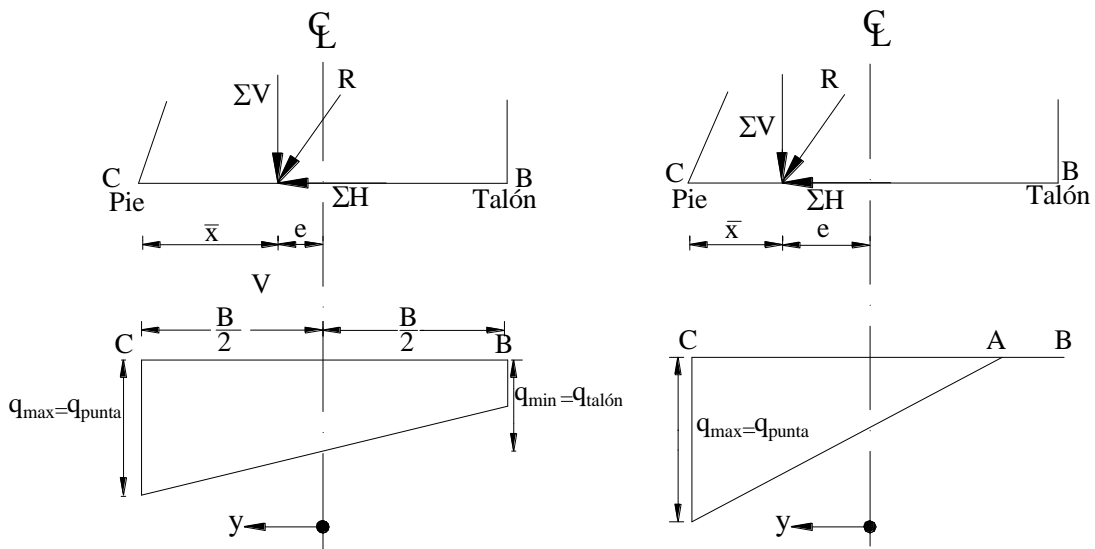


Figura 6.16. Distribución de la presión del terreno debajo de la losa de base de un muro de contención.

La fuerza resultante que actúa sobre la base del muro tiene por componente vertical a la sumatoria de fuerzas verticales ΣV , siendo su componente horizontal la sumatoria de las fuerzas horizontales ΣH que para el caso en consideración es igual a la componente horizontal de la fuerza activa total P_h .

Para los muros observados en la Figura 6.11 y 6.12, el momento neto M_{neto} calculado a partir del punto C, Fig. 6.16, es la diferencia entre la sumatoria de los momentos resistentes

y la sumatoria de los momentos actuantes, definidos en las Tabla 6.1 y en la ecuación [6.3] respectivamente.

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_o \quad [6.16]$$

Luego, si se considera que la línea de acción de $\sum H$ pasa por el punto C , entonces el M_{neto} es solamente causado por $\sum V$:

$$M_{neto} = \sum V \bar{X} \quad [6.17]$$

Luego, la excentricidad de la resultante R se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \quad [6.18]$$

Las presiones: máxima q_{max} y mínima q_{min} son determinadas a partir de la ecuación general de mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto}.y}{I} \quad [6.19]$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{Momento neto} = \sum Ve$$

$$A = \text{Área de la sección base por unidad de longitud} = B \times 1$$

$$I = \text{Momento de inercia por unidad de longitud de la sección base} =$$

$$\frac{1}{12}(1)(B)^2$$

Reemplazando valores en la ecuación [6.19], y considerando que el valor de y para la determinación de la presión máxima y mínima del terreno, es igual a $\frac{B}{2}$, se tiene:

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B \times 1} + \frac{\sum Ve \times \frac{B}{2}}{\frac{1}{12}(1)(B)^2} \quad [6.20]$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad [6.21]$$

q_{max} y q_{min} se producen en el pie y en el talón de la base del muro respectivamente.

Cuando $e < \frac{B}{6}$ la distribución de la presión del terreno es trapezoidal, mientras que

cuando $e > \frac{B}{6}$ la distribución de la presión del terreno es triangular, existiendo una fracción de la base en la que se presentan esfuerzos negativos, esfuerzos de tensión, representados por el segmento AB en la Figura 6.16.

En el diseño de muros de contención deben evitarse totalmente los esfuerzos de tensión debido a que la resistencia del suelo a la tensión es prácticamente nula en comparación con su resistencia a la compresión.

Finalmente, la capacidad de apoyo del suelo puede ser determinada a través de la ecuación de Hansen:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + q_o N_q s_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad [6.22]$$

Donde:

$s_c, s_q, s_\gamma = 1$, debido a que el muro es considerando como una fundación continua, ancho finito y largo infinito.

Los factores de profundidad d_i y los factores de inclinación i_i pueden ser obtenidos, según se requiera, a partir de las ecuaciones dadas en las Tablas 3.5 (b) y 3.6 del capítulo 3.

Bowles recomienda tomar el valor de $\alpha_1 = 3$ para el factor de inclinación i_q , y adoptar un exponente de $\alpha_2 = 2$ para i_γ . La reducción realizada a estos factores se debe a que la profundidad de fundación del muro, es por lo general, considerable.

La ecuación [6.22] es utilizada para calcular la capacidad de apoyo del suelo situado debajo de una fundación rectangular, sometida a la aplicación de una carga excéntrica.

Luego, el área efectiva de la base, originada debido a la aplicación de una carga excéntrica, es calculada adoptando una largo unitario, $L = 1$, y teniendo cuidado de que y , medido a partir del origen mostrado en la Figura 6.16 sea $\leq B/3$ garantizándose de esta manera que no se presentan esfuerzos de tensión.

4.4 Verificación a la falla por asentamiento.

Para hallar el incremento de esfuerzos, se considera una distribución trapezoidal de la presión del terreno, pudiendo ser empleadas las ecuaciones de Boussinesq desarrolladas en el Capítulo 1. El incremento de esfuerzos puede ser fácilmente determinado dividiendo esta carga trapezoidal en un rectángulo y un triángulo respectivamente. El incremento de esfuerzos producido por este tipo de cargas ya fue abordado en el apartado 1.3 del Capítulo 1.

La determinación del asentamiento producido en el terreno debido al emplazamiento de un muro de contención se realiza mediante los procedimientos ya expuestos en el capítulo 2 que dependen fundamentalmente de la naturaleza del suelo, es decir si el suelo es cohesivo o granular. Si la base del suelo es un material saturado cohesivo o si existe un estrato profundo de suelo cohesivo dentro la zona de influencia de esfuerzos, asentamientos por consolidación ocurrirán a lo largo del tiempo. Caso contrario, si la base del suelo es granular, el asentamiento se producirá durante la construcción.

En cualquiera de los casos puede existir asentamientos diferenciales entre el pie y el talón, sobretodo cuando existe una gran diferencia de presión entre ambas posiciones.

Los asentamientos en el talón son mayores a los producidos en el pie cuando existe un incremento sustancial del relleno, que representa un consiguiente incremento en la carga del suelo.

Una situación más crítica ocurre cuando para la construcción de la fundación se lleva a cabo la excavación del suelo usando maquinaria especial. Como producto de la excavación puede ser encontrada una base rugosa y luego si esta es cubierta con una delgada capa de arena; se presentarán grietas en el muro, sobre todo poco después de que la construcción es completada. La ocurrencia de estas grietas puede ser evitada con una adecuada supervisión de la construcción y cumpliendo a cabalidad las especificaciones de compactación a realizarse antes de que la losa de base sea vaciada.

Por otro lado, los asentamientos en el pie son más difíciles de controlar debido a que estos son producidos a causa de esfuerzos laterales del terreno. Este inconveniente, puede ser de algún modo salvado si se utiliza una losa de base amplia que permita disminuir en cierto modo la presión de base.

5 Fallas por cortante en un muro de contención.

En un muro de contención pueden producirse dos posibles tipos de falla por cortante:

- Falla por cortante superficial.
- Falla por cortante profunda.

La *falla por cortante superficial* en el suelo de fundación de la base del muro, se presenta a lo largo de la superficie cilíndrica abc , Fig. 6.17. El centro O del arco abc corresponde al centro del arco que fue determinado mediante tanteos, como el centro que presentaba el menor factor de seguridad. Este tipo de falla se produce debido a un esfuerzo cortante excesivo en la superficie de falla abc .

La ocurrencia de la falla puede ser evitada asegurando un $FS_{(deslizamiento)} > 1.5$ debido a que el factor de seguridad contra falla al cortante superficial es mayor que el factor de seguridad contra deslizamiento de la base.

La *falla por cortante profunda* se produce debido a la existencia de un estrato débil situado debajo del suelo de fundación, a una profundidad de aproximadamente 1.5 veces el ancho de la base del muro de contención. Esta falla se manifiesta a través de una superficie cilíndrica abc , Fig.6.18.

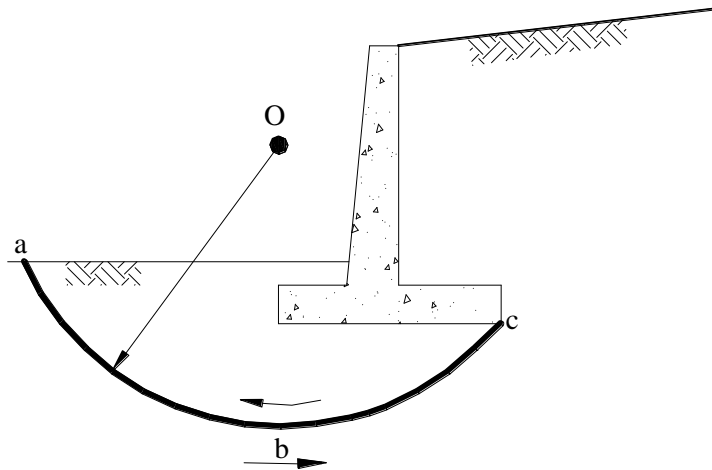


Figura 6.17. Falla por cortante superficial.

Para determinar la superficie de falla se debe realizar tanteos sucesivos. Mediante estos, la superficie de falla así como su centro son determinados como aquellos que presentan el menor factor de seguridad.

Con este propósito, Teng (1962) propuso un procedimiento que es válido sólo para pendientes suaves de relleno; es decir $\alpha < 10^\circ$. Dicho procedimiento se detalla a continuación:

1. Dibuje el muro de contención y el perfil del suelo de fundación a una escala conveniente.

2. Dibujar el primer arco de círculo de tanteo $abcd$ con su respectivo centro O , siendo r el radio del círculo de tanteos, Fig. 6.19 (a). Por motivos prácticos se considera que el peso de suelo del área $abcde$ es simétrico respecto a una línea vertical trazada a través del punto O .
3. Dividir el área de la zona $efgh$ en dovelas rectangulares o triangulares según convenga. Esta división es hecha para facilitar la determinación de la fuerza de hundimiento sobre la superficie de falla.
4. Determinar el área de cada dovela y posteriormente hallar su peso W por longitud unitaria del muro.

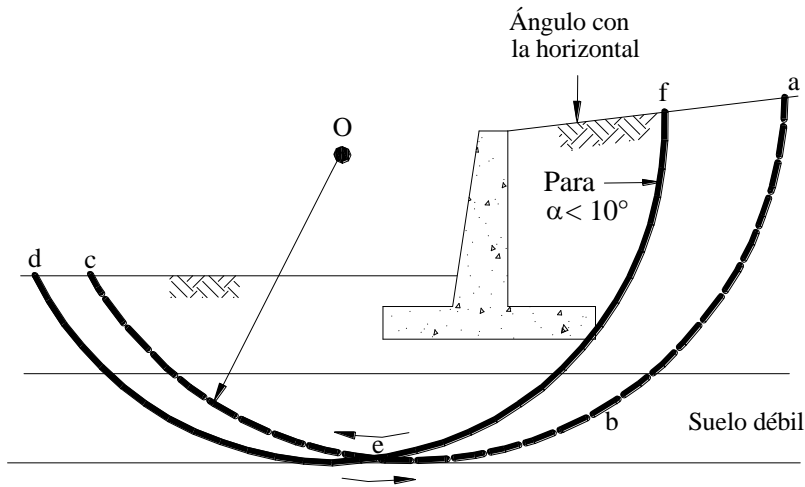


Figura 6.18. Falla por cortante profunda.

5. Determinar el centroide de cada dovela, para posteriormente trazar una vertical y extenderla hasta que intersecte la superficie cilíndrica de falla.
6. Unir el centro O con los puntos de intersección hallados en el paso anterior.
7. Determinar el ángulo ω , que es el ángulo que forma la línea vertical con la línea radial.
8. Calcule $W \sen \omega$
9. Determinar la fuerza activa $P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a$ que actúa sobre la cara df .
10. Luego, la fuerza total de hundimiento es:

$$\sum (W \sen \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r} \quad [6.23]$$

Donde:

\bar{X} = Distancia perpendicular entre la línea de acción de P_a y el centro O .

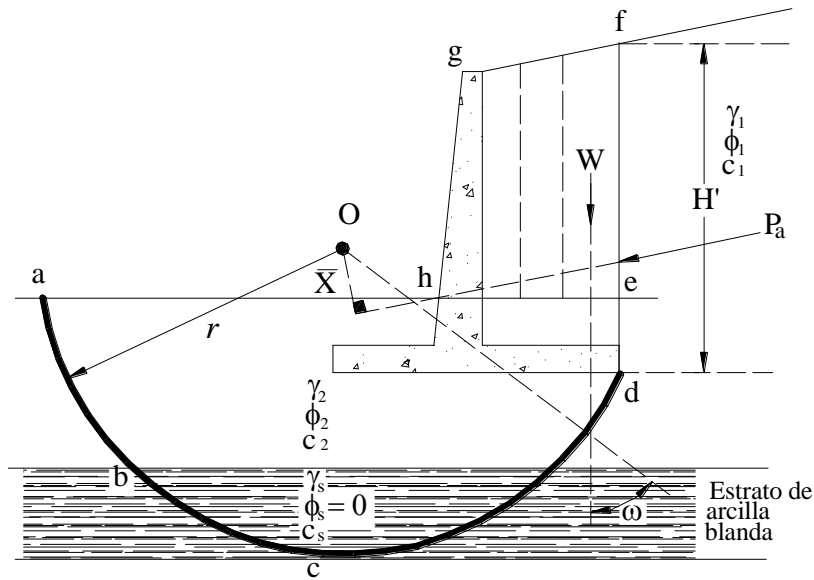
11. Determinar la fuerza resistente sobre la superficie de falla. Para esto, dividir el área de las zonas abk y $idefj$ en dovelas rectangulares o triangulares Fig. 6.19 (b). A continuación determinar el peso de cada dovela por unidad de longitud W_1 . No confundir W_1 con el peso W determinado para la zona $efgh$.

12. Determinar los centroides de las dovelas definidas en el paso 11. Pasar una línea vertical a través del centroide hasta que ésta choque con la superficie de falla, obteniéndose de esta manera distintos puntos de intersección.
13. Unir el centro O con los puntos de intersección determinados en el paso 12. Luego, determinar el ángulo ω_1 que es el ángulo que forma la línea radial con la línea vertical trazada en el paso 12.
14. Obtener para cada dovela $W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1$.
15. Calcular

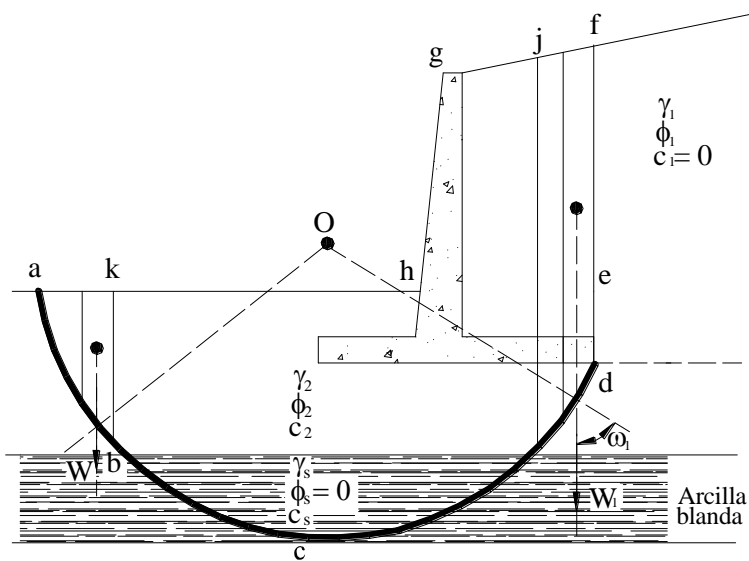
$$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$$

Donde:

l_1, l_2, l_3 = Longitudes de los arcos ab, bi e id , respectivamente.



(a)



(b)

Figura 6.19. Análisis de falla por cortante profundo.

16. La fuerza máxima que se genera a lo largo de la superficie de falla es:

$$\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$$

17. Finalmente se determina el factor de seguridad para falla por cortante profunda a través de la siguiente expresión:

$$FS_{(falla\ por\ cortante\ profunda)} = \frac{\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3}{\sum (W \sin \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r}}$$

18. Luego se determina el factor de seguridad para otras posibles superficies de falla, hasta encontrar la superficie que presente el mínimo factor de seguridad.

CAPITULO SIETE

Estabilidad de taludes.

Se denomina talud a una masa de suelo o roca cuya superficie es inclinada. Los taludes pueden presentarse naturalmente o pueden ser el resultado de un proyecto de ingeniería; a estos últimos se denomina taludes artificiales. El esquema de la Figura 7.1 presenta algunos ejemplos de estos tipos de taludes.

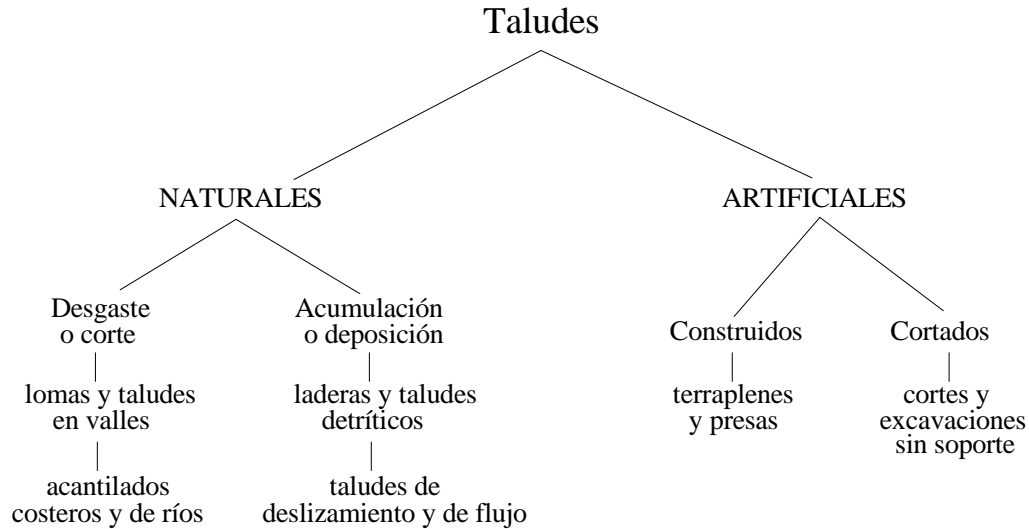


Figura 7.1. Taludes naturales y artificiales.

La inestabilidad de taludes es entendida como la tendencia que tienen todos los taludes a moverse y fallar, originándose un consiguiente movimiento de masa. Este movimiento de masa, es por lo general, el resultado de la falla al corte que se produce en una superficie interna del talud; pudiendo deberse también a la disminución del esfuerzo efectivo existente entre partículas que ocasiona la licuefacción del suelo. La resistencia a la falla en taludes radica principalmente en la resistencia al cortante del suelo mismo y en la geometría del talud.

Hoy en día, debido al incremento de obras de ingeniería relacionadas con cortes y rellenos, la necesidad de entender métodos analíticos, y métodos de estabilización que puedan resolver el problema de estabilidad de taludes ha ido creciendo, es por esta razón que se hace fundamental el entendimiento de la geología, hidrología, y de las propiedades del suelo, de tal modo que estos conceptos básicos sean aplicados de manera correcta al problema de estabilidad de taludes.

Antes de desarrollar las distintas maneras en las que puede fallar un talud, es necesario conocer la nomenclatura que es utilizada a lo largo del capítulo. A partir de la Figura 7.2 se tiene:

La *pendiente del talud* o *razón de pendiente*: describe la inclinación del talud y está siempre expresada como Horizontal: Vertical.

La *cara* del talud: es la superficie del terreno situada entre la cresta y el pie del talud.

La *altura* del talud H : es la distancia vertical existente entre la cresta y el pie del talud.

La *terrazza*: es un área estrecha ubicada a un cierto nivel del talud con el objeto de facilitar la colocación de superficies de drenaje.

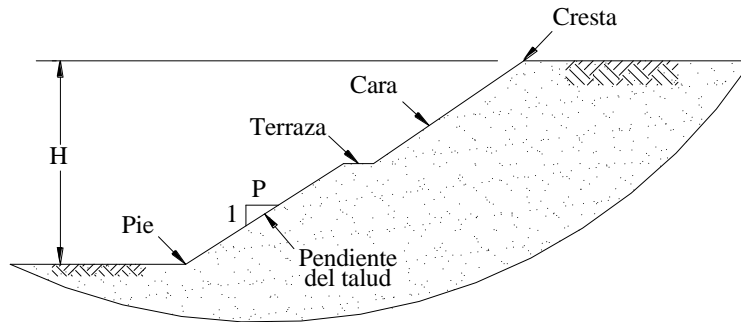


Figura 7.2. Nomenclatura usada para describir taludes.

1 Tipos de fallas.

Existen una amplia variedad de tipos de movimientos (fallas) observados en taludes. Para clasificar estos modos de falla se han desarrollado varios métodos. En el presente capítulo se adopta el propuesto por Varnes (Varnes, 1958; Varnes, 1978; Cruden y Varnes, 1996)

El sistema de Varnes divide las fallas de talud en cinco tipos: fallas, desprendimientos, deslizamientos, esparcimientos y flujos. A continuación se desarrolla separadamente cada uno de estos tipos de falla. En estos, el término “roca” se refiere a la falla de la roca madre, el término “escombros” se refiere principalmente a suelos gruesos, y el término “suelo” para este apartado se refiere predominantemente a suelo fino.

Fallas.- Son fallas de taludes consistentes de fragmentos de suelo o roca que caen rápidamente, pudiendo ser transportadas por el aire a lo largo de su caída. Este tipo de falla ocurre a menudo en taludes de roca empinados y usualmente se produce cuando fragmentos de roca son afectados por la erosión, por raíces de árboles, por la presión del agua presente en los poros o finalmente pueden también producirse como resultado de los movimientos de un terremoto, Fig. 7.3 (a).

Desprendimiento.- Un desprendimiento es similar a una falla, excepto que el movimiento empieza con una masa de roca o arcilla rígida cayendo alrededor de una fisura o unión vertical o casi vertical. Este modo de falla ocurre solo en taludes empinados, Fig. 7.3 (b). Este tipo de falla es esencialmente importante en esquistos y pizarras, pero según Goodman (1993) puede también ocurrir en otro tipo de rocas.

Deslizamientos.- En esta forma de movimiento la masa de suelo permanece esencialmente intacta, es decir, se trata de uno o más bloques de suelo que se deslizan a lo largo de una superficie bien definida y definitiva de falla. Los deslizamientos pueden ser descritos por su geometría, y se subdividen en dos tipos principales:

- Deslizamientos traslacionales que involucran movimientos lineales de bloques de rocas a lo largo de superficies planas de corte o movimientos de estratos de suelo que se encuentran cercanos a la superficie. Estos movimientos, son por lo general superficiales y paralelos a la superficie, Fig. 7.3 (c).
- Deslizamientos rotacionales que ocurren característicamente en rocas débiles homogéneas o en suelos cohesivos. El movimiento se produce a lo largo de una superficie curva de corte de tal manera que la masa deslizante origina un

hundimiento cerca de la cresta, mientras que se produce un abultamiento cerca del pie del talud, Fig. 7.3 (d).

Esparcimientos.- Son similares a deslizamientos traslacionales excepto porque en este tipo de falla, los bloques se van separando y se mueven simultáneamente hacia fuera, Fig. 7.3 (e). Este modo de falla refleja el movimiento producido en un estrato de suelo muy débil, y algunas veces puede presentarse durante terremotos cuando una zona de suelo entra en estado de licuefacción.

Los esparcimientos ocurren en taludes de pendiente moderada, y a menudo terminan en la orilla de los ríos. Estos pueden ser muy destructivos, debido a que a menudo afectan a grandes áreas y producen el movimiento de largas distancias.

Flujo.- En este caso de movimiento la masa deslizante es alterada internamente, moviéndose parcial o totalmente como un fluido. Los flujos ocurren a menudo en suelos saturados débiles en los que la presión de poros se ha incrementado lo suficiente como para producir una pérdida general de la resistencia al cortante del suelo. No existe una superficie de corte definida, Fig. 7.3 (f).

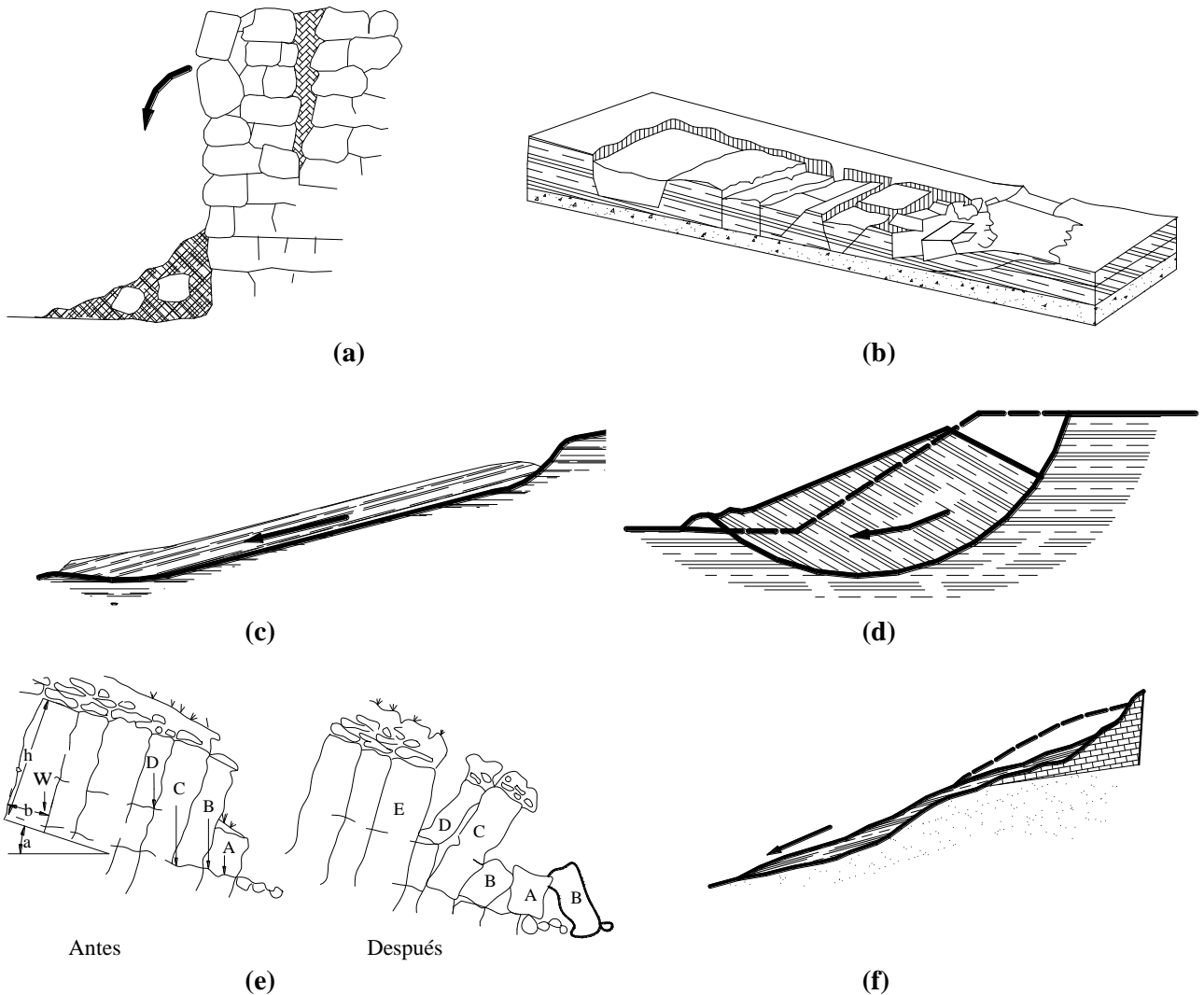


Figura 7.3. Tipos de movimientos de masa (a) Falla (b) Desprendimiento (c) Deslizamiento traslacional (d) Deslizamiento rotacional (e) Esparcimiento (f) Flujo.

2 Análisis de estabilidad.

Cuando se realizan análisis de estabilidad de taludes pueden utilizarse métodos cualitativos o métodos cuantitativos. Estos análisis requieren a menudo de la habilidad del ingeniero, necesitando también la consideración de las condiciones presentes y las condiciones futuras del talud.

Para el análisis de fallas potenciales y derrumbamientos se suelen utilizar métodos cualitativos y semi- cuantitativos, basándose éstos principalmente en una evaluación geológica del lugar. Para derrumbamientos, estos métodos podrían ser reemplazados por un método de análisis límite cuantitativo. Sin embargo para el caso de flujos es recomendable utilizar análisis semi- cuantitativos.

Finalmente, los deslizamientos son favorablemente analizados por medio de métodos cuantitativos que se basan en la evaluación de una superficie potencial de falla a través de un factor de seguridad. El presente capítulo se enfoca principalmente en el análisis cuantitativo de deslizamientos, debido a que este tipo de análisis es ampliamente usado.

Sin embargo, el énfasis realizado en este método no significa que los deslizamientos son más importantes que cualquier otro tipo de falla, ni tampoco significa que los análisis cualitativos no son usados, sino por el contrario, debe tenerse en cuenta que una adecuada evaluación de problemas de estabilidad requiere de la aplicación de una amplia variedad de métodos y técnicas.

Haciendo uso de los métodos cuantitativos, la estabilidad de taludes puede ser analizada usando uno o más de los siguientes métodos:

- Método del análisis límite
- Método de elementos finitos.
- Método del equilibrio límite.

El método de análisis límite trabaja con modelos que consideran al suelo como un material perfectamente plástico. Este método hace uso de las características esfuerzo-deformación y de un criterio de falla para el suelo. La solución de un análisis límite es una solución de borde inferior, es decir, la solución obtenida es menor que la carga de colapso real.

El método de elementos finitos requiere la discretización del dominio del suelo, y hace, de igual manera al anterior, uso de las características esfuerzo-deformación del suelo y de un criterio de falla utilizado, para identificar las regiones del suelo que han alcanzado un estado de esfuerzos de falla. El método de elementos finitos no requiere de especulaciones a cerca de una posible superficie de falla.

El método del equilibrio límite, debido a su simplicidad, es el más utilizado para el análisis de estabilidad de taludes. Este tipo de análisis requiere información sobre los parámetros de resistencia del suelo y no así sobre la relación esfuerzo-deformación; por otra parte, este método proporciona una solución de borde superior, es decir, la solución encontrada es mayor que la carga real de colapso.

Durante el último siglo se han desarrollado una serie de métodos basados en el método del equilibrio límite, siendo las principales hipótesis de este método las siguientes:

- Mecanismos de rotura con superficies de falla planas o curvas.
- El cuerpo deslizante sobre la superficie de falla puede ser dividido en un número finito de fragmentos, generalmente verticales.

- La falla se produce cuando la resistencia al cortante a lo largo de la superficie potencial de falla asumida iguala a la resistencia al cortante del suelo; es decir cuando el factor de seguridad es igual a 1 ($FS = 1$).
- Se realizan suposiciones a cerca de las fuerzas interfragmentos con el objetivo de volver al problema determinado.
- El factor de seguridad se calcula a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos. Este método supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla ($FS = 1$).
- Asume que el factor de seguridad calculado es constante en toda la superficie de falla.

En el método del equilibrio límite, el análisis de estabilidad de taludes se basa fundamentalmente en la determinación del factor de seguridad, que es de vital importancia en el momento de realizar diseños racionales de taludes.

Al elegir la manera de determinar el factor de seguridad se debe tomar en cuenta la confiabilidad de los resultados obtenidos. Por lo general, cuando la exploración del sitio es de baja calidad, debe adoptarse un elevado factor de seguridad, considerando por otra parte la experiencia que pudiera tener el ingeniero trabajando con casos similares.

El factor de seguridad para el talud observado en la Figura 7.4 se define como:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad [7.1]$$

Donde:

τ_f = Resistencia al cortante promedio del suelo = $c + \sigma' \tan \phi$

τ_d = Resistencia al cortante promedio desarrollada a lo largo de la superficie potencial de falla $aed = c_d + \sigma'_d \tan \phi_d$

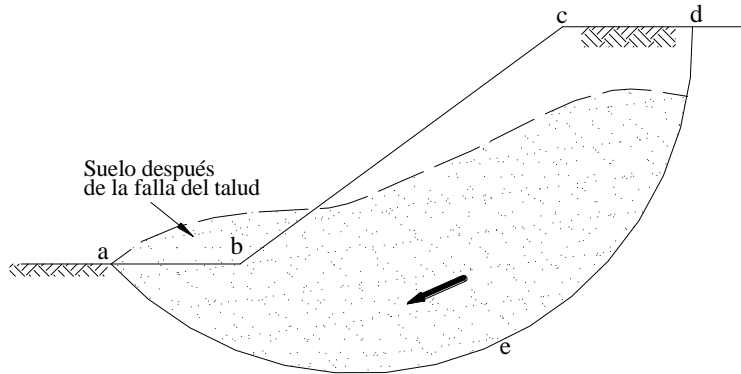


Figura 7.4. Falla de un talud.

Cuando se considera la diferenciación entre condiciones drenadas (parámetros efectivos) y no drenadas (parámetros totales), aparecen factores de seguridad respecto a la fricción y a la cohesión, respectivamente.

El factor de seguridad respecto a la fricción es:

$$FS_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \quad [7.2]$$

El factor de seguridad respecto a la cohesión es:

$$FS_c = \frac{c}{c_d}$$

$$c_d = \frac{c}{FS_c} \quad [7.3]$$

A partir de la ecuación [7.1] se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_d + \sigma' \tan \phi_d} \quad [7.1a]$$

Reemplazando las ecuaciones [7.2] y [7.3] en la ecuación [7.1a], se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\frac{c}{FS_c} + \sigma' \frac{\tan \phi}{FS_\phi}} \quad [7.1b]$$

De acuerdo a una de las hipótesis del método de equilibrio límite, la falla se produce cuando $FS = 1$, y esto ocurre sólo cuando FS_ϕ es igual a FS_c , y ambos son iguales a 1.

Entonces, según el método de equilibrio límite, la falla ocurre cuando:

$$FS = FS_\phi = FS_c = 1 \quad [7.1c]$$

Según otra de las hipótesis del método del equilibrio límite, el factor de seguridad se calcula a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos. Si se considera una superficie de falla plana, Fig. 7.5., el factor de seguridad es determinado como la razón entre la sumatoria de las fuerzas resistentes y la sumatoria de las fuerzas mobilizadoras. El factor de seguridad para este caso es:

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas mobilizadoras}} \quad [7.4]$$

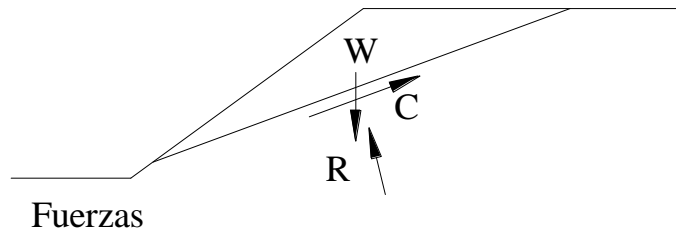


Figura 7.5. Definición del factor de seguridad según el método del equilibrio límite; Equilibrio de fuerzas.

Por otro lado si se considera una superficie de falla circular, Fig. 7.6, el factor de seguridad es determinado como la razón entre la sumatoria de momentos resistentes y la sumatoria de momentos mobilizadores, como se indica a continuación:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos mobilizadores}} \quad [7.5]$$

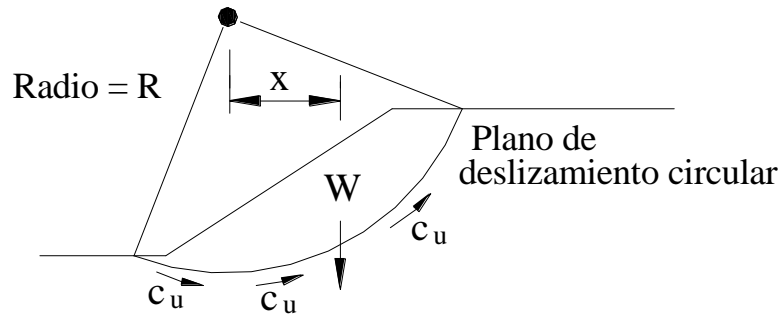


Figura 7.6. Definición del factor de seguridad según el método del equilibrio límite; Equilibrio de momentos.

Para la determinación del factor de seguridad en el análisis de estabilidad de taludes realizado en cortes o terraplenes, es necesario considerar, tanto las condiciones inmediatas como las condiciones a largo plazo; así también si la falla se produce en una superficie nueva de deslizamiento o en una superficie de deslizamiento ya existente.

Para la elección de los parámetros de resistencia, a utilizarse en el diseño de taludes, existen guías que ayudan a una elección adecuada de valores que puedan conducir a la obtención de resultados confiables, sin dejar de lado que existe la posibilidad de que uno se encuentre con problemas de condiciones muy particulares, en los que el ingeniero debe aplicar su criterio en el momento de la elección de estos valores.

Estas guías se basan principalmente en la consideración de que si la superficie de falla es nueva o preexistente, y son presentadas a continuación:

- Deslizamientos a lo largo de *superficie preexistentes*.- Este estado de falla ocurre sólo cuando ya se han presentado grandes desplazamientos. Los parámetros de resistencia residual deben ser utilizados:

$$\text{Condición no drenada: } \tau_f = (c_u)_r$$

$$\text{Condición drenada: } \tau_f = \sigma' \tan(\phi')_r$$

- Deslizamiento a lo largo de una *superficie nueva de falla*.- En este caso la superficie nueva de falla, se presenta debido a que la resistencia pico o la resistencia última ha sido alcanzada. La elección de los parámetros de resistencia se realiza en función a la historia de preesfuerzo y a las condiciones de drenaje. De acuerdo a la historia de preesfuerzo se tiene:

- Suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados, entre los que se encuentran suelos de baja densidad y aquellos que presentan más humedad que en su estado crítico. Los parámetros de resistencia a utilizarse son:

$$\text{Condición no drenada (resistencia pico): } \tau_f = c_u$$

$$\text{Condición drenada (resistencia crítica): } \tau_f = \sigma' \tan \phi'_c$$

- Suelos sobreconsolidados entre los que se encuentran suelos de alta densidad y aquellos que presentan menos humedad que en su estado crítico. En este tipo de suelos ocurren por lo general deformaciones pequeñas y la resistencia pico es mayor a la resistencia crítica. Se recomienda ser cuidadoso cuando las deformaciones a producirse son desconocidas o difíciles de predecir. Los parámetros de resistencia son:

Deformaciones pequeñas:

Condición no drenada (resistencia pico): $\tau_f = c_u$

Condición drenada (resistencia pico): $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$

Deformaciones desconocidas o difíciles de predecir:

Condición no drenada (resistencia crítica): $\tau_f = c_u$

Condición drenada (resistencia crítica): $\tau_f = \sigma' \tan \phi'_c$

Arenas:

Más densas que en su estado crítico (resistencia pico): $\tau_f = \tan \phi'$

Menos densas que en su estado crítico (resistencia crítica): $\tau_f = \tan \phi'_c$

3 Taludes infinitos.

El deslizamiento producido en un talud infinito es comúnmente descrito por un movimiento traslacional que se lleva a cabo a lo largo de una superficie plana, poco profunda y paralela a la superficie del talud. Generalmente, una superficie de falla plana se presenta cuando por debajo del talud existe un estrato de suelo duro. En este caso, se ignoran los efectos de curvatura de la superficie de falla en la parte superior e inferior del talud.

Para la determinación del factor de seguridad en taludes infinitos se consideran dos posibles condiciones:

Talud infinito sin flujo de agua.- Se considera la sección del talud presentada en la Figura 7.7. Se espera que el talud observado falle a lo largo de una superficie plana paralela a la superficie. Según el método de equilibrio límite, el factor de seguridad para tal situación es:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

La resistencia al cortante del suelo τ_f , es:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [7.6]$$

En la ecuación [7.6] c' y ϕ' son obtenidos de ensayos de laboratorio; mientras que σ' está referido al valor de esfuerzos efectivos, es decir, $\sigma' = \sigma - u$.

Para el caso de un talud sin flujo de agua, $u = 0$, entonces $\sigma' = \sigma$.

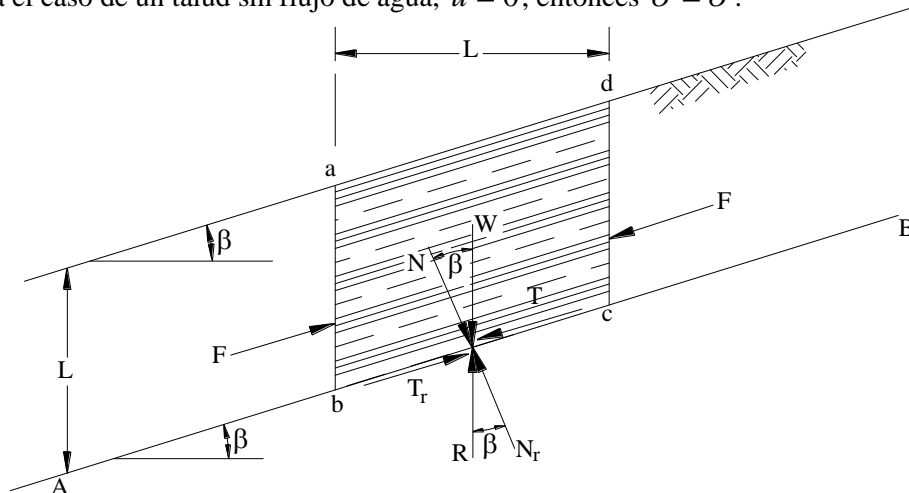


Figura 7.7. Análisis de un talud infinito sin flujo de agua.

De acuerdo a la Figura 7.7, la inestabilidad del elemento prismático de longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura es causada por el peso del elemento:

$$\text{Peso del elemento: } W = \gamma LH \quad [7.7]$$

Al ser el peso una fuerza vertical, esta debe ser descompuesta en sus componentes normales y cortantes al plano de deslizamiento. Luego, se tiene:

$$\text{Fuerza normal al plano de deslizamiento: } N = W \cos \beta \quad [7.8]$$

$$\text{Fuerza cortante a lo largo del plano de deslizamiento: } T = W \sin \beta \quad [7.9]$$

Entonces, el esfuerzo total normal σ es igual a la sumatoria de fuerzas normales a la superficie de deslizamiento dividida por el área de la base del talud $A = \frac{L}{\cos \beta} \times 1$. Luego, se tiene:

$$\sigma = \frac{N}{\text{Área de la base}} = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.10]$$

Reemplazando la ecuación [7.7] y en la ecuación [7.10], se tiene:

$$\sigma = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma H \cos^2 \beta \quad [7.11]$$

El esfuerzo cortante en la superficie de deslizamiento es igual a:

$$\tau = \frac{T}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.12]$$

Reemplazando la ecuación [7.7] en la ecuación [7.12], se tiene:

$$\tau = \frac{T}{\text{área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \sin \beta \cos \beta}{L} = \gamma H \sin \beta \cos \beta \quad [7.13]$$

Reemplazando [7.11] en [7.6], se tiene:

$$\tau_f = c' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi' \quad [7.14]$$

Las reacciones a las fuerzas normales y cortantes debidas al peso, son iguales y opuestas respectivamente, siendo éstas:

$$\text{Reacción a la fuerza normal: } N_r = R \cos \beta = N \quad [7.15]$$

$$\text{Reacción a la fuerza cortante: } T_r = R \sin \beta = T \quad [7.16]$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante resistivo τ_d que se desarrolla en la base del talud es igual a:

$$\tau_d = \frac{T_r}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.17]$$

$$\tau_d = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma H \sin \beta \cos \beta \quad [7.18]$$

Reemplazando la ecuación [7.14] y [7.18] en la ecuación [7.1], se tiene:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} = \frac{c' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \quad [7.19]$$

Reordenando la ecuación [7.19]:

$$FS = \frac{c'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \times \frac{\cos \beta}{\cos \beta} + \frac{\gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta}$$

$$FS = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad [7.20]$$

Para un suelo granular $c = 0$, y el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Por tanto, en suelos granulares el FS es independiente de la altura del talud y este es estable si $\beta < \phi$. Sin embargo, si el suelo posee cohesión y fricción, la profundidad a lo largo de la cual ocurre la falla, puede ser determinada sustituyendo $FS = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación [7.20]. Entonces, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi)} \quad [7.21]$$

Talud infinito con flujo de agua.- Se considera la sección del talud presentada en la Figura 7.8, y se asume que existe flujo a través del suelo. La posición del nivel freático coincide con la superficie.

Según el método de equilibrio límite, el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Para estimar el valor del factor de seguridad del talud contra deslizamiento a lo largo del plano AB , se considera nuevamente un elemento prismático de longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura 7.8. La inestabilidad de dicho elemento es causada por su propio peso, que de manera análoga al caso anterior es:

$$W = \gamma_{sat} LH$$

De manera similar, las componentes normales y cortantes al plano de deslizamiento son:

$$\text{Fuerza normal a lo largo del plano de deslizamiento: } N = W \cos \beta \quad [7.22]$$

$$\text{Fuerza cortante a lo largo del plano de deslizamiento: } T = W \sin \beta \quad [7.23]$$

La resistencia al cortante del suelo τ_f es:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [7.6]$$

En la ecuación [7.6] c' y ϕ' son obtenidos de ensayos de laboratorio; mientras que σ' está referido al valor de esfuerzos efectivos, es decir, $\sigma' = \sigma - u$

El valor de la presión de poros de agua $u = (\text{altura piezométrica } h) \times \gamma_w$. A partir de la Figura 7.8 (b), la altura piezométrica h es:

$$h = \overline{ef} \cos \beta = (H \cos \beta) \cos \beta = H \cos^2 \beta \quad [7.24]$$

Finalmente la presión de poros de agua u es:

$$u = \gamma_w H \cos^2 \beta \quad [7.25]$$

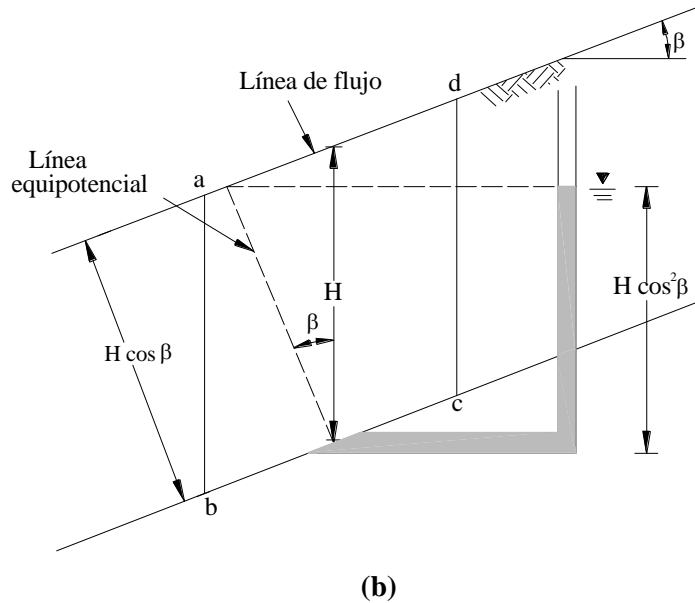
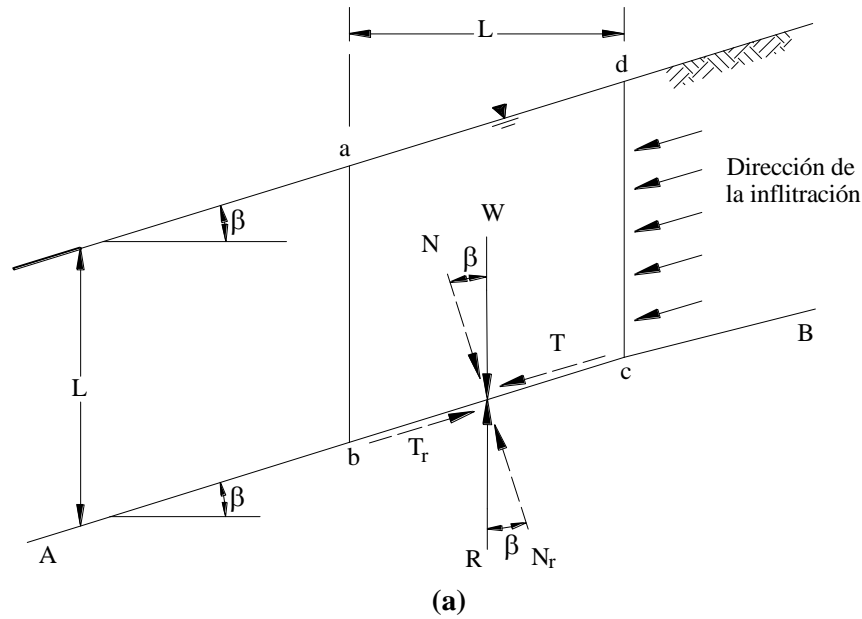


Figura 7.8. Análisis de un talud infinito con flujo de agua.

El valor del esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en la base se determinan de la misma manera que en el caso anterior, con la única diferencia de que el peso específico utilizado en los cálculos es el peso específico saturado. Luego, se tiene:

$$\sigma = \frac{N}{\text{Área de la base}} = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} LH \cos^2 \beta}{L} = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta \quad [7.26]$$

$$\tau = \frac{T}{\text{Área de la base}} = \frac{W \text{sen} \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} L H \text{sen} \beta \cos \beta}{L} = \gamma_{sat} H \text{sen} \beta \cos \beta \quad [7.27]$$

Entonces, el valor del esfuerzo efectivo en la ecuación [7.6] es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta \\ \sigma' &= H \cos^2 \beta (\gamma_{sat} - \gamma_w)\end{aligned}\quad [7.28]$$

Reemplazando la ecuación [7.28] en la ecuación [7.6] se tiene:

$$\tau_f = c' + H \cos^2 \beta (\gamma_{sat} - \gamma_w) \tan \phi' \quad [7.26]$$

Las reacciones a las fuerzas normales y cortantes debidas al peso, son iguales y opuestas respectivamente, siendo estas:

$$\text{Reacción a la fuerza normal: } N_r = R \cos \beta = N \quad [7.27]$$

$$\text{Reacción a la fuerza cortante: } T_r = R \sen \beta = T \quad [7.28]$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante resistivo τ_d que se desarrolla en la base del talud es igual a:

$$\tau_d = \frac{T_r}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.29]$$

$$\tau_d = \frac{W \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} L H \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta \quad [7.30]$$

Reemplazando la ecuación [7.26] y [7.30] en la ecuación [7.1], se tiene:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} = \frac{c' + (\gamma_{sat} - \gamma_w) H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \quad [7.31]$$

Reordenando la ecuación [7.31], se tiene:

$$\begin{aligned}FS &= \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \times \frac{\cos \beta}{\cos \beta} + \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \\ FS &= \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}\end{aligned}\quad [7.32]$$

Donde:

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

De la misma manera que para talud sin flujo de agua; para un suelo granular $c = 0$, y el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

Si el suelo posee cohesión y fricción, la profundidad a lo largo de la cual ocurre la falla, puede ser determinada sustituyendo $FS = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación [7.32]. Entonces, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma_{sat} \sen \beta - \gamma' \cos \beta \tan \phi} \quad [7.33]$$

4 Taludes finitos.

Se considera a un talud como finito cuando la altura del talud tiende a la altura crítica. Debe recordarse que el análisis de estabilidad para este tipo de taludes se basa en el método del equilibrio límite plástico, por tanto, este análisis considera que la falla ocurre cuando en el

talud se origina un deslizamiento en el que las deformaciones continúan incrementándose aún cuando los esfuerzos permanezcan constantes.

Para el análisis de estabilidad, es necesario definir: la geometría de la superficie de deslizamiento, la masa del suelo que se mueve a lo largo de esta superficie (considerado como cuerpo libre); sin dejar de lado la comparación que debe realizarse entre la resistencia al cortante del suelo y la resistencia al cortante desarrollada en la superficie de deslizamiento.

La Figura 7.9 muestra las distintas formas de superficies de deslizamiento que existen. La forma más simple de estas, es la superficie propuesta por Cullmann (1866), Figura 7.9(a), que considera un plano infinitamente largo que pasa a través del pie del talud.

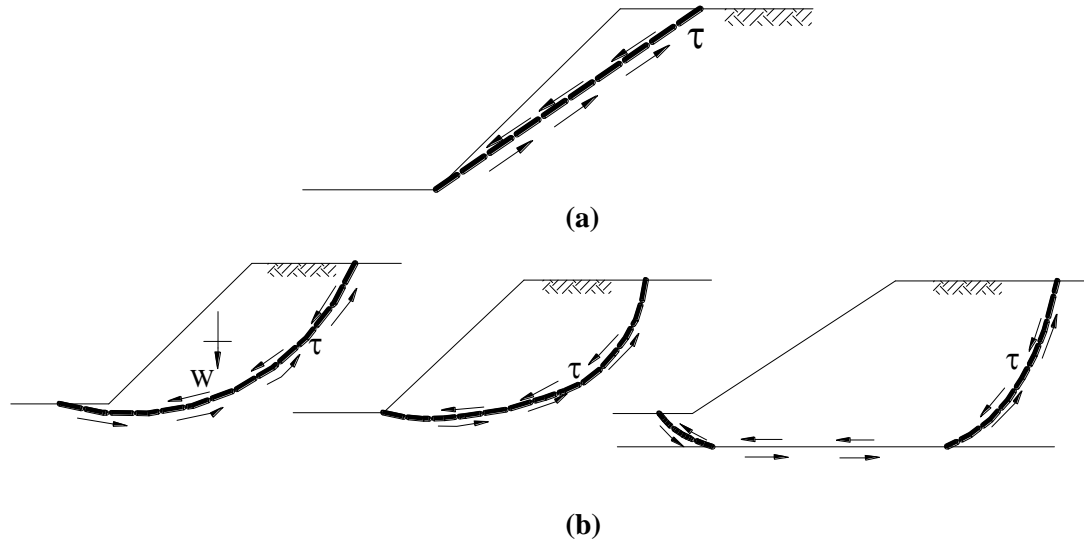


Figura 7.9. Tipos de superficie de falla (a) Falla plana (b) Falla circular.

4.1 Superficie de falla plana.

En muchos casos, pueden desarrollarse grietas de tensión en la cresta del talud. A su vez, en estas grietas puede evidenciarse la presencia de agua, Fig. 7.10. La estabilidad del talud para tal caso es determinada considerando una superficie de falla plana.

El factor de seguridad para una superficie de falla plana, es determinado a partir del esquema observado en la Figura 7.10, haciendo uso del método del equilibrio límite.

Para este caso, además de las hipótesis expuestas en el apartado 2, se considera:

- Existe presión de agua y se producen grietas de tensión como se observa en la Figura 10.
- El talud tiene una longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura 7.10.
- No existe cizallamiento en los extremos del talud.
- Las cargas no aplican momento neto.

A partir de la ecuación [7.6], se tiene:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

A partir de la Figura 7.10, la longitud del plano de falla es:

$$l = (H - z) \cos \psi_p \quad [7.34]$$

Las fuerzas a considerarse para el tipo de falla de la Figura 7.10 son:

$$U = \frac{1}{2} z_w \gamma_w (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad [7.35]$$

$$V = \frac{1}{2} z_w^2 \gamma_w \quad [7.36]$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cot \psi_p \left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) - \cot \psi_f \right] \quad [7.37]$$

Donde:

U = Fuerza debida a la presión del agua.

V = Fuerza de empuje del agua en la grieta de tensión.

W = Peso del bloque deslizante.

z_w = Altura de agua en la grieta de tensión.

z = Profundidad de la grieta.

H = Altura de la cara del talud.

ψ_f = Inclinación del talud.

ψ_p = Inclinación del plano de falla.

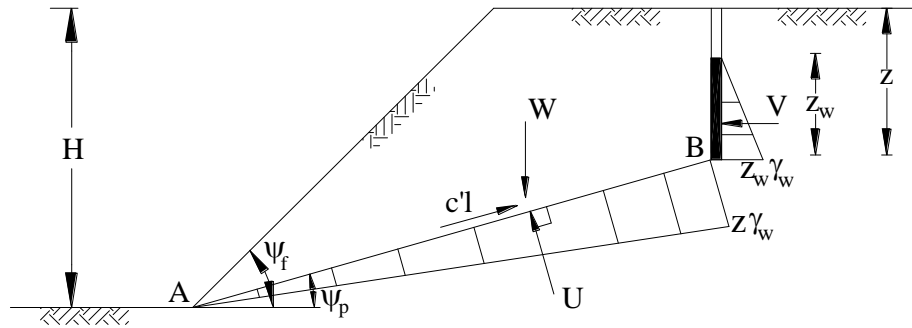


Figura 7.10. Superficie de falla.

La suma de las componentes de las fuerzas paralelas al plano de deslizamiento AB tiende a producir el deslizamiento de la cuña:

Por sumatoria de fuerzas paralelas al plano, se tiene:

$$F = W \sin \psi_p + V \cos \psi_p \quad [7.38]$$

La fuerza máxima resistente que se desarrolla a lo largo del plano AB es:

$$\begin{aligned} R &= \tau_f l \\ R &= (c + \sigma' \tan \phi) l \\ R &= (cl + (\sigma' \times l) \times \tan \phi) \end{aligned} \quad [7.39]$$

El esfuerzo efectivo σ' es igual a:

$$\sigma' \times l = (\sigma \times l) - (u \times l) \quad [7.40]$$

La fuerza efectiva que se produce en el plano de deslizamiento es igual a $\sigma' \times l$. Luego, la fuerza total en el plano de deslizamiento es igual a:

$$\sigma \times l = W \cos \psi_p - V \sin \psi_p \quad [7.41]$$

Y la fuerza originada por la presión de poros es igual a:

$$u \times l = U \quad [7.42]$$

Reemplazando [7.41] y [7.42] en [7.40] y luego en [7.39], se tiene:

$$R = cl. + (W \cos \psi_p - V \sin \psi_p - U) \tan \phi$$

Luego, el factor de seguridad con respecto a la resistencia está dado por:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Fuerzas resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas actuantes}}$$

$$FS = \frac{R}{F} = \frac{cl + (W \cos \psi_p - V \sin \psi_p - U) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad [7.43]$$

A partir de la ecuación [7.43], pueden ser derivadas las expresiones para determinar el factor de seguridad de casos especiales, como se presenta a continuación:

a) Talud seco de suelo granular. ($U = 0$, $V = 0$ y $c' = 0$)

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad [7.44]$$

De la ecuación [7.44], se observa que el factor de seguridad es independiente de la altura del talud.

b) Corte vertical, seco sin grietas. ($U = 0$, $V = 0$, $z = 0$ y $\psi_f = 90^\circ$)

Para este caso: $l = H \operatorname{cosec} \psi_p$, $W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \psi_p$. Reemplazando en la ecuación [7.43], se tiene:

$$FS = \frac{2c' \operatorname{cosec} \psi_p + \gamma H \cot \psi_p \cos \psi_p \tan \phi}{\gamma H \cot \psi_p \sin \psi_p}$$

Reordenando, se tiene:

$$FS = \frac{2c' + \gamma H \cos^2 \psi_p \tan \phi}{\gamma H \cos \psi_p \sin \psi_p} \quad [7.45]$$

La altura crítica es obtenida haciendo $FS = 1$ en la ecuación [7.45] y reemplazando $H = H_{cr}$. Luego, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{2c' \cos \phi}{\gamma \cos \psi_p \sin(\psi_p - \phi)} \quad [7.46]$$

Para este caso, la altura crítica ocurre cuando $\psi_p = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$.

c) En términos de esfuerzos totales. ($c' = c_u$, $\phi = 0$)

$$FS = \frac{c_u H \operatorname{cosec} \psi_p}{\frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \psi_p \sin \psi_p} = \frac{2c_u}{\gamma H} \operatorname{cosec} \psi_p \sec \psi_p \quad [7.47]$$

El valor de la altura crítica es obtenido de manera similar al inciso (b), de tal modo que:

$$H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma} \quad [7.48]$$

En términos de esfuerzos totales, la altura crítica ocurre cuando $\psi_p = \frac{\pi}{4}$

4.2 Superficie de falla circular.

Aunque el análisis de equilibrio de cuerpo libre a realizarse para el caso de falla plana es bastante simple, los resultados obtenidos sólo son buenos para taludes casi verticales, ya que para los demás casos se obtienen valores muy altos del factor de seguridad.

Sin embargo, Whitlow (1994) afirma que aunque la selección de una superficie más compleja como una espiral logarítmica o una forma irregular produce resultados más cercanos al valor real, el análisis requerido tiende a ser largo y tedioso.

Por tal razón, los análisis de estabilidad utilizados en la actualidad tienden a considerar a la superficie de deslizamiento como una superficie cilíndrica que presenta la forma de un arco circular en su sección transversal.

Cuando se considera una superficie de deslizamiento circular, el círculo de falla puede tener distintas formas, Fig. 7.11, recibiendo cada una las siguientes denominaciones:

- *Círculo de pie.*- Ocurre cuando al producirse la falla, el círculo de falla pasa por el pie del talud, Fig. 7.11 (a). Se denomina falla de talud cuando la superficie de deslizamiento interseca al talud en o arriba de su pie.
- *Círculo de talud.*- Ocurre cuando al producirse la falla, el círculo de falla pasa por encima de la punta del talud, Fig. 7.11 (b). A veces puede presentarse una falla de talud superficial, Fig. 7.11 (c).
- *Círculo de medio punto.*- Ocurre al producirse una falla de base. La falla de base se caracteriza porque la superficie de deslizamiento pasa a cierta distancia debajo del pie del talud, Fig. 7.11 (d).

El análisis de estabilidad cuando se considera una superficie de deslizamiento circular, puede ser llevado a cabo a través de dos métodos:

- Método de masas que es un método muy útil cuando se considera que el suelo que forma el talud es homogéneo. En este método, la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie deslizante es tomada como una unidad.
- Método de los fragmentos en el que la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie de deslizamiento es dividida en varios fragmentos verticales. La principal ventaja de este método es que en su aplicación pueden considerarse efectos tales como la heterogeneidad de los suelos, la presión de poros del agua y tomar en cuenta esfuerzos normales que se presentan en la superficie de falla.

4.2.1 Método de masas.

Para desarrollar tanto el método de masas como el método de fragmentos se debe considerar que el análisis de estabilidad de un corte o de un terraplén se halla fuertemente relacionado a un posible cambio en el valor de la presión de poros.

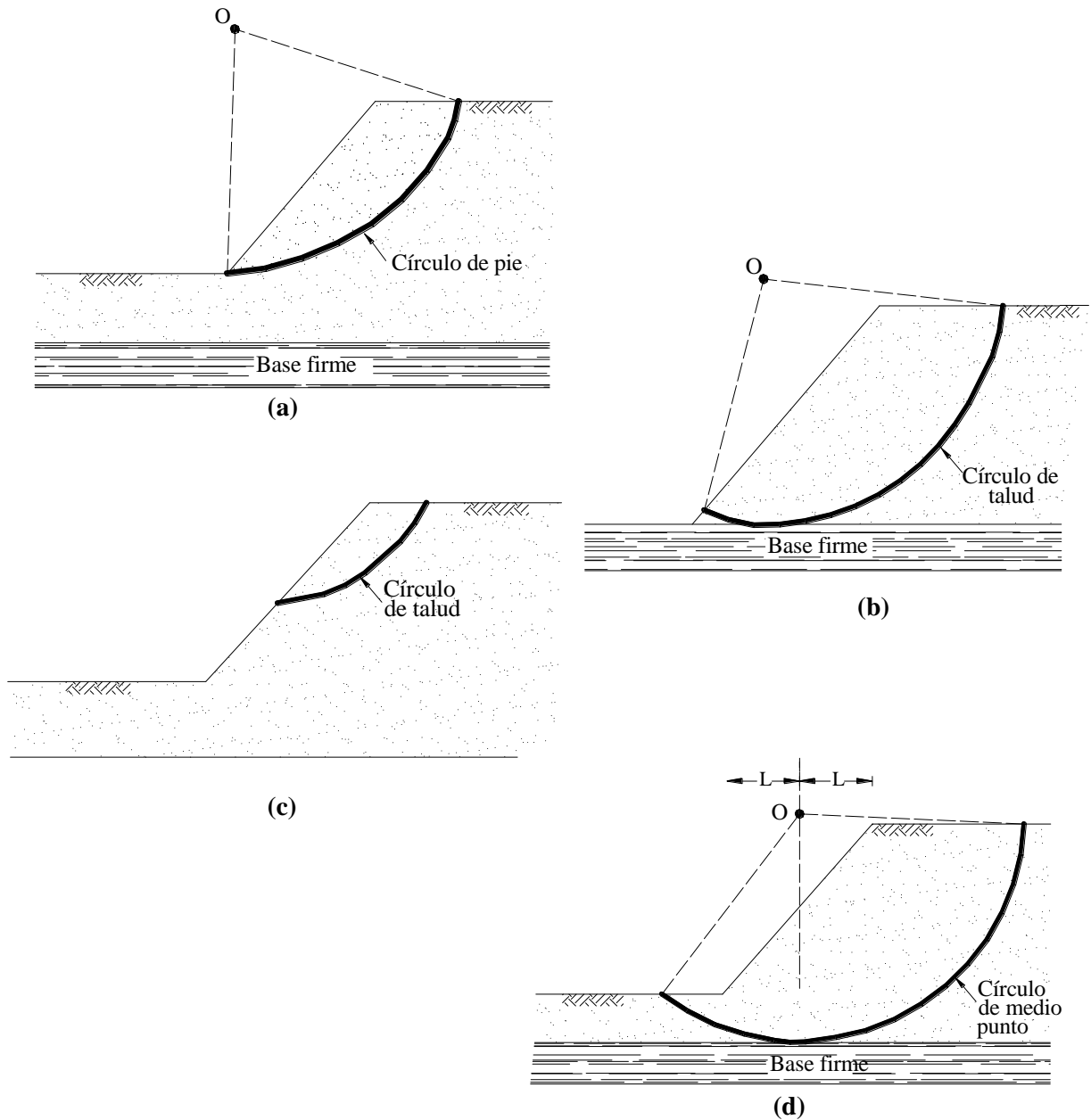


Figura 7.11. Modos de falla de un talud finito. *Falla de talud:* (a) Círculo de pie (b) Círculo de talud. *Falla superficial de talud:* (c) Círculo de talud. *Falla de base* (d) Círculo de medio punto.

Por ejemplo, durante la construcción de un terraplén, se produce un incremento en el valor de la presión de poros. Tal incremento disminuye gradualmente con el tiempo, una vez finalizada la construcción. Por otra parte, cuando se realiza un corte la excavación causa una disminución del valor de la presión de poros. Dicho valor se incrementa gradualmente con el tiempo.

Por consiguiente, se puede notar, que debido a que la resistencia al cortante y la presión de poros tienen una relación inversa, el factor de seguridad más bajo en un terraplén se presenta inmediatamente después de la construcción (condición a corto plazo), mientras que

en un corte este se presenta después de un cierto tiempo de finalizada la construcción (condición a largo plazo).

Los métodos a desarrollarse a continuación consideran la condición a corto plazo (fin de la construcción) como una condición totalmente no drenada en la que la resistencia al cortante está dada por: $\tau = c_u$, realizándose para esta condición un análisis de esfuerzos totales.

La condición a largo plazo toma en cuenta los problemas que pudieran presentarse mucho tiempo después de la construcción, y se considera como una condición drenada en la que se debe realizar un análisis de esfuerzos efectivos.

4.2.1.1 Método de masas – Condición a corto plazo.

Para este caso se considera un corte o un terraplén contruidos sobre una arcilla totalmente saturada. El análisis a realizar es un análisis de esfuerzos totales. Para este, la resistencia al cortante está definida por: $\tau = c_u$.

El procedimiento a seguir está basado en la suposición de que un bloque de suelo rígido se desliza a través de una superficie cilíndrica cuyo centro se encuentra sobre la parte superior del talud. Para esta suposición, existen un sin número de superficies de deslizamiento, siendo el objetivo fundamental del procedimiento el de determinar la superficie que presente el factor de seguridad más bajo.

El factor de seguridad crítico es determinado a través de un procedimiento de ensayo y error que se realiza de la siguiente manera:

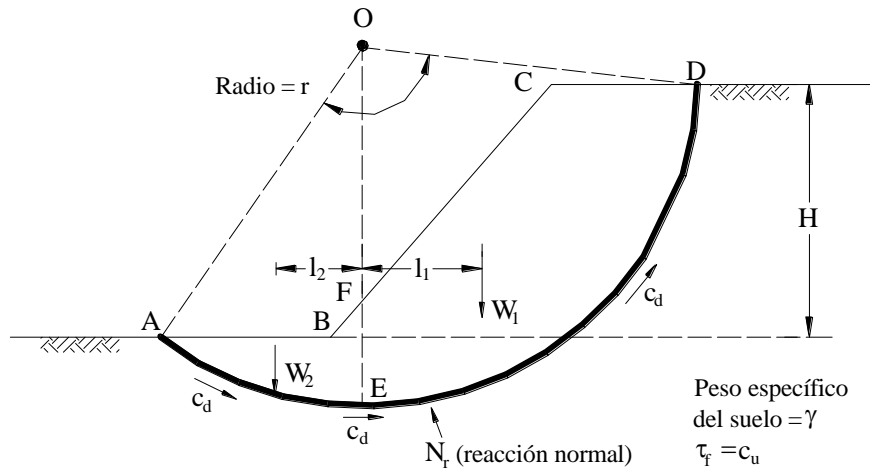


Figura 7.12. Análisis de estabilidad de un talud en un suelo homogéneo de arcilla saturada. (Das, 1997).

A partir de la Figura 7.12, se realiza el análisis de estabilidad por medio de la razón entre momentos resistentes y movilizadores. Para el círculo de falla observado en la Figura 7.12 y considerando una longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura; el peso de la masa de suelo sobre la superficie de deslizamiento AED es:

$$W = W_1 + W_2$$

Donde:

$$\begin{aligned} W_1 &= (\text{Área de } FCDEF) \times \gamma \\ W_2 &= (\text{Área de } ABFEA) \times \gamma \\ \gamma &= \text{Peso unitario del suelo saturado.} \end{aligned}$$

El momento que tiende a producir el deslizamiento es igual a la sumatoria de los momentos producidos por W_1 y W_2 , siendo este:

$$M_d = W_1 l_1 - W_2 l_2 \quad [7.49]$$

Donde:

l_1 y l_2 = Brazos de momentos causados por W_1 y W_2 , respectivamente.

Por otro lado, el momento resistente es el momento ocasionado por la fuerza cortante debida a la cohesión del suelo que actúa a lo largo de la superficie circular de deslizamiento AED .

$$M_R = c_d (AED)(1)(r) = c_d r^2 \theta \quad [7.50]$$

A partir de la ecuación [7.5], la falla se produce cuando $FS = 1$, luego:

$$\begin{aligned} FS &= \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos mobilizadores}} \\ M_R &= M_d \\ c_d r^2 \theta &= W_1 l_1 - W_2 l_2 \end{aligned}$$

Luego:

$$c_d = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r^2 \theta} \quad [7.51]$$

De lo expresado anteriormente:

$$FS = \frac{c_u}{c_d} \quad [7.52]$$

De la ecuación [7.52] se observa que el factor de seguridad mínimo se obtiene cuando c_d alcanza un valor máximo. Por tanto, para encontrar la superficie crítica de deslizamiento deben probarse varios círculos de falla hasta encontrar el crítico.

Sin embargo, estos problemas de estabilidad fueron resueltos analíticamente por Fellenius (1927) y Taylor (1937) quienes expresan que la cohesión desarrollada en círculos críticos está dada por la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} c_d &= \gamma H m \\ m &= \frac{c_d}{\gamma H} \end{aligned} \quad [7.53]$$

Donde:

m = Número de estabilidad (adimensional)

La altura crítica se presenta entonces cuando $c_d = c_u$. Luego:

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

La Figura 7.13 permite obtener el número de estabilidad m a partir del ángulo del talud β . Esta gráfica fue redibujada a partir del trabajo realizado por Terzaghi y Peck (1967), quienes usaron al término recíproco de m ($\gamma H/c_d$) y lo llamaron factor de estabilidad.

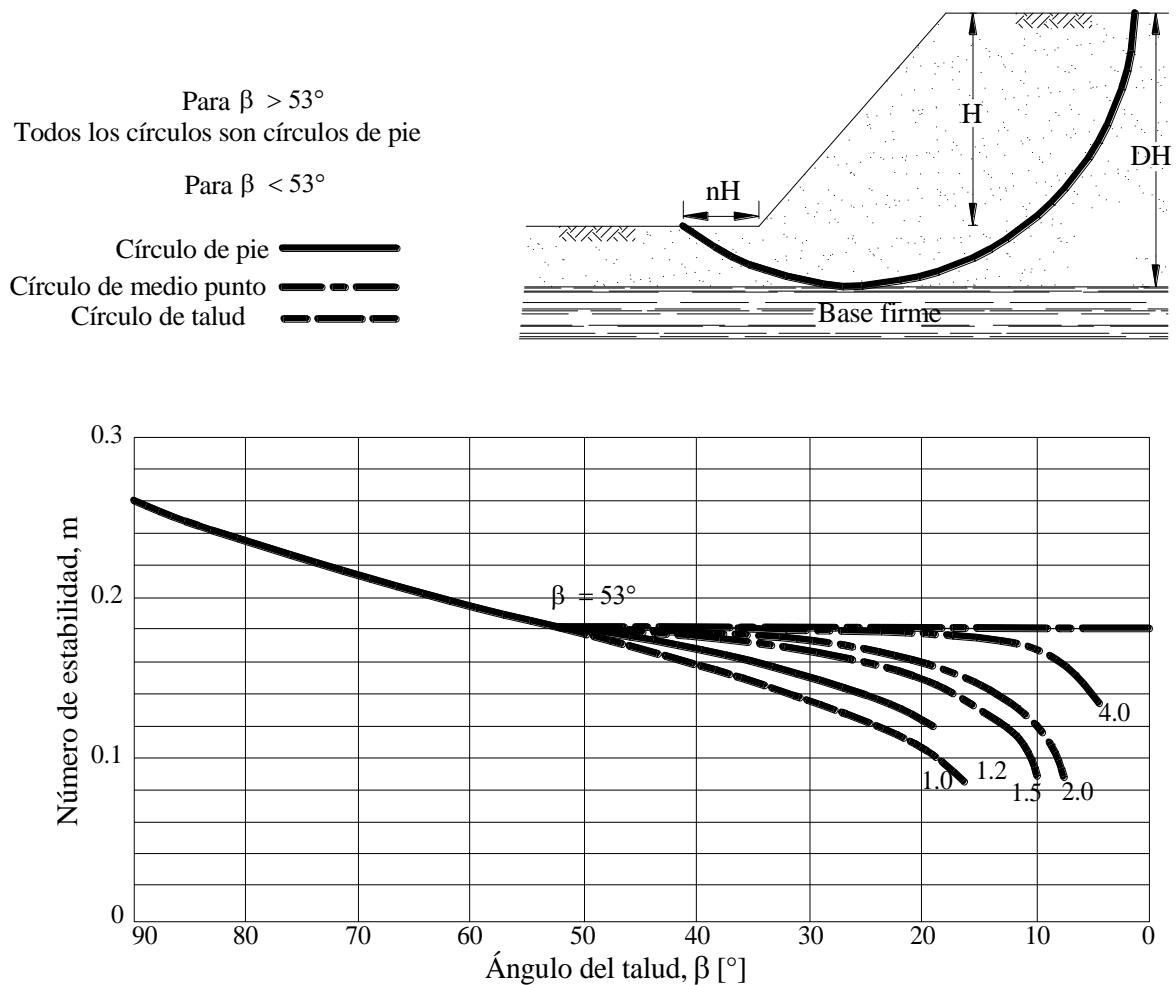


Figura 7.13. (a) Definición de parámetros para falla de círculo de medio punto (b) Gráfica número de estabilidad vs. Ángulo de talud.

Para el uso correcto de la Figura 7.13 deben realizarse las siguientes consideraciones:

- Si $\beta > 53^\circ$; entonces el círculo de deslizamiento o círculo crítico es un círculo de pie. Para situar el centro de este círculo utilizar la Figura 7.14.
- Si $\beta < 53^\circ$; entonces el círculo crítico puede ser un círculo de pie, de talud o de medio punto dependiendo de la posición del estrato firme bajo el talud. Por tanto m depende de la función de profundidad D que se define como:

$$D = \frac{\text{distancia vertical de la cresta del talud al estrato firme}}{\text{altura del talud}} \quad [7.54]$$

- Si el círculo crítico es un círculo de medio punto (es decir, superficie de deslizamiento tangente al estrato firme), su posición se determina por medio de la Figura 7.15. El máximo valor del número de estabilidad para este tipo de círculos críticos es de 0.181.
- La localización de círculos críticos de pie en los que $\beta < 53^\circ$; fue investigada por Fellenius (1927) y es hallada a partir de la Figura 7.16 y la Tabla 7.1.

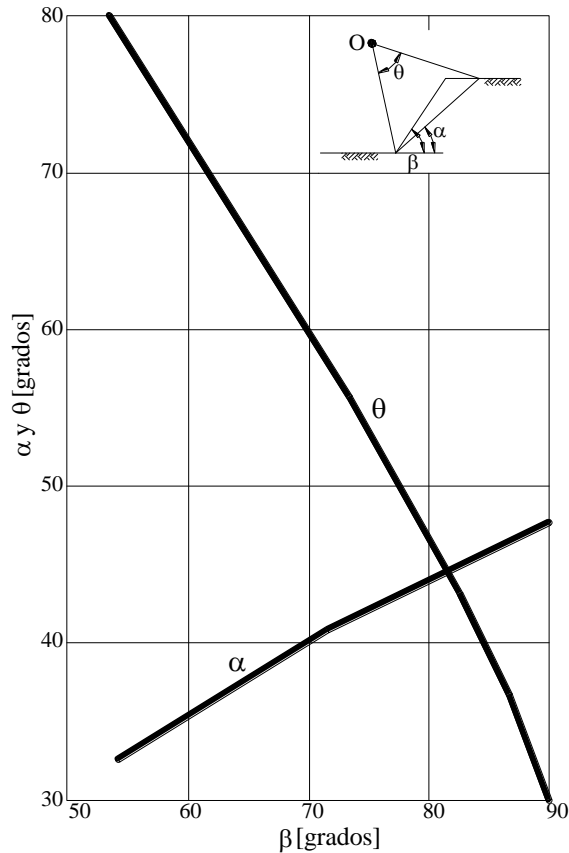


Figura 7.14. Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53^\circ$ (Das, 1997).

4.2.1.2 Método de masas – Condición a largo plazo.

4.2.1.2.1 Método del círculo de fricción para suelos $c' - \phi'$ con $u = 0$.

Este método es muy usado en suelos homogéneos donde $\phi > 0$, de tal manera que la resistencia al cortante dependa de los esfuerzos normales. Este método puede ser utilizado cuando se desea considerar en los cálculos tanto las componentes cohesivas como las de fricción.

El método intenta satisfacer la condición de equilibrio completo, asumiendo la dirección de la resultante de las fuerzas de fricción y normales, F , que actúa en la superficie de falla.

La superficie de falla se produce una vez que se haya movilizado la fricción total; por tanto la línea de acción de la resultante F forma un ángulo ϕ con la normal al arco de deslizamiento AC ; siendo esta línea de acción tangente al círculo de fricción cuyo radio es

igual a $r \sin \phi$.

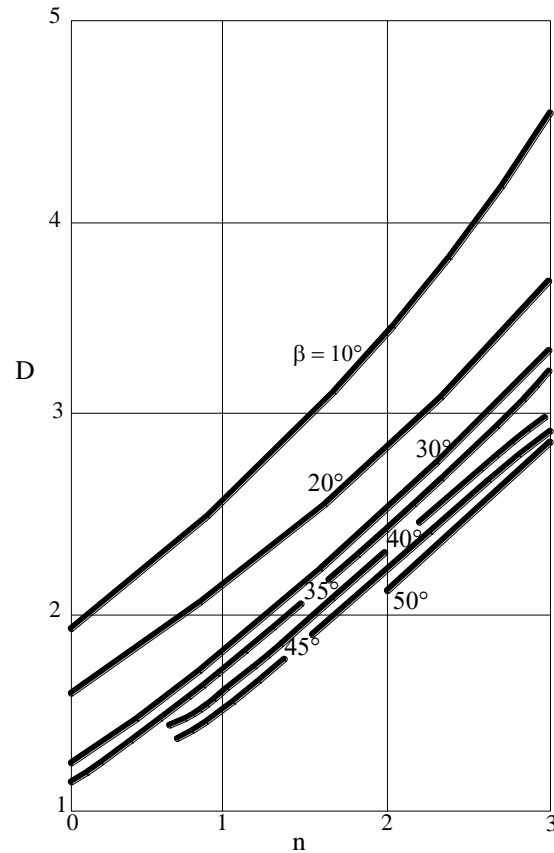


Figura 7.15. Localización del círculo de medio punto (Das, 1997).

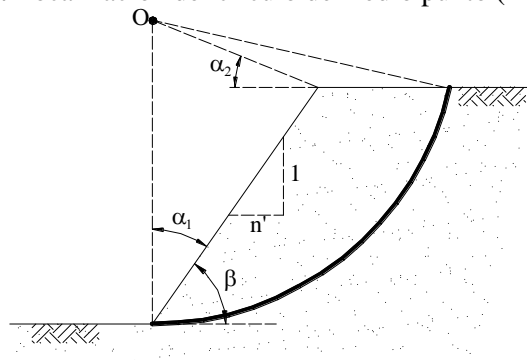


Figura 7.16. Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53^\circ$ (Das, 1997).

Tabla 7.1. Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53^\circ$ (Das, 1997).

n'	$\beta [^\circ]$	$\alpha_1 [^\circ]$	$\alpha_2 [^\circ]$
1,0	45	28	37
1,5	33,68	26	35
2,0	26,57	25	35
3,0	18,43	25	35
5,0	11,32	25	37

Esta suposición es equivalente a decir que la resultante de todas las fuerzas normales que actúan en la superficie de deslizamiento se concentra en un punto, hecho que garantiza la obtención del factor de seguridad más bajo.

Las fuerzas a tomarse en cuenta son las siguientes, Fig.7.17:

- La fuerza debida al peso de la cuña de suelo $W = (Area\ de\ ABC) \times \gamma$
- C_d que es la fuerza resultante de los esfuerzos cortantes cohesivos que actúan en la superficie de deslizamiento AC . Esta fuerza actúa paralela a la dirección de la cuerda \overline{AC} . La distancia a de la fuerza C_d al centro del círculo O es determinada tomando momentos entre la resultante C_d y la fuerza de cohesión cortante distribuida c_d , obteniéndose:

$$a = \frac{c_d (\text{arco } AC) r}{C_d} = \frac{AC}{\overline{AC}} r$$

- La fuerza F es la resultante de las fuerzas normal y de fricción que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento.

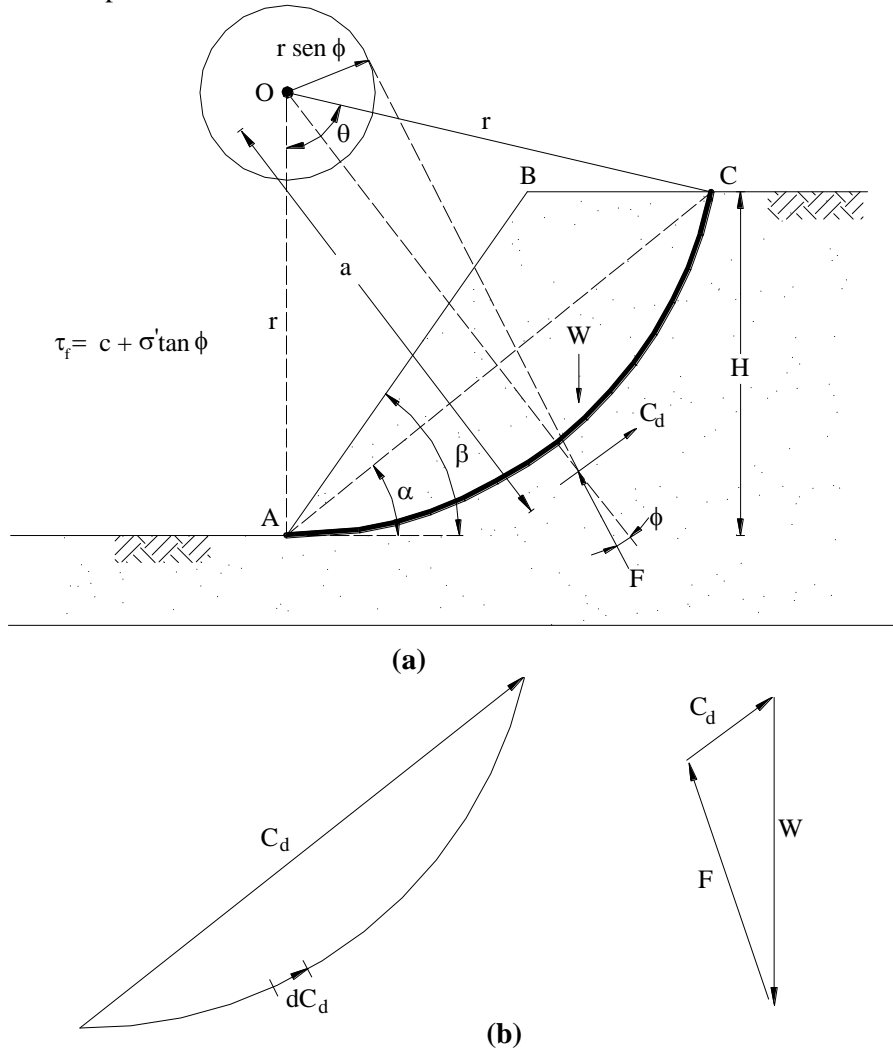


Figura 7.17. Análisis de taludes en suelos homogéneos con $\phi > 0$.

Para que se cumpla la condición de equilibrio, F debe pasar por el punto de intersección de las fuerzas W y C_d . Luego, las direcciones de W , C_d y F al igual que la magnitud de W son conocidas; pudiendo dibujarse el polígono de fuerzas mostrado en la Figura 7.17 (b).

La magnitud de C_d se encuentra a través del polígono de fuerzas, mientras que el valor de la cohesión c_d es determinado a través de la siguiente expresión:

$$c_d = \frac{C_d}{AC} \quad [7.55]$$

Posteriormente se realizan varias pruebas, hasta obtenerse la superficie crítica de deslizamiento, a lo largo de la cual el valor de c_d es máximo.

Luego $c_d = \gamma H [f(\alpha, \beta, \theta, \phi)]$. Cuando el equilibrio límite es alcanzado, $H = H_{cr}$ y $c_d = c$. Entonces, el número de estabilidad m se halla definido de la siguiente manera:

$$m = \frac{c}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi)$$

Para la determinación de m , Taylor proporciona una serie de gráficas, estando todas ellas en función de β y ϕ . El procedimiento a seguirse es un procedimiento iterativo.

4.2.1.2.2 Cartas de Cousins para suelos $c'-\phi'$ con $u > 0$.

El método de Cousins (1978) es una variación al método del círculo de fricción de Taylor que se usa para analizar la estabilidad de taludes construidos en suelos homogéneos. Este método toma en cuenta el efecto de la presión de poros de agua ocasionada por el flujo.

Las cartas de Cousins son presentadas en las Figuras 7.18 y 7.19. Los parámetros utilizados en la elaboración de estas cartas, se detallan a continuación:

- Altura del talud H .
- Función de profundidad D .
- Peso unitario del suelo γ .
- Parámetros efectivos de resistencia al corte del suelo $c'-\phi'$.
- Coeficiente de presión de poros de agua r_u . La manera de determinación y las consideraciones a tomarse para la obtención de r_u serán desarrolladas en apartados posteriores.
- $\lambda_{c'-\phi'} = \frac{\gamma H \tan \phi'}{c'} \quad [7.56]$
- Factor de estabilidad, N_s .

$$N_s = \frac{\gamma H (FS)}{c'} \quad [7.57]$$

La Figura 7.18 debe ser usada para círculos críticos de pie, mientras que la Figura 7.19 se usa para círculos críticos con varias funciones de profundidad D .

El valor de r_u a utilizarse en estas figuras; debe ser el valor promedio que se presenta a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Para la determinación del mínimo factor de seguridad se recomienda realizar verificaciones tanto para círculos de pie como para círculos con distintas funciones de profundidad.

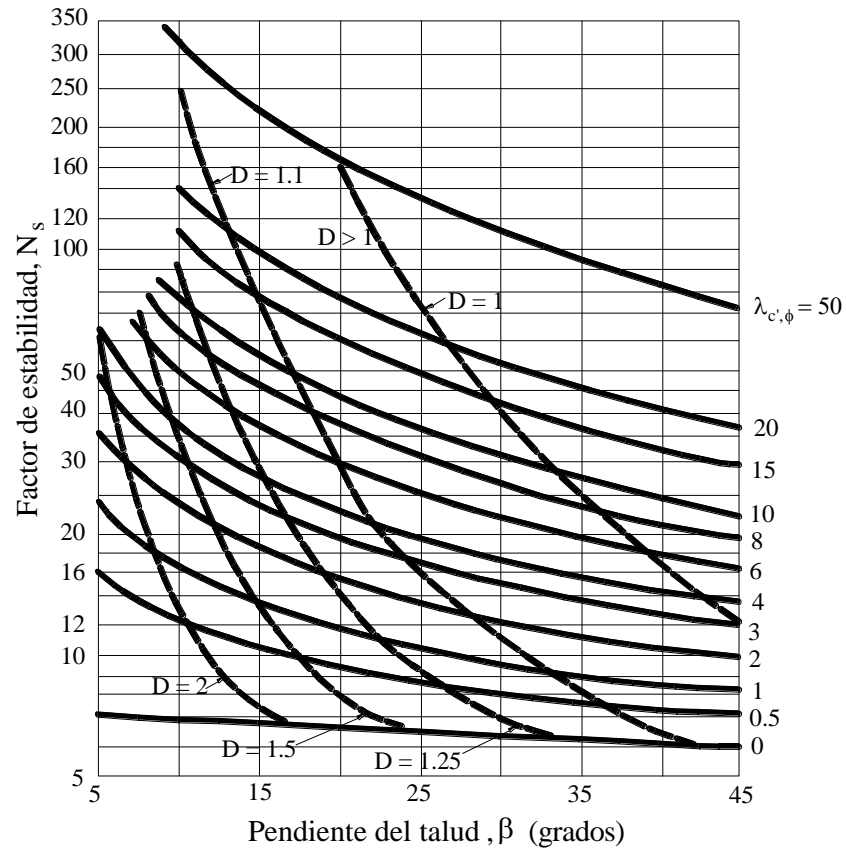
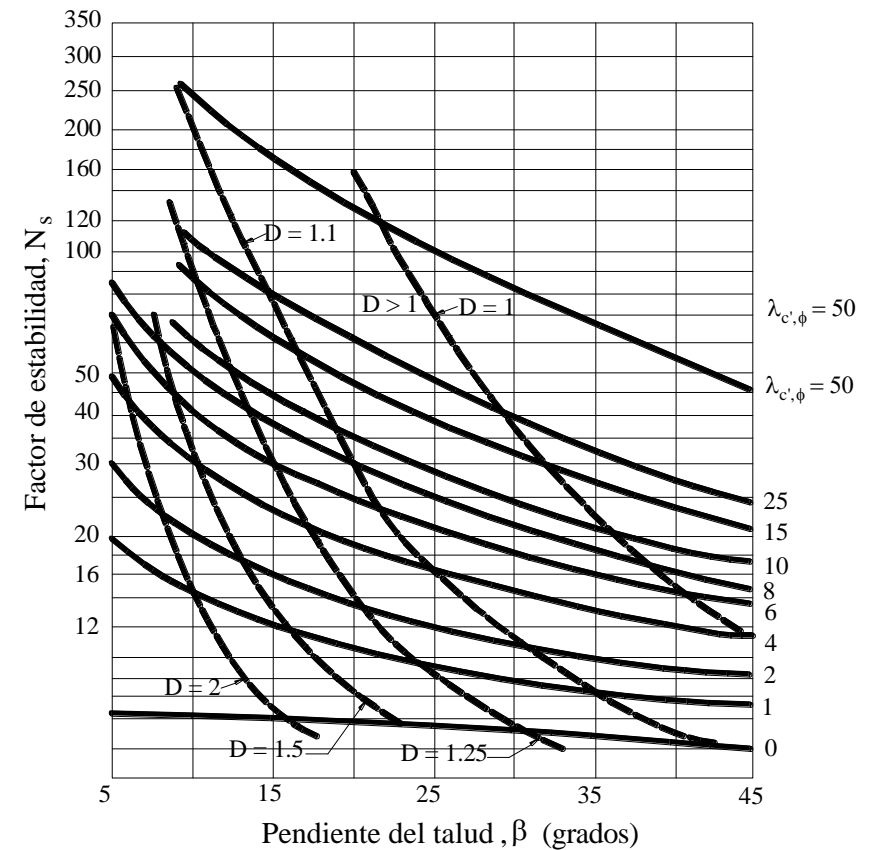
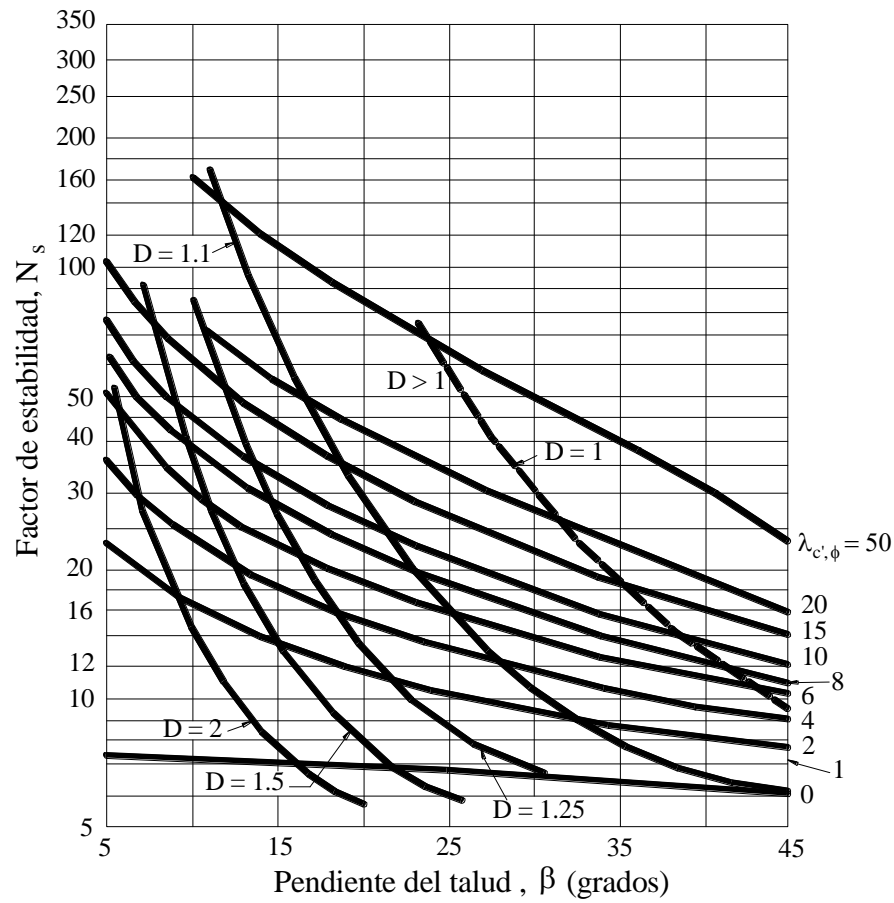

 (a) Círculo de pie $r_u = 0$

 (b) Círculo de pie $r_u = 0.25$

Figura 7.18. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies.



(c) Círculo de pie $r_u = 0.5$

Figura 7.18. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies.

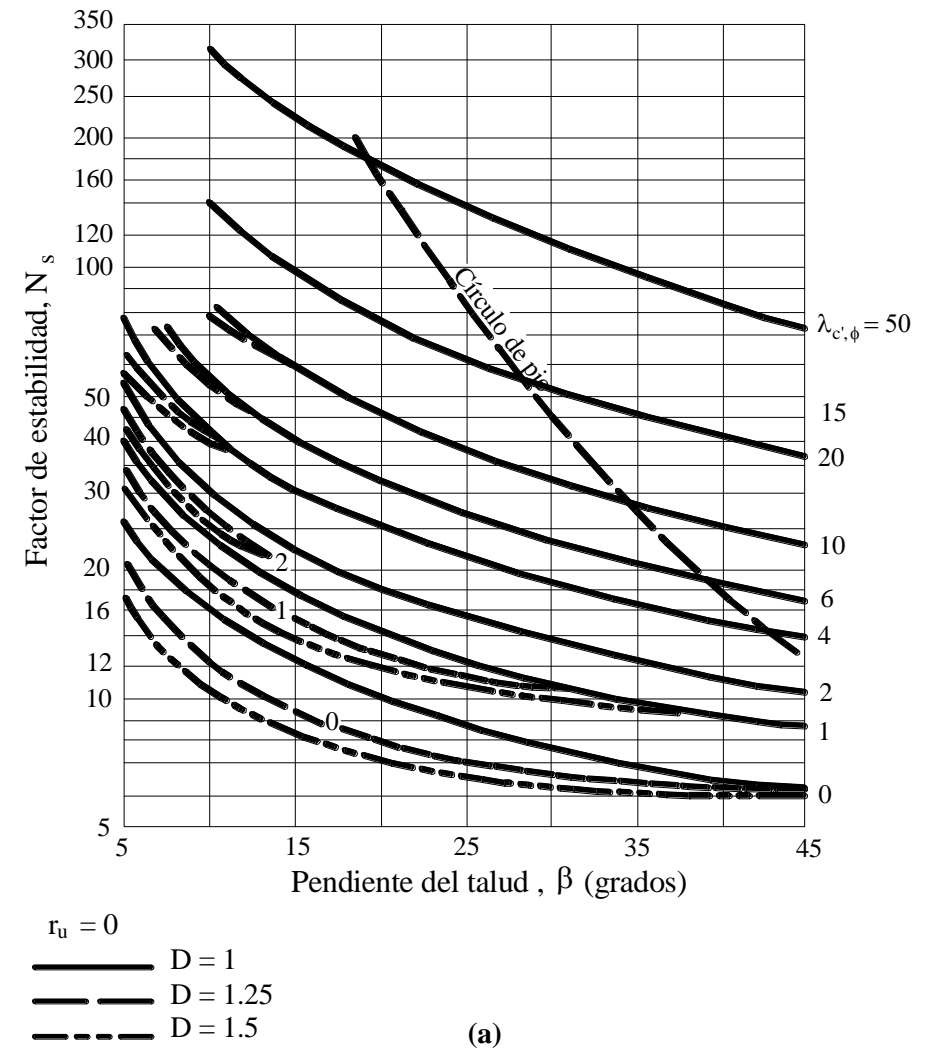


Figura 7.19. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies con factores de profundidad especificados.

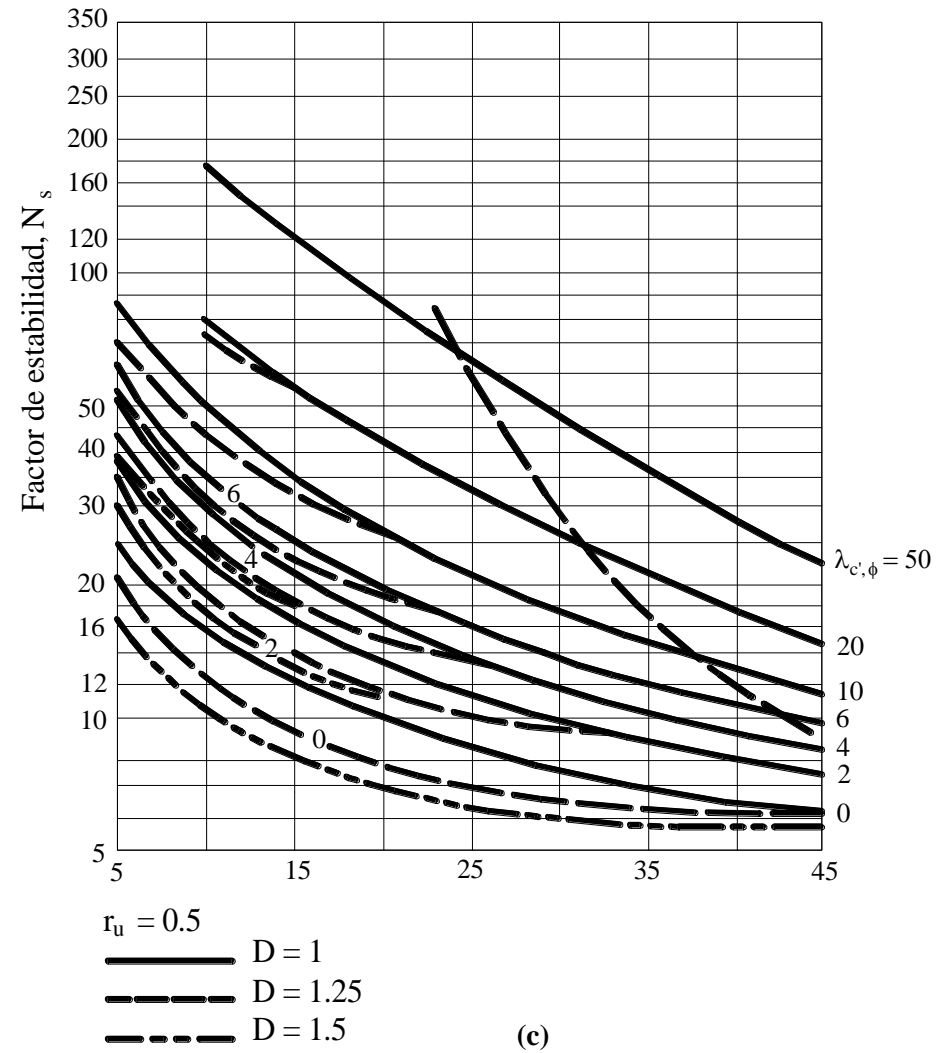
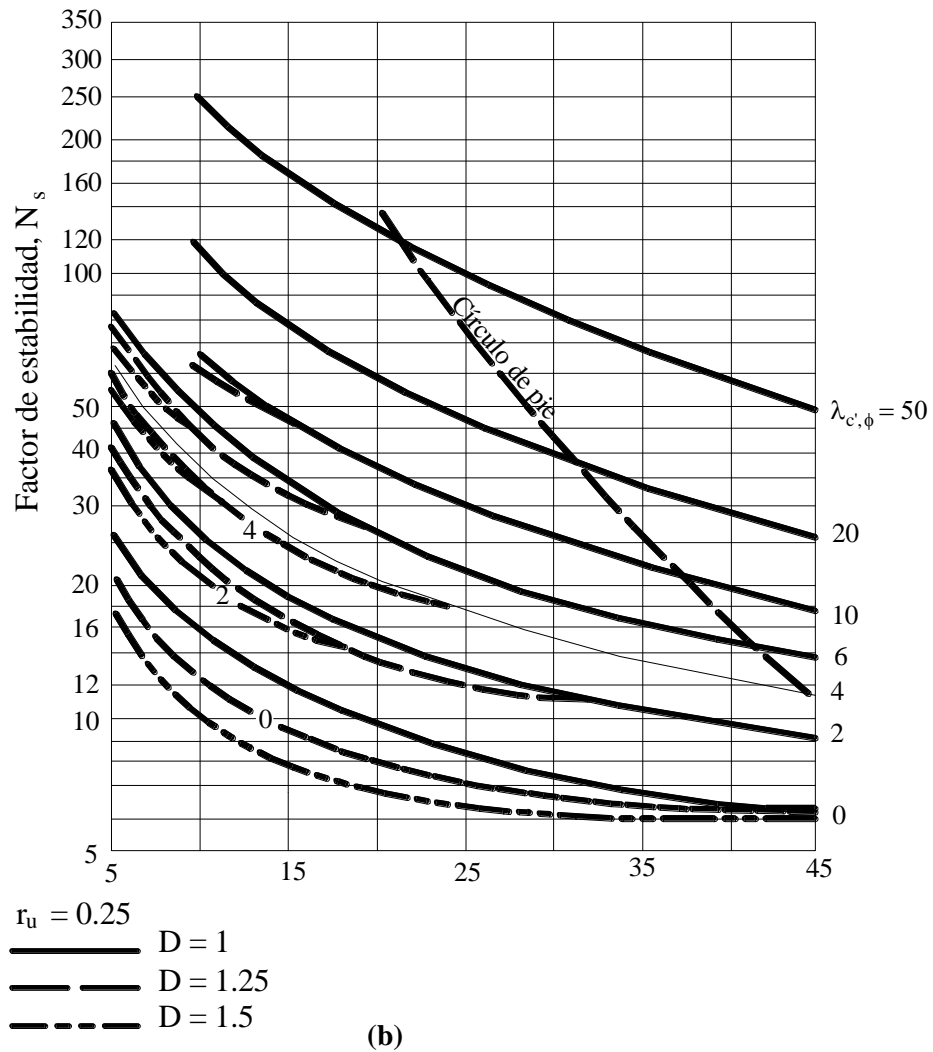


Figura 7.19. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies con factores de profundidad especificados.

4.2.2 Método de fragmentos.

El método de masas desarrollado anteriormente, no depende de la distribución de esfuerzos efectivos normales a lo largo de la superficie de falla. Sin embargo, cuando se desea calcular la resistencia al corte movilizada para un suelo $c' - \phi'$ esta distribución de esfuerzos debe ser conocida.

Esta condición se logra analizar, discretizando la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie de deslizamiento en pequeños fragmentos, donde cada uno es tratado como un bloque deslizante individual.

La principal ventaja de este método es que se adapta fácilmente a geometrías de taludes complejas, a condiciones variables del terreno y a la influencia de cargas externas de borde, Fig. 7.20.

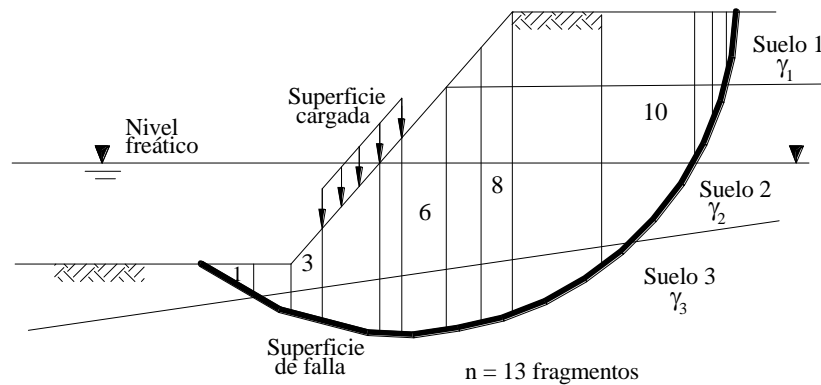


Figura 7.20. División de una masa potencial deslizante en fragmentos.

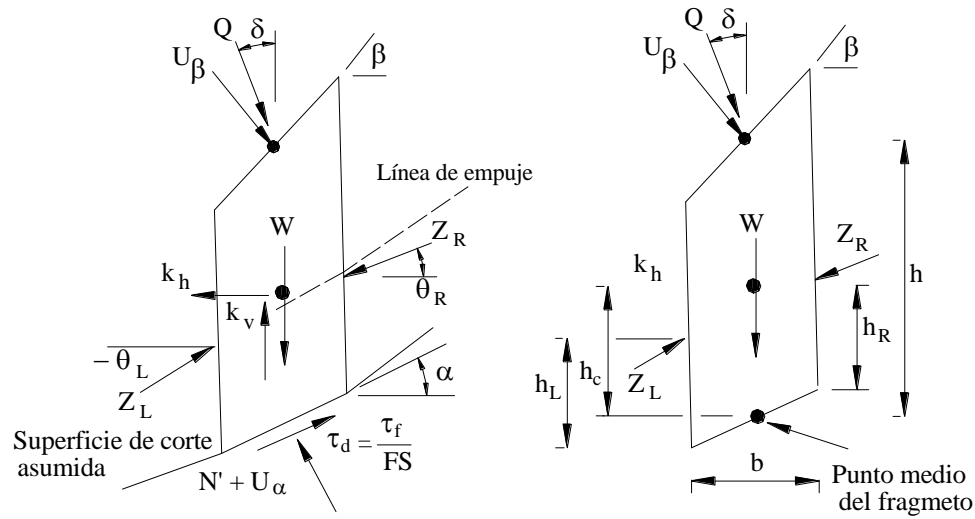
En este apartado se desarrollan varios procedimientos para el análisis de estabilidad por el método de fragmentos, basándose todos estos en el análisis de equilibrio límite.

Todos los métodos de fragmentos, excepto el método ordinario de fragmentos, se destacan por tener más de una condición de equilibrio. En otras palabras, dos o tres condiciones de equilibrio se usan en la determinación del factor de seguridad. Por consiguiente, incógnitas auxiliares deben ser introducidas con objeto de hacer el número de incógnitas compatible con el número de ecuaciones.

Sin embargo, a pesar de que la distribución de esfuerzos normales es desconocida, mediante esta, se provee una manera de introducir variables incógnitas auxiliares, que logren hacer al problema determinado.

Un método de equilibrio límite riguroso se considera a aquel que satisface todas las condiciones de equilibrio, por tanto, dos incógnitas auxiliares deben ser introducidas con objeto de hacer al problema determinado. Un método de equilibrio límite no riguroso es aquel donde dos condiciones de equilibrio son considerados, por tanto, sólo una incógnita auxiliar debe ser introducida.

La Figura 7.21 muestra el sistema general de fuerzas que afectan a cada fragmento. La línea de empuje observada en la Figura, conecta los puntos de aplicación de las fuerzas interfragmentos Z_L y Z_R . La posición de la línea de empuje puede ser asumida o puede ser determinada utilizando un método de análisis riguroso que satisfaga el equilibrio completo.



FS = Factor de seguridad.

τ_f = Resistencia al corte del suelo.

τ_d = Resistencia al corte movilizada.

U_α = Fuerza debida a los poros de agua.

U_β = Fuerza debida al agua en la superficie.

W = Peso del fragmento.

N' = Fuerza normal efectiva.

Q = Sobrecarga externa.

k_h = Coeficiente sísmico horizontal.

k_v = Coeficiente sísmico vertical.

Z_L = Fuerza interfragmento izquierda.

Z_R = Fuerza interfragmento derecha.

θ_L = Ángulo de fuerza interfragmento izquierda

θ_R = Ángulo de fuerza interfragmento derecha.

h_L = Altura para la fuerza Z_L .

h_R = Altura para la fuerza Z_R .

a = Inclinación de la base del fragmento.

β = Inclinación de la parte superior del fragmento.

h = Altura del fragmento.

b = Ancho del fragmento

h_c = Altura del centroide del fragmento.

Figura 7.21. Fuerzas actuantes en un fragmento típico (Abramson, 1996).

Para el sistema de fuerzas mostrado en la Figura 7.21 existen $(6n - 2)$ ecuaciones incógnitas y $4n$ ecuaciones conocidas, Tabla 7.2, por tanto, la solución al sistema de ecuaciones es estáticamente indeterminada.

Sin embargo, el número de ecuaciones incógnitas puede ser reducido haciendo ciertas suposiciones. Las suposiciones hechas por los distintos métodos con el objeto de hacer al problema determinado, se detallan a continuación:

Método de fragmentos ordinario (OMS).- Este método (Fellenius 1927, 1936) desprecia todas las fuerzas interfragmentos, por tanto no satisface el equilibrio de fuerzas ni de la masa de suelo deslizante ni de los fragmentos individuales. A pesar de que es uno de los procedimientos más simples no es muy utilizado debido a que es un procedimiento muy conservador.

Método de Bishop simplificado.- Bishop (1955) asume que todas las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero. Este método fue originalmente desarrollado para analizar la estabilidad de superficies de deslizamiento circulares, donde el equilibrio de fuerzas verticales y el equilibrio de momentos son satisfechos.

Tabla 7.2. Ecuaciones e incógnitas asociadas al método de fragmentos.

Ecuación	Condición
n	Equilibrio de momentos para cada fragmento.
$2n$	Equilibrio de fuerzas en dos direcciones (para cada fragmento)
n	Relación Mohr-Coulomb entre la resistencia al cortante y los esfuerzos efectivos normales.
$4n$	Número total de ecuaciones.
Incógnita	Variable
1	Factor de seguridad.
n	Fuerza normal en la base de cada fragmento, N'
n	Ubicación de la fuerza normal, N' .
n	Fuerza cortante en la base de cada fragmento, S_m .
$n-1$	Fuerza interfragmento, Z .
$n-1$	Inclinación de la fuerza interfragmento, θ .
$n-1$	Ubicación de la fuerza interfragmento, línea de empuje.
$6n-2$	Número total de incógnitas

Método de Janbu simplificado.- Janbu (1954, 1957, 1973) asume también que todas las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero. Esto conduce a una solución que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos; pero, para salvar esta deficiencia, Janbu presenta un factor de corrección f_o que toma en cuenta esta observación. El método de Janbu simplificado cumple con los requerimientos de equilibrio de fuerzas horizontales y verticales para masa deslizante.

Método de Lowe & Karafiath.- Lowe & Karafiath (1960) asumen que las fuerzas interfragmentos se hallan inclinadas en un ángulo igual al promedio del ángulo de inclinación de la superficie del terreno y el ángulo de inclinación de la base del fragmento:

$$\theta = \frac{1}{2}(\alpha + \beta)$$

Donde:

θ = Ángulo de inclinación de la fuerza interfragmento asumido en el lado derecho del fragmento típico mostrado en la Fig. 7.20.

Esta suposición no satisface la condición de equilibrio de momentos.

Método del Cuerpo de Ingenieros (1982).- Este método considera la inclinación de la fuerza interfragmento como:

- Paralela a la superficie ($\theta = \beta$).

- Igual al promedio entre los ángulos de inclinación de los puntos finales; estos puntos se hallan situados a la derecha y a la izquierda del fragmento sobre la superficie de deslizamiento.

Este método de la misma manera que el de Lowe & Karafiath (1960) no satisface el equilibrio de momentos.

Método de Spencer.- Spencer (1967, 1973) satisface rigurosamente las condiciones de equilibrio estático asumiendo que la resultante de las fuerzas interfragmentos tiene una inclinación constante pero desconocida. Esta suposición reduce en $(n-1)$ el número de incógnitas, obteniéndose finalmente $(4n-1)$ incógnitas; pero al ser la inclinación

desconocida el número de incógnitas se incrementa en I haciendo de esta manera que el sistema sea determinado.

Método de Bishop riguroso.- Bishop (1955) asume $(n-1)$ fuerzas cortantes interfragmentos para calcular el factor de seguridad. Luego de que la suposición produce $(4n-1)$ incógnitas, la condición de equilibrio de momentos no es directamente satisfecha.

Sin embargo, Bishop introduce una incógnita adicional asumiendo que existe una distribución única de las fuerzas cortantes interfragmentos y despreciando la posible existencia de un número infinito de distribuciones.

Método de Janbu generalizado.- Janbu (1954, 1957, 1973) asume una posición de la línea de empuje, reduciéndose así el número de incógnitas a $(4n-1)$. Luego, Sarma (1979) apuntó que la posición de los esfuerzos normales en la parte más alta del último fragmento no era usada, por tanto no se satisfacía el equilibrio de momentos.

Sin embargo, Janbu de manera similar al método riguroso de Bishop, sugiere que la posición de la línea de empuje es una incógnita adicional, y de esta manera se logra satisfacer completamente el equilibrio, siempre y cuando la línea de empuje sea seleccionada correctamente.

Método de Morgenstern & Price.- Morgenstern & Price (1965) proponen un método que es similar al método de Spencer, con la diferencia de que se asume que la inclinación de la fuerza resultante interfragmento varía de acuerdo a una porción de función arbitraria. Esta porción de función arbitraria introduce una incógnita adicional, convirtiéndose de esta manera en determinado al sistema.

Las condiciones de equilibrio satisfechas en cada método en particular, son resumidas en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Condiciones de equilibrio estático satisfechas por el método de equilibrio límite (Abramson, 1996).

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	x	y	
Ordinario de fragmentos (OMS)	No	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu simplificado	Si	Si	No
Cuerpo de Ingenieros	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Janbu generalizado	Si	Si	No
Bishop riguroso	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si	Si

4.2.2.1 Método de Bishop simplificado.

El método de Bishop simplificado utiliza el método de los fragmentos para discretizar la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie deslizante, con el objeto de determinar el valor del factor de seguridad.

Este método satisface el equilibrio de fuerzas verticales y sólo debe ser utilizado para superficies circulares de deslizamiento. Este método asume que las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero.

La Figura 7.22 (a) muestra un talud a través del cual existe una infiltración con flujo establecido. A partir de la discretización del talud de la Figura 7.22 (a), Fig. 7.22 (b), se puede realizar el diagrama de fuerzas para uno de los fragmentos. Este es observado en la Figura 7.22 (c).

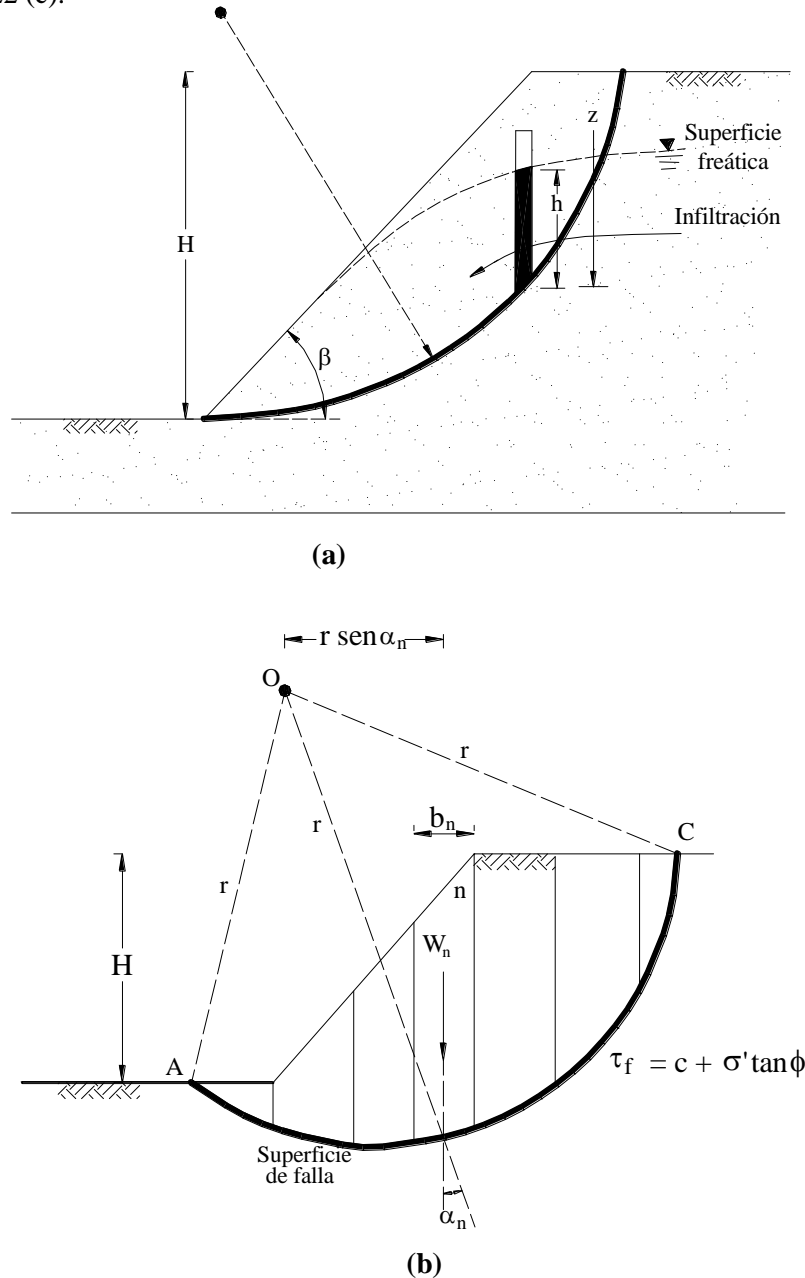
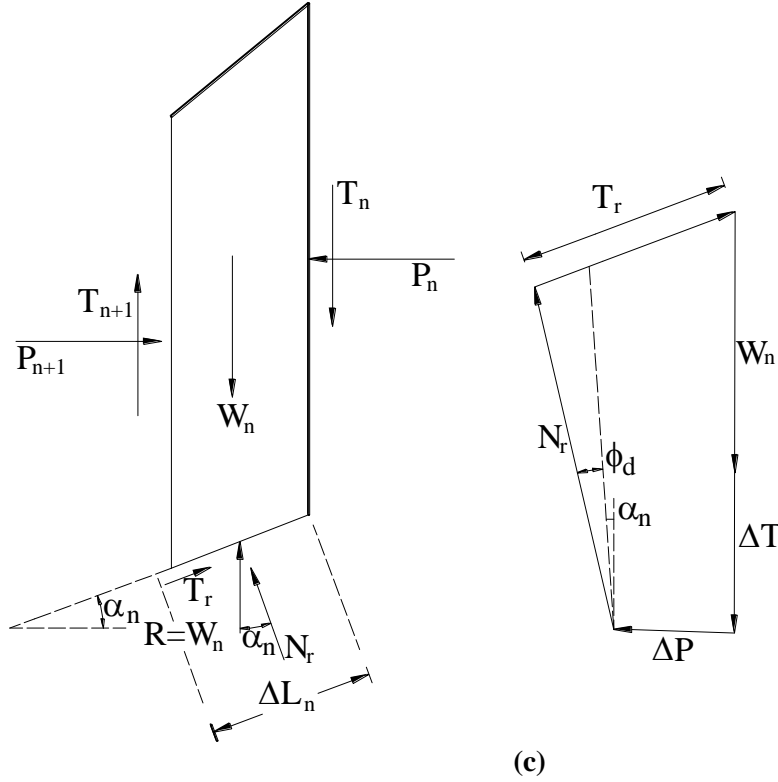


Figura 7.22. Análisis de estabilidad por el método ordinario de los fragmentos (a) Talud con infiltración en régimen permanente (b) Superficie de falla de prueba (c) Fuerzas que actúan en la n-ésima dovela y polígono de fuerzas de equilibrio (Das, 2001).

**Figura 7.22.** Continuación.

Para el talud de la Figura 7.22 (a), la presión de poros promedio en la base del n -ésimo fragmento es igual a $u_n = h_n \gamma_w$. La fuerza total causada por la presión de poros por la presión de poros en la base del fragmento es igual a $u_n \Delta L_n$.

La fuerza normal y cortante en la base del fragmento, debidas a la reacción del peso son N_r y T_r respectivamente:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad [7.58]$$

$$T_r = \tau_d (\Delta L_n) \quad [7.59]$$

$$T_r = \frac{\tau_f}{FS} (\Delta L_n) = \frac{1}{FS} (c' + \sigma' \tan \phi') \Delta L_n$$

$$T_r = \frac{1}{FS} (c' \Delta L_n + (\sigma - u) \tan \phi' \Delta L_n) \quad [7.60]$$

El esfuerzo normal total en la base del fragmento es igual a la razón entre las fuerzas normales y el área de la base. Luego:

$$\sigma = \frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} \quad [7.61]$$

Reemplazando la ecuación [7.61] en la ecuación [7.60], se tiene:

$$T_r = \frac{1}{FS} \left[c' \Delta L_n + \left(\frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} - u \right) \tan \phi' \Delta L_n \right] \quad [7.62]$$

A partir del polígono de fuerzas observado en la Figura 7.22 (c), $\Delta P = P_n - P_{n+1}$. La sumatoria de fuerzas verticales es realizada de la siguiente manera:

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + T_r \sin \alpha_n \quad [7.63]$$

Reemplazando [7.62] en [7.63], se tiene:

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left\{ \frac{1}{FS} \left[c' \Delta L_n + \left(\frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} - u \right) \tan \phi' \Delta L_n \right] \right\} \sin \alpha_n$$

o:

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T + \frac{c' \Delta L_n \sin \alpha_n}{FS} + \frac{u \tan \phi' \Delta L_n \sin \alpha_n}{FS}}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FS}} \quad [7.64]$$

Por equilibrio en la cuña ABC , realizando sumatoria de momentos a partir del punto O , Figura 7.22 (b), se tiene:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad [7.65]$$

Reemplazando [7.62] y [7.64] en [7.65] y si se considera por simplicidad que $\Delta T = 0$ y ΔL_n es aproximadamente igual b_n ; $\left(b_n = \frac{\Delta L_n}{\cos \alpha_n} \right)$, se tiene:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c b_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \frac{1}{m_{\alpha(n)}} \quad [7.66]$$

Donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS}$$

W_n = Peso total del fragmento.

La ecuación [7.66] es utilizada para el caso en el que el valor de la presión de poros es distinto de cero, es decir, es utilizada cuando existe presencia de agua. Sin embargo, cuando no existe infiltración a través del talud, la presión de poros es igual a cero.

A partir de la ecuación [7.66] puede derivarse la expresión que permite hallar el factor de seguridad para el caso de talud seco. Para este caso, el valor de la presión de poros es igual a cero $u_n = 0$. Luego, el valor del factor de seguridad está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c b_n + W_n \tan \phi]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \frac{1}{m_{\alpha(n)}} \quad [7.67]$$

Donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS}$$

W_n = Peso total del fragmento.

4.2.2.2 Método de Bishop & Morgenstern.

El método desarrollado por Bishop & Morgenstern (1960) involucra el uso de coeficientes de estabilidad de una manera similar al método de Taylor, con la diferencia de que este método trabaja con esfuerzos efectivos. La determinación del factor de seguridad depende de cinco variables que se enuncian a continuación:

- Ángulo de inclinación del talud β .
- Factor de profundidad D (definido de la misma manera que en el método de Taylor).
- Ángulo de resistencia al cortante ϕ' .
- Parámetro no dimensional $\frac{c}{\gamma H}$
- Coeficiente de presión de poros r_u .

Este método fue desarrollado a partir de la ecuación [7.66] correspondiente al método de Bishop simplificado, realizando las siguientes consideraciones:

$$W_n = \text{Peso del n-ésimo fragmento} = \gamma b_n z_n \quad [7.68]$$

$$z_n = \text{Altura promedio del n-ésimo fragmento.}$$

$$u_n = \gamma_w h_n = \text{Presión de poros de agua en el fondo del n-ésimo fragmento.}$$

El coeficiente de presión de poros en el n-ésimo fragmento $r_{u(n)}$ es una cantidad adimensional y se halla definido por la siguiente expresión:

$$r_{u(n)} = \frac{u_n}{\gamma z_n} = \frac{\gamma_w h_n}{\gamma z_n} \quad [7.69]$$

Reemplazando las ecuaciones [7.68] y [7.69] en la ecuación [7.66], se tiene:

$$FS = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \text{sen} \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left[\frac{\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} (1 - r_{u(n)}) \tan \phi}{m_{\alpha(n)}} \right] \quad [7.70]$$

La ecuación [7.70] considera una condición de infiltración con flujo establecido, por tanto, se adopta un valor promedio de $r_{u(n)}$. Este valor promedio debe ser constante y se denomina r_u .

El valor del factor seguridad puede ser determinado a partir de la ecuación [7.70] de la siguiente manera:

$$FS = m' - n' r_u \quad [7.71]$$

Donde:

$$m' \text{ y } n' = \text{Coeficientes de estabilidad.}$$

La Tabla 7.4 presenta valores de m' y n' para varias combinaciones de $\frac{c}{\gamma H}$, D , β y

ϕ'

Finalmente el factor de seguridad es determinado siguiendo los siguientes pasos:

- Obtener ϕ' , β y $\frac{c}{\gamma H}$.
- Obtener r_u (valor promedio).
- De la Tabla 7.4, obtener m' y n' para $D = 1, 1.25$ y 1.50
- Con los valores de m' y n' ; determinar el factor de seguridad para cada valor de D .
- El factor de seguridad requerido FS , es el menor valor de los obtenidos en el paso anterior.

Tabla 7.4(a). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H=0$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.353	0.441	0.529	0.588	0.705	0.749	0.882	0.917
12.5	0.443	0.554	0.665	0.739	0.887	0.943	1.109	1.153
15	0.536	0.67	0.804	0.893	1.072	1.139	1.34	1.393
17.5	0.631	0.789	0.946	1.051	1.261	1.34	1.577	1.639
20	0.728	0.91	1.092	1.213	1.456	1.547	1.82	1.892
22.5	0.828	1.035	1.243	1.381	1.657	1.761	2.071	2.153
25	0.933	1.166	1.399	1.554	1.865	1.982	2.332	2.424
27.5	1.041	1.301	1.562	1.736	2.082	2.213	2.603	2.706
30	1.155	1.444	1.732	1.924	2.309	2.454	2.887	3.001
32.5	1.274	1.593	1.911	2.123	2.548	2.708	3.185	3.311
35	1.4	1.75	2.101	2.334	2.801	2.977	3.501	3.639
37.5	1.535	1.919	2.302	2.558	3.069	3.261	3.837	3.989
40	1.678	2.098	2.517	2.797	3.356	3.566	4.196	4.362

Tabla 7.4(b). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.025$ y $D=1.00$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.678	0.534	0.906	0.683	1.130	0.846	1.365	1.031
12.5	0.790	0.655	1.066	0.849	1.337	1.061	1.620	1.282
15	0.901	0.776	1.224	1.014	1.544	1.273	1.868	1.534
17.5	1.012	0.898	1.380	1.179	1.751	1.485	2.121	1.789
20	1.124	1.022	1.542	1.347	1.962	1.698	2.380	2.050
22.5	1.239	1.150	1.705	1.518	2.177	1.916	2.646	2.317
25	1.356	1.282	1.875	1.696	2.400	2.141	2.921	2.596
27.5	1.478	1.421	2.050	1.882	2.631	2.375	3.207	2.886
30	1.606	1.567	2.235	2.078	2.873	2.622	3.508	3.191
32.5	1.739	1.721	2.431	2.285	3.127	2.883	3.823	3.511
35	1.880	1.885	2.635	2.505	3.396	3.160	4.156	3.849
37.5	2.030	2.060	2.855	2.741	3.681	3.458	4.510	4.209
40	2.190	2.247	3.090	2.993	3.984	3.778	4.885	4.592

Tabla 7.4(c). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.025$ y $D=1.25$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.737	0.614	0.901	0.726	1.085	0.867	1.285	1.014
12.5	0.878	0.759	1.076	0.908	1.299	1.098	1.543	1.278
15	1.019	0.907	1.253	1.093	1.515	1.311	1.803	1.545
17.5	1.162	1.059	1.433	1.282	1.736	1.541	2.065	1.814
20	1.309	1.216	1.618	1.478	1.961	1.775	2.334	2.090
22.5	1.461	1.379	1.808	1.680	2.194	2.017	2.610	2.373
25	1.619	1.547	2.007	1.891	2.437	2.269	2.879	2.669
27.5	1.783	1.728	2.213	2.111	2.689	2.531	3.196	2.976
30	1.956	1.915	2.431	2.342	2.953	2.806	3.511	3.299
32.5	2.139	2.112	2.659	2.686	3.231	3.095	3.841	3.638
35	2.331	2.321	2.901	2.841	3.524	3.400	4.191	3.998
37.5	2.536	2.541	3.158	3.112	3.835	3.723	4.563	4.379
40	2.753	2.775	3.431	3.399	4.164	4.064	4.958	4.784

Tabla 7.4(d). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.00$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.913	0.563	1.181	0.717	1.469	0.910	1.733	1.069
12.5	1.030	0.690	1.343	0.878	1.688	1.136	1.995	1.316
15	1.145	0.816	1.506	1.043	1.904	1.353	2.256	1.567
17.5	1.262	0.942	1.671	1.212	2.117	1.565	2.517	1.825
20	1.380	1.071	1.840	1.387	2.333	1.776	2.783	2.091
22.5	1.500	1.202	2.014	1.568	2.551	1.989	3.055	2.365
25	1.624	1.338	2.193	1.757	2.778	2.211	3.336	2.651
27.5	1.753	1.480	2.380	1.952	3.013	2.444	3.628	2.948
30	1.888	1.630	2.574	2.157	3.261	2.693	3.934	3.259
32.5	2.029	1.789	2.777	2.370	3.523	2.961	4.256	3.585
35	2.178	1.958	2.990	2.592	3.803	3.253	4.597	3.927
37.5	2.336	2.138	3.215	2.826	4.103	3.574	4.959	4.288
40	2.505	2.332	3.451	3.071	4.425	3.926	5.344	4.668

Tabla 7.4(e). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.25$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.919	0.633	1.119	0.766	1.344	0.886	1.594	1.042
12.5	1.065	0.792	1.294	0.941	1.563	1.112	1.850	1.300
15	1.211	0.950	1.471	1.119	1.782	1.338	2.109	1.562
17.5	1.359	1.108	1.650	1.303	2.004	1.567	2.373	1.831
20	1.509	1.266	1.834	1.493	2.230	1.799	2.643	2.107
22.5	1.663	1.428	2.024	1.690	2.463	2.038	2.921	2.392
25	1.822	1.595	2.222	1.897	2.705	2.287	3.211	2.690
27.5	1.988	1.769	2.428	2.113	2.957	2.546	3.513	2.999
30	2.161	1.950	2.645	2.342	3.221	2.819	3.829	3.324
32.5	2.343	2.141	2.873	2.583	3.500	3.107	4.161	3.665
35	2.535	2.344	3.114	2.839	3.795	3.413	4.511	4.025
37.5	2.738	2.560	3.370	3.111	4.109	3.740	4.881	4.405
40	2.953	2.791	3.642	3.400	4.442	4.090	5.273	4.806

Tabla 7.4(f). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.50$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	1.022	0.751	1.170	0.828	1.343	0.974	1.547	1.108
12.5	1.202	0.936	1.376	1.043	1.589	1.227	1.829	1.399
15	1.383	1.122	1.583	1.260	1.835	1.480	2.112	1.690
17.5	1.565	1.309	1.795	1.480	2.084	1.734	2.398	1.983
20	1.752	1.501	2.011	1.705	2.337	1.993	2.690	2.280
22.5	1.943	1.698	2.234	1.937	2.597	2.258	2.990	2.585
25	2.143	1.903	2.467	2.179	2.867	2.534	3.302	2.902
27.5	2.350	2.117	2.709	2.431	3.148	2.820	3.626	3.231
30	2.568	2.342	2.964	2.696	3.443	3.120	3.967	3.577
32.5	2.798	2.580	3.232	2.975	3.753	3.436	4.326	3.940
35	3.041	2.832	3.515	3.269	4.082	3.771	4.707	4.325
37.5	3.299	3.102	3.817	3.583	4.431	4.128	5.112	4.735
40	3.574	3.389	4.136	3.915	4.803	4.507	5.543	5.171

4.2.2.3. Método de Spencer.

Muchas superficies de falla no son ni planas ni circulares, por tanto no pueden ser analizadas por los métodos anteriores. Debido a esto, se han desarrollado métodos de análisis que puedan acomodarse a superficies de falla de forma irregular. Estos métodos se denominan métodos de análisis no circulares.

Entre estos métodos se encuentran el método de Janbu (1957, 1973), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967, 1973), y otros. Las suposiciones realizadas en cada método fueron explicadas en la sección 4.2.2.

A continuación se desarrolla solamente el método de Spencer (1967, 1973; Sharma & Moudud, 1992) que es el más popular entre los anteriores debido a su fácil aplicación.

Este método asume que las resultantes de las fuerzas normales y cortantes interfragmentos en cada lado del fragmento son colineales, y que su línea de aplicación forma un ángulo θ con la horizontal. La solución de Spencer se basa en asumir un valor inicial de θ , y calcular el factor de seguridad, primero considerando un equilibrio de fuerzas y luego considerando un equilibrio de momentos.

Luego, el valor de θ es iterado hasta que el valor del factor de seguridad hallado mediante el equilibrio de fuerzas y el hallado mediante el equilibrio de momentos, sean iguales. El método también asume que el estrato firme se encuentra a gran profundidad debajo del talud.

Las cartas de Spencer fueron desarrolladas para $r_u = 0, 0.25$ y 0.50 .

El ángulo de fricción desarrollado se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS} \right] \quad [7.72]$$

La Figura 7.23 presenta las cartas que son utilizadas en el método de Spencer.

5. Consideraciones de niveles y presiones de agua.

Cuando el análisis de estabilidad realizado en un talud considera condiciones drenadas, es necesario efectuar un análisis de esfuerzos efectivos en el que se incluya el efecto de la presión de poros debida al flujo de agua al interior del talud.

La presión de poros es usualmente estimada a partir de uno de los siguientes métodos:

- Superficie freática.
- Superficie piezométrica.
- Coeficiente de presión de poros r_u .

5.1 Superficie freática.

Cuando se trabaja en dos dimensiones, esta superficie o línea, está definida por el nivel freático libre y puede ser delineada en campo a través de pozos de monitoreo.

Luego, una vez que la superficie freática ha sido definida, la presión de poros puede ser calculada considerando una condición de flujo en estado estático, Fig. 7.24.

Este cálculo se halla basado en la suposición de que todas las líneas equipotenciales son rectas y perpendiculares al segmento de la superficie freática que se encuentra pasando a través del fragmento.

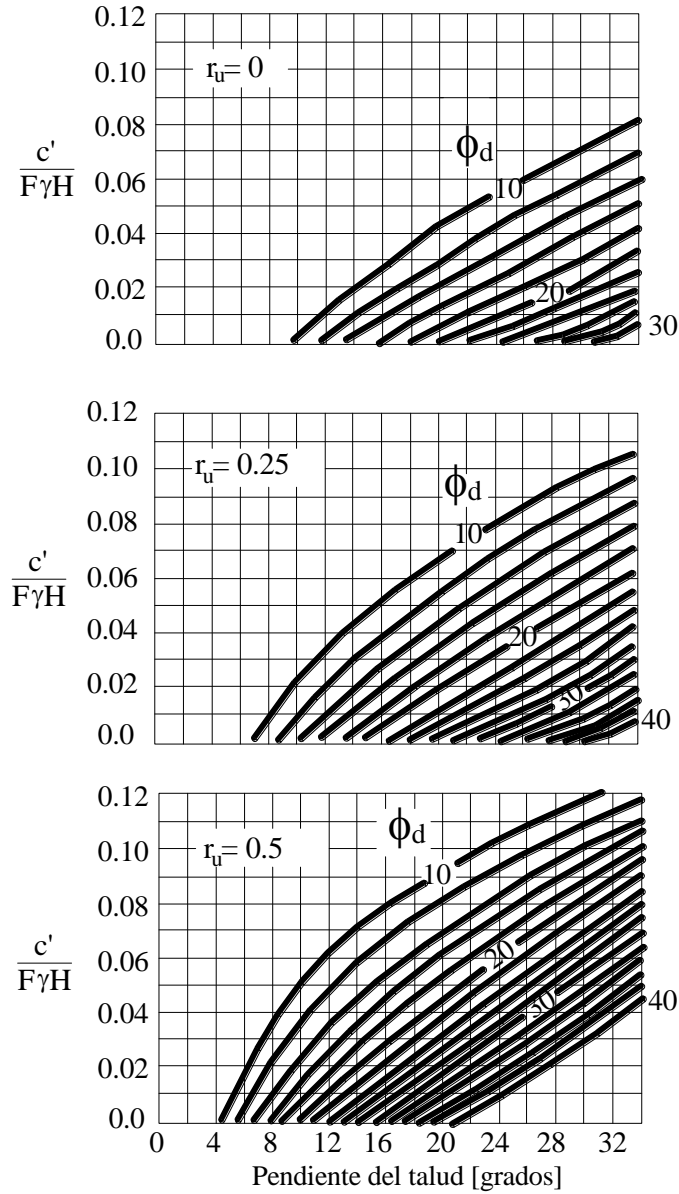


Figura 7.23. Cartas de estabilidad para diferentes coeficientes de presión de poros r_u (Spencer, 1967).

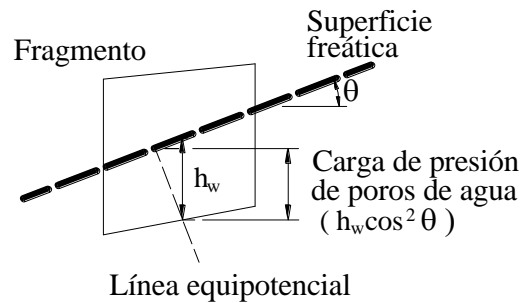


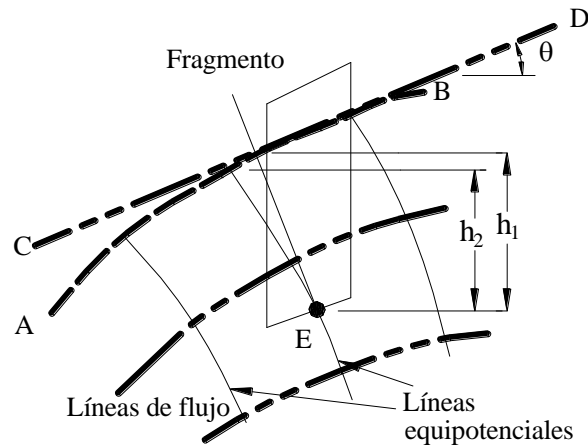
Figura 7.24. Cálculo de la carga de presión decoros de agua por medio de la superficie freática.

Sea θ la inclinación de la superficie freática pasando a través del fragmento y h_w la distancia vertical entre la base del fragmento y la superficie freática. La presión de poros está dada por:

$$u = \gamma_w (h_w \cos^2 \theta) \quad [7.73]$$

La ecuación [7.73] es una ecuación fácil de programar, de modo que la superficie freática puede ser determinada con pocos datos.

Sin embargo, si la superficie freática es curva, la ecuación [7.73] da valores muy altos en el caso de superficies convexas, o valores muy bajos en el caso de superficies cóncavas. La Figura 7.25 presenta una superficie freática curva en la que se podrían obtener valores muy altos de la presión de poros si se asumiera a la línea CD como la superficie freática. Es por tal razón, que cuando se presentan superficies freáticas curvas como la superficie AB , las líneas equipotenciales deben también ser curvas.



AB : Superficie freática actual
 CD : Inclinación asumida de la superficie freática al interior del fragmento.

Figura 7.25. Superficie freática y líneas equipotenciales curvas.

En el caso de la Figura 7.25, una solución típica suele usar el valor de la carga de presión de poros h_1 en lugar del valor de carga de presión verdadero h_2 ; sin embargo, a pesar de que esta determinación es errónea, el valor de la presión de poros es muy sobreestimado sólo cuando se trabaja con fragmentos pequeños de una masa de suelo deslizante.

5.2 Superficie piezométrica.

La superficie piezométrica es definida para el análisis de una sola superficie de falla. Generalmente, la determinación de esta superficie es realizada para analizar taludes que ya han alcanzado la falla. Debe notarse claramente, que la superficie piezométrica es distinta a la superficie freática, por tanto los valores obtenidos de la presión de poros son diferentes en ambos casos.

La Figura 7.26 muestra una superficie piezométrica a partir de la cual puede ser calculado el valor de la presión de poros. Para este cálculo, la carga de presión de poros es igual a la distancia vertical entre la base del fragmento y la superficie piezométrica h_w .

Sin embargo, cuando se asume que la superficie freática y la superficie piezométrica son iguales, el valor de la presión de poros es sobreestimado, debido a que el valor de carga de presión de poros para la superficie freática es igual a $h_w \cos^2 \theta$, Fig.7.25, y no así a h_w .

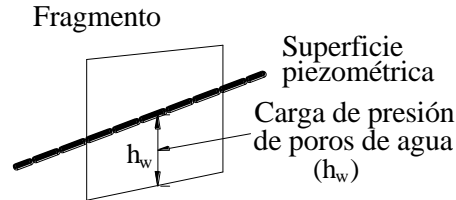


Figura 7.26. Cálculo de la carga de presión de poros para una superficie piezométrica específica.

5.3 Coeficiente de presión de poros r_u

La determinación del coeficiente de presión de poros r_u es un método simple que permite normalizar el valor de la presión de poros. Este coeficiente es hallado mediante la siguiente expresión:

$$r_u = \frac{u}{\sigma} \quad [7.74]$$

Donde:

u = Presión de poros de agua

σ = Esfuerzo vertical total determinado en la sub-superficie de suelo.

De la ecuación [7.74] se observa que r_u es el cociente entre la presión de poros y el esfuerzo total calculado en la misma profundidad.

La mayor dificultad que se presenta en el cálculo de r_u es la asignación de los parámetros de resistencia a diferentes partes del talud, haciéndose por lo general necesario el subdividir el talud en varias regiones.

Para la determinación de los coeficientes de estabilidad en el análisis de estabilidad de taludes a través de cartas, se utiliza un valor promedio de r_u . Este puede ser obtenido siguiendo el método propuesto por Bromhead (1986).

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Dividir el suelo en franjas de igual ancho, como se observa en la Figura 7.27.
- Dividir cada franja verticalmente en tres fracciones iguales.
- Graficar las líneas isóbaras de r_u .
- El valor promedio de r_u es obtenido para la zona de fragmento elegida. La elección es realizada de acuerdo al siguiente criterio, Fig. 7.27:
 - Para modos de falla superficiales, usar los tercios superiores.
 - Para fallas generales, usar los tercios medios.
 - Para modos de falla en cimientos: usar los tercios inferiores y los fragmentos del pie y la cresta.

- Se pueden obtener valores zonales de r_u a través de la Figura 7.28.
- Una vez obtenido el valor promedio de r_u para la zona elegida de cada fragmento, el valor total promedio de r_u es igual a:

$$r_u = \frac{\sum (\Delta A r_u)}{\sum \Delta A} \quad [7.75]$$

Donde:

ΔA = Área de la zona de fragmento elegida.

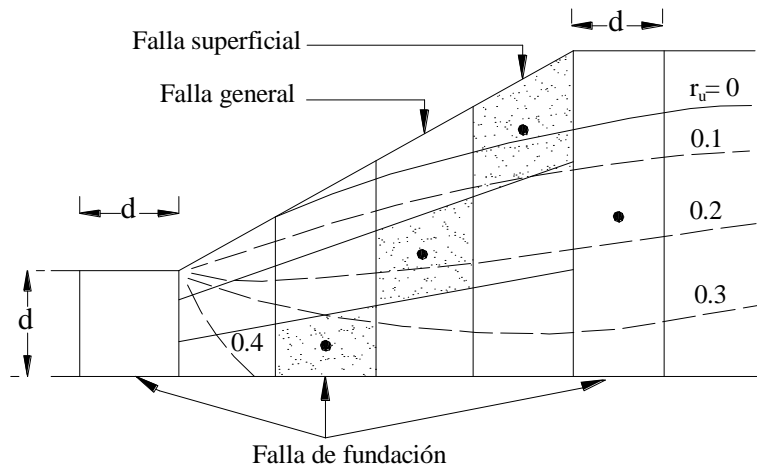


Figura 7.27. Determinación del coeficiente de presión de poros.

Sharma (1995) realizó una comparación entre los métodos anteriores e indicó que el método de la superficie piezométrica y el del coeficiente de presión de poros dan resultados casi idénticos; mientras que si se utiliza la superficie freática para simular la superficie piezométrica el resultado obtenido es muy conservador y con valores alejados respecto a los hallados mediante los otros métodos. Por tanto, se concluye que no es conveniente usar programas computacionales que utilicen la superficie freática para simular la superficie piezométrica.

6. Método generalizado del equilibrio límite.

El método generalizado del equilibrio límite (Chugh, 1986; Frelund et. al., 1981) fue desarrollado con el objeto de abarcar muchas de las suposiciones realizadas por los distintos métodos, pudiendo ser usado para analizar tanto superficies de falla circulares como superficies de falla no circulares.

Este método es uno de los métodos más populares debido a su aplicación universal; y su procedimiento se basa en la selección de una apropiada función que describa la variación del ángulo de la fuerza interfragmento, de manera tal que se satisfaga el equilibrio completo.

El método adopta una función $\theta_i = \lambda \cdot f(x_i)$ para describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento ubicado en el lado derecho del fragmento i , Fig.7.21. La función $f(x_i)$ oscila entre 0 y 1 y representa esencialmente la forma de la distribución usada para

describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento, Fig. 7.29. La función $f(x_i)$ puede ser fijada como una constante [$f(x)=1$], emulándose de esta manera el método de Spencer o caso contrario puede ser de cualquier otra forma emulando en este caso el método de Morgenstern & Price.

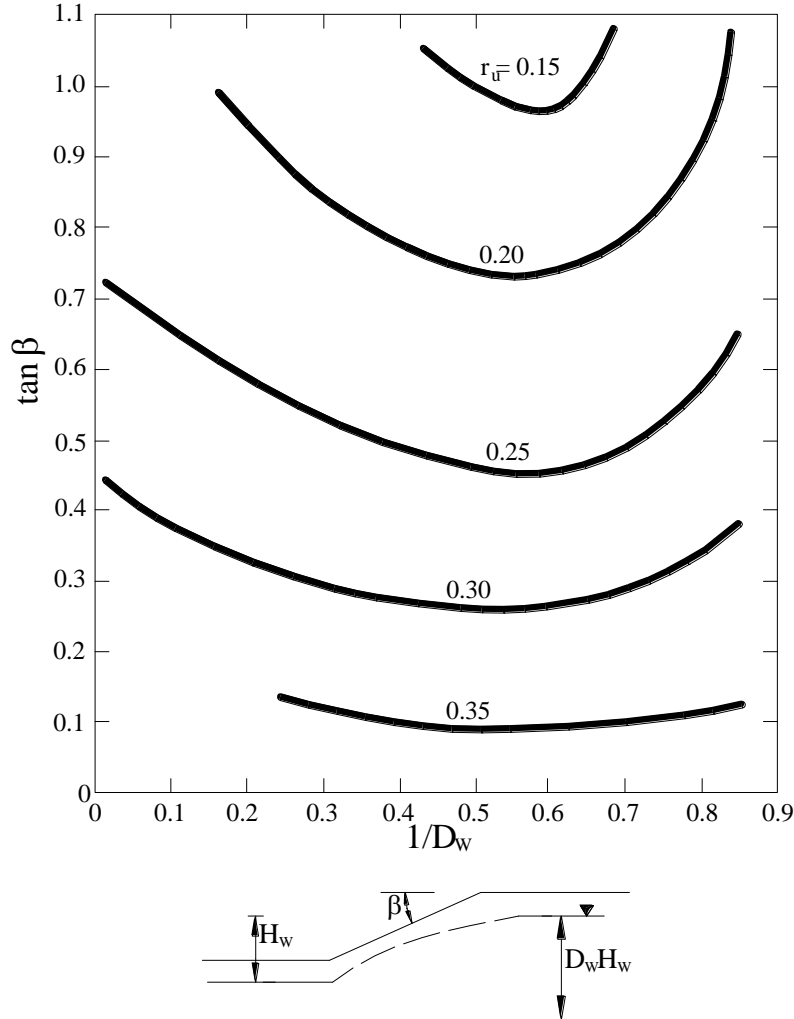


Figura 7.28. Valores zonales de r_u (Whitlow, 1994)

La formulación adoptada usa una forma discreta de una función continua $f(x)$, para calcular la función en cada borde interfragmento y para calcular los ángulos θ_R y θ_L , que son los ángulos ubicados a la derecha e izquierda del fragmento respectivamente, Fig. 7.21.

Luego, para el borde de un interfragmento típico, θ_R se halla a partir de $\theta_R = \lambda f(x)$ donde x es la coordenada x del lado derecho del fragmento seleccionado. Por lo general, el valor de x se halla normalizado con respecto a la extensión horizontal de la superficie de falla.

La extensión horizontal de la superficie de falla se considera entre el borde interfragmento del primer y último fragmento, debido a que el ángulo de la fuerza interfragmento en el lado izquierdo del primer fragmento y el ángulo de la fuerza

interfragmento en el lado derecho del último fragmento se asumen iguales a cero.

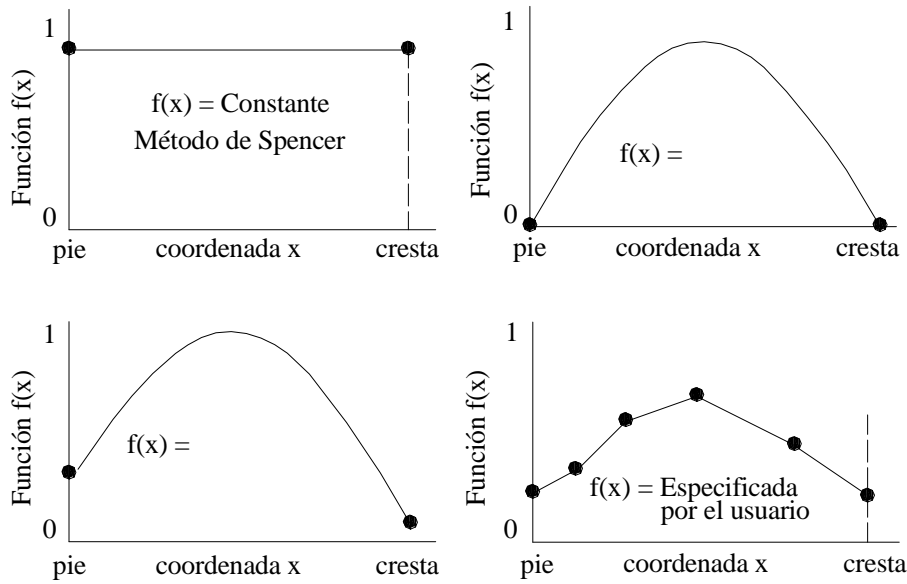


Figura 7.29. Ejemplos de funciones usadas para describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento (Abramson, 1996).

El procedimiento para el método generalizado del equilibrio límite se basa en cumplir las condiciones de equilibrio y las condiciones de borde de la siguiente manera:

- Asumir θ_L para el primer fragmento y θ_R para el último fragmento; iguales a cero.
- Determinar el FS a partir de la condición de equilibrio de fuerzas (tomadas en forma normal a la base del fragmento), de tal manera que Z_R en el último fragmento (cresta) sea igual a la fuerza de borde.
- Con los valores obtenidos de Z_R y Z_L , determinar la magnitud de θ_R a partir de la ecuación de equilibrio de momentos (tomados a partir del punto medio de la base del fragmento); de tal manera que h_R para el último fragmento sea igual a cero. Desarrollar estos cálculos consecutivamente para cada fragmento comenzando con la condición de que θ_L y h_L para el primer fragmento son iguales a cero.
- Repetir los pasos anteriores hasta el FS y el ángulo de la fuerza interfragmento se encuentren dentro de los límites tolerables.

7. Comparación de métodos.

Antes de realizar una comparación entre los distintos métodos, la Tabla 7.5 presenta, el resumen de las características de cada método.

El método de Bishop simplificado y el método de Janbu son en la actualidad, los métodos más usados para el análisis de estabilidad de taludes. A pesar de que el primero no satisface el equilibrio de fuerzas y el segundo no satisface el equilibrio de momentos; el valor del FS mediante estos métodos puede ser fácilmente calculado para la mayoría de los taludes, obteniéndose resultados que difieren por lo general en un $\pm 15\%$ en comparación con los resultados obtenidos a través de los métodos de Spencer y Morgenstern & Price que son métodos que cumplen totalmente con las condiciones de equilibrio.

Tabla 7.5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes (Suarez, 1998).

Método	Superficie de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927).	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre los fragmentos y no satisface el equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizante como para los fragmentos individuales. Sin embargo, el método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con elevada presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop Simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas fuerzas de cortante interfragmentos son cero, reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para un fragmento.
Janbu Simplificado (Janbu, 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante interfragmentos. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección f_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
U.S. Army Corp of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Love y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de los fragmentos. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante interfragmentos tiene una inclinación constante pero desconocida.
Bishop Riguroso (1954,1957,1963)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que existe una distribución única de las fuerzas cortantes interfragmentos y despreciando la posible existencia de un número infinito de distribuciones.
Janbu Riguroso (1954,1957,1963)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume una posición de la línea de empuje. No satisface el equilibrio de momentos. De manera similar al método de Bishop riguroso sugiere que la posición de la línea de empuje es una incógnita adicional y de este modo satisface el equilibrio completo.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminando. El método es muy similar al método de Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas interfragmentos se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

A pesar de que no siempre puede ser realizada una comparación entre todos los métodos, por lo general el valor del FS para superficies circulares obtenido a través del método de Bishop simplificado difiere en menos del 5% con el método de Spencer y el método de Morgenstern & Price. Por otro lado el método de Janbu simplificado usado para superficies no circulares subestima el FS en aproximadamente 30% con respecto al valor obtenido con el método riguroso de Janbu. Sin embargo, para algunos taludes el método de Janbu simplificado sobreestima el valor del FS en más del 5%.

A continuación se presenta un ejemplo de comparación de estos métodos realizado por Fredlund y Krahn (1977) en el que se analiza la superficie de falla mostrada en la Figura

7.30.

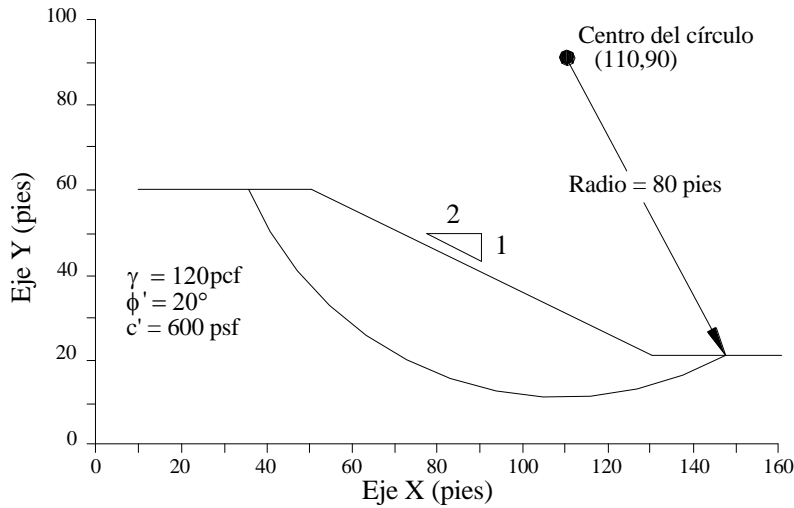


Figura 7.30. Ejemplo de talud usado para la comparación de métodos de equilibrio límite (Abramson, 1996).

Los resultados obtenidos del análisis se observan en la Figura 7.31, en la que λ se define como la razón entre los esfuerzos normales y cortantes que actúan a lo largo de la superficie vertical interfragmento.

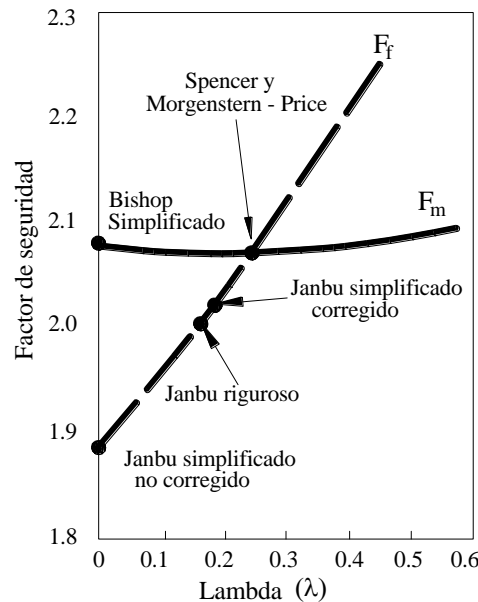


Figura 7.31. Comparación de valores de factor de seguridad usando diferentes métodos de equilibrio límite. La solución de Morgenstern – Price usa una distribución uniforme de λ (Abramson, 1996).

De la Figura se puede observar que los resultados obtenidos con los métodos de Spencer y Morgenstern & Price son similares a los resultados obtenido a través del método de Bishop simplificado; mientras que el valor del FS obtenido con los métodos de Janbu riguroso y

simplificado es ligeramente menor.

Las dos curvas observadas en la Figura 7.31 son denominadas F_m y F_f , y están representadas por puntos correspondientes a un valor de FS y a un valor de λ que satisfacen el equilibrio de momentos y el equilibrio de fuerzas respectivamente. La intersección de estas dos curvas da una combinación única del FS y de λ que satisface completamente la condición de equilibrio estático.

Como se pudo ver, los métodos que satisfacen completamente la condición de equilibrio estático son mucho más complejos que otros métodos tales como el método de Bishop simplificado o el método de Janbu simplificado; sin embargo, se puede observar a través de la Figura 7.31 que el método de Bishop simplificado proporciona valores muy similares a los obtenidos por los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price (métodos que satisfacen completamente la condición de equilibrio), por tanto, sobre todo para superficies circulares, su uso es bastante aconsejable.

8. Fluctuación del factor de seguridad.

En el diseño de un talud es necesario considerar una serie de aspectos que responden a preguntas fundamentales tales como:

- Se trata de un corte o de un terraplén construido?
- Cuáles son las consecuencias de la construcción respecto a la presión de poros, a los esfuerzos efectivos y al cambio de volumen?
- Las consecuencias son a corto o a largo plazo?
- Qué condiciones cambian en el futuro?

Para responder a estas preguntas es necesario analizar la fluctuación del factor de seguridad a lo largo del tiempo, haciendo una diferenciación fundamental entre cortes y terraplenes construidos.

8.1 Fluctuación del factor de seguridad para terraplenes construidos.

Los terraplenes son construidos a través de distintas formas de compactación. Ésta es aplicada a sucesivas capas de suelo seleccionado.

El proceso de compactación inicialmente expulsa aire y a medida que la altura del terraplén se incrementa, se produce en las capas inferiores un aumento en la presión de poros. En suelos granulares el exceso de presión de poros se disipa rápidamente; pero en suelos finos el exceso de presión de poros se disipa lentamente y el proceso de consolidación puede llevarse a cabo durante años.

Para observar de manera más clara esta situación, se considera un terraplén de arcilla construido sobre un estrato de arcilla blanda saturada, Fig. 7.32 (a).

Sea P un punto que pertenece a la superficie circular de deslizamiento APB . Luego, una vez terminada la construcción del terraplén, la presión de poros de agua en el punto P es:

$$u = h\gamma_w$$

Si se asumen condiciones ideales, es decir, si se considera que el relleno es colocado uniformemente a través de capas sucesivas hasta alcanzar la altura del terraplén, se obtiene la

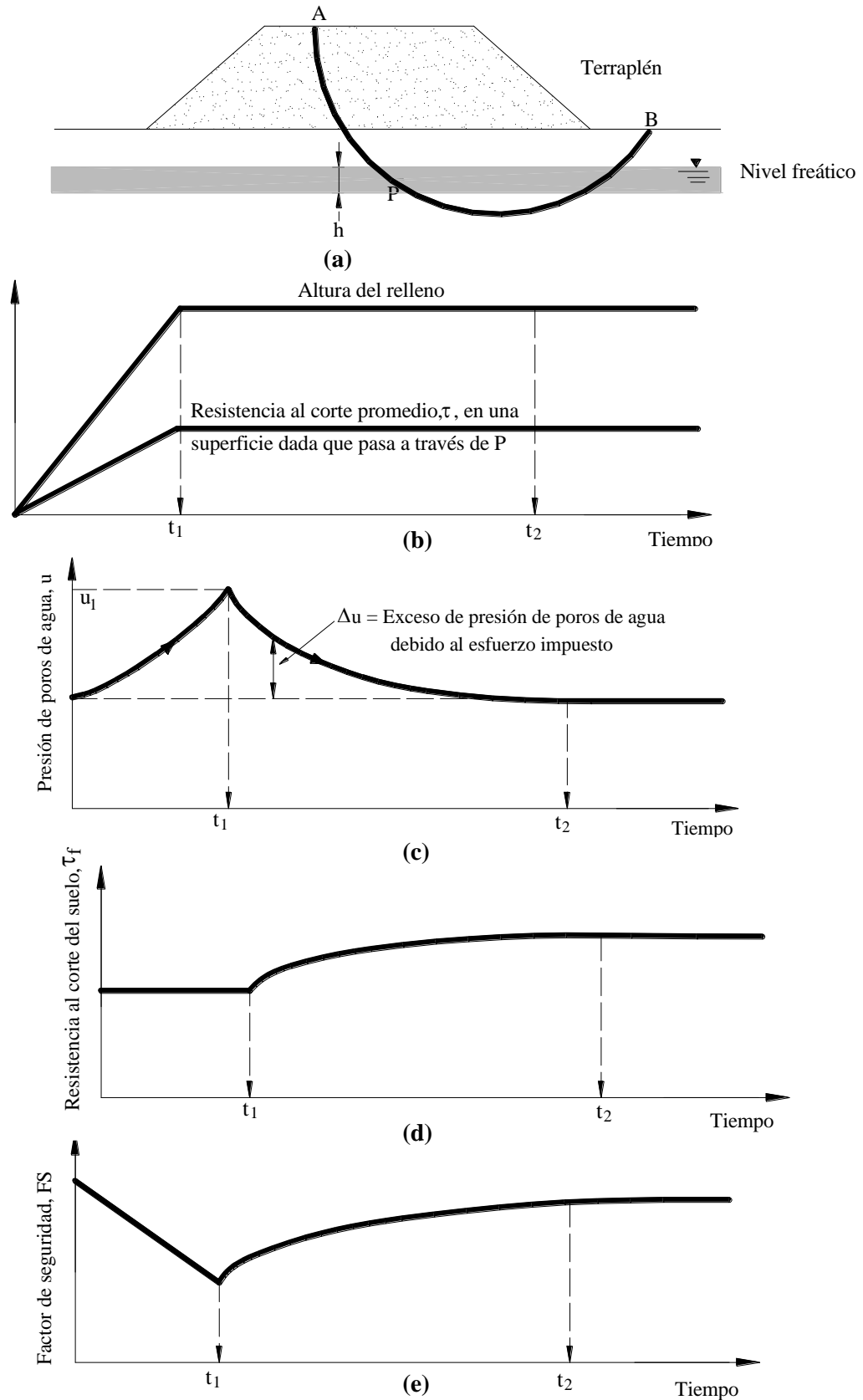


Figura 32. Variación del factor de seguridad con el tiempo para un terraplén construido en arcilla blanda (Redibujado después de Bishop y Bjerrum, 1960).

gráfica de altura del relleno observada en la Figura 7.32 (b). Luego, en $t = t_1$ la altura total del terraplén H es alcanzada, y para $t > t_1$ esta permanece constante.

La variación de la resistencia al cortante promedio τ en la superficie potencial de deslizamiento es también observada en la Figura 7.32 (b). Debido al incremento de esfuerzos totales σ originado por la colocación del relleno, τ incrementa linealmente con el tiempo hasta $t = t_1$, permaneciendo constante para $t > t_1$.

Por otro lado, a medida que se construye el terraplén, la presión de poros en el punto P continúa incrementándose, Fig. 7.32 (c). En $t = t_1$, $u = u_1 > h\gamma_w$.

Este incremento se debe al drenaje lento que presenta el estrato de arcilla. Sin embargo, para $t > t_1$ la presión de poros va disminuyendo gradualmente hasta completarse el proceso de consolidación en $t = t_2$, donde el valor de la presión de poros es nuevamente de $u_2 = h\gamma_w$.

Por tratarse de arcilla, se considera que al ser el proceso de construcción rápido, no existe disipación de la presión de poros, por tanto, en el periodo de $0 \leq t \leq t_1$ se trabaja bajo condiciones no drenadas, siendo el valor de la resistencia al corte constante e igual a $\tau_f = c_u$, Fig. 7.32 (d).

Para $t > t_1$, el proceso de consolidación avanza y la magnitud de τ_f va incrementando gradualmente a causa de la disipación del exceso de presión de poros. Para $t = t_2$ el valor de τ_f se hace. En este tiempo la consolidación ha sido completada, y el valor de la resistencia es: $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'$.

Finalmente, la fluctuación del FS es hallada en base a la ecuación [7.1]. Para este caso el valor de FS resulta ser la división de las resistencias mostradas en las Figura 7.32 (d) y Figura 7.32 (b).

La variación del FS con el tiempo es mostrada en la Figura 7.32 (e), donde se observa que el FS inicialmente decrece hasta el fin de la construcción $t = t_1$, para luego ir incrementándose hasta $t = t_2$, tiempo a partir del cual adquiere un valor constante.

Por tanto, el FS crítico para un terraplén se presenta al fin de la construcción, es decir, bajo condiciones a corto plazo.

8.2 Fluctuación del factor de seguridad para cortes.

Los cortes a diferencia de los terraplenes son básicamente proyectos de excavación. La naturaleza de la superficie deslizante depende de las condiciones del suelo. Por ejemplo, en suelos arenosos o limos arenosos, el deslizamiento es generalmente traslacional y superficial, mientras que en suelos arcillosos homogéneos la forma de la superficie de deslizamiento es circular y está situada a mayor profundidad.

La Figura 7.33 (a) muestra un corte realizado en una arcilla blanda saturada en la que se asume que APB es una superficie circular de deslizamiento. Durante el avance del corte la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento τ se incrementa. Finalizada la construcción en $t = t_1$ la magnitud de τ adquiere un valor constante, Figura 7.33 (b).

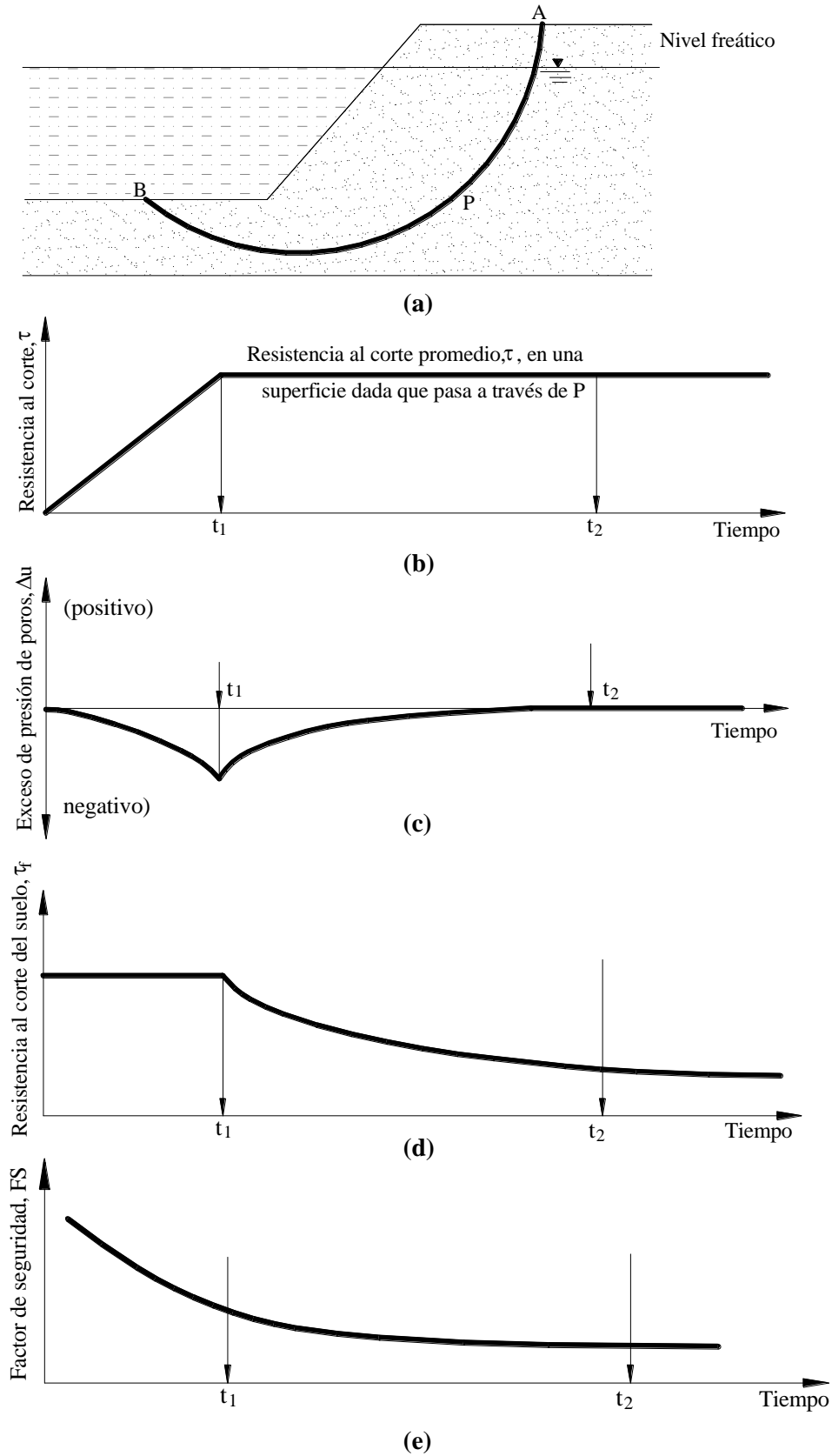


Figura 33. Variación del factor de seguridad con el tiempo para un corte realizado en arcilla blanda (Redibujado después de Bishop y Bjerrum, 1960).

Durante la excavación los esfuerzos totales disminuyen, y por consiguiente, disminuye también el valor de la presión de poros. La variación de la presión de poros con el tiempo es mostrada en la Figura 7.33 (c).

Finalizada la excavación en $t = t_1$, el exceso negativo de la presión de poros va disipándose, hasta hacerse igual a 0 en $t = t_2$, tiempo a partir del cual permanece constante.

De la misma manera que en terraplenes, se considera que el proceso de excavación es rápido, por tanto no existe disipación de la presión de poros. Entonces, en el periodo de $0 \leq t \leq t_1$ se trabaja bajo condiciones no drenadas, siendo el valor de la resistencia al corte constante e igual a $\tau_f = c_u$, Figura 7.33 (d).

Para $t > t_1$, debido a la disipación del exceso de presión de poros negativo, la magnitud de τ_f va disminuyendo gradualmente hasta adquirir un valor constante en $t = t_2$, tiempo en el cual el valor de la resistencia es: $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'$.

El valor del FS es determinado a partir de la ecuación [7.1]. De acuerdo a la Figura 7.33, resulta ser la división entre los valores de las gráficas de la Figura 7.33 (d) y Figura 7.33 (b).

La variación del FS con el tiempo es mostrada en la Figura 7.33 (e). En esta se observa que el FS crítico para un corte se presenta en $t \geq t_2$, lo que equivale a decir, que el análisis de un corte es crítico en condiciones a largo plazo.

CAPITULO SIETE

Estabilidad de taludes.

Se denomina talud a una masa de suelo o roca cuya superficie es inclinada. Los taludes pueden presentarse naturalmente o pueden ser el resultado de un proyecto de ingeniería; a estos últimos se denomina taludes artificiales. El esquema de la Figura 7.1 presenta algunos ejemplos de estos tipos de taludes.

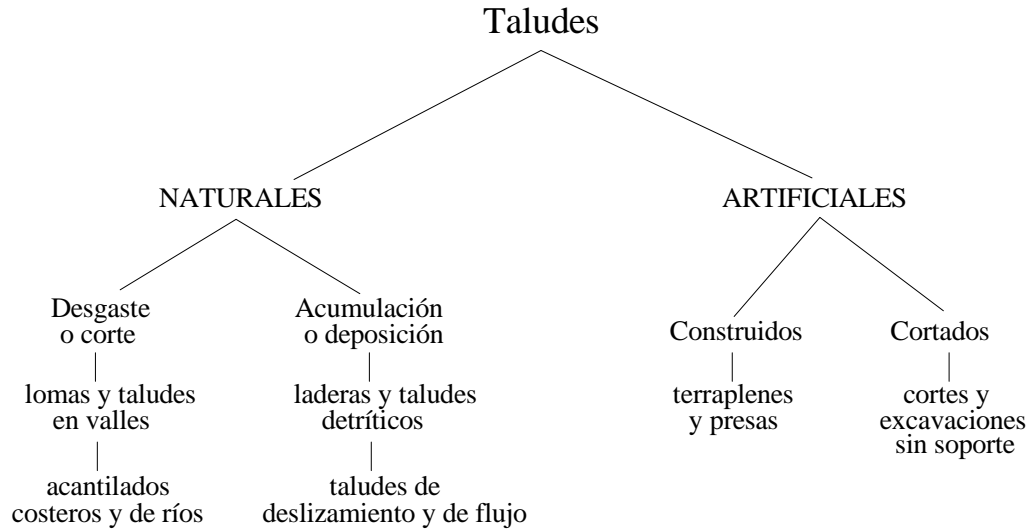


Figura 7.1. Taludes naturales y artificiales.

La inestabilidad de taludes es entendida como la tendencia que tienen todos los taludes a moverse y fallar, originándose un consiguiente movimiento de masa. Este movimiento de masa, es por lo general, el resultado de la falla al corte que se produce en una superficie interna del talud; pudiendo deberse también a la disminución del esfuerzo efectivo existente entre partículas que ocasiona la licuefacción del suelo. La resistencia a la falla en taludes radica principalmente en la resistencia al cortante del suelo mismo y en la geometría del talud.

Hoy en día, debido al incremento de obras de ingeniería relacionadas con cortes y rellenos, la necesidad de entender métodos analíticos, y métodos de estabilización que puedan resolver el problema de estabilidad de taludes ha ido creciendo, es por esta razón que se hace fundamental el entendimiento de la geología, hidrología, y de las propiedades del suelo, de tal modo que estos conceptos básicos sean aplicados de manera correcta al problema de estabilidad de taludes.

Antes de desarrollar las distintas maneras en las que puede fallar un talud, es necesario conocer la nomenclatura que es utilizada a lo largo del capítulo. A partir de la Figura 7.2 se tiene:

La *pendiente del talud* o *razón de pendiente*: describe la inclinación del talud y está siempre expresada como Horizontal: Vertical.

La *cara* del talud: es la superficie del terreno situada entre la cresta y el pie del talud.

La *altura* del talud H : es la distancia vertical existente entre la cresta y el pie del talud.

La *terrazza*: es un área estrecha ubicada a un cierto nivel del talud con el objeto de facilitar la colocación de superficies de drenaje.

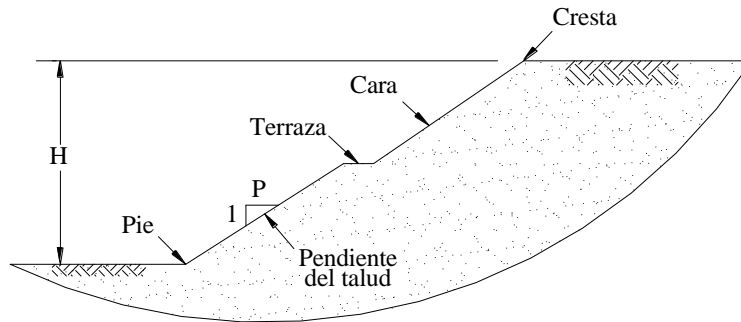


Figura 7.2. Nomenclatura usada para describir taludes.

1 Tipos de fallas.

Existen una amplia variedad de tipos de movimientos (fallas) observados en taludes. Para clasificar estos modos de falla se han desarrollado varios métodos. En el presente capítulo se adopta el propuesto por Varnes (Varnes, 1958; Varnes, 1978; Cruden y Varnes, 1996)

El sistema de Varnes divide las fallas de talud en cinco tipos: fallas, desprendimientos, deslizamientos, esparcimientos y flujos. A continuación se desarrolla separadamente cada uno de estos tipos de falla. En estos, el término “roca” se refiere a la falla de la roca madre, el término “escombros” se refiere principalmente a suelos gruesos, y el término “suelo” para este apartado se refiere predominantemente a suelo fino.

Fallas.- Son fallas de taludes consistentes de fragmentos de suelo o roca que caen rápidamente, pudiendo ser transportadas por el aire a lo largo de su caída. Este tipo de falla ocurre a menudo en taludes de roca empinados y usualmente se produce cuando fragmentos de roca son afectados por la erosión, por raíces de árboles, por la presión del agua presente en los poros o finalmente pueden también producirse como resultado de los movimientos de un terremoto, Fig. 7.3 (a).

Desprendimiento.- Un desprendimiento es similar a una falla, excepto que el movimiento empieza con una masa de roca o arcilla rígida cayendo alrededor de una fisura o unión vertical o casi vertical. Este modo de falla ocurre solo en taludes empinados, Fig. 7.3 (b). Este tipo de falla es esencialmente importante en esquistos y pizarras, pero según Goodman (1993) puede también ocurrir en otro tipo de rocas.

Deslizamientos.- En esta forma de movimiento la masa de suelo permanece esencialmente intacta, es decir, se trata de uno o más bloques de suelo que se deslizan a lo largo de una superficie bien definida y definitiva de falla. Los deslizamientos pueden ser descritos por su geometría, y se subdividen en dos tipos principales:

- Deslizamientos traslacionales que involucran movimientos lineales de bloques de rocas a lo largo de superficies planas de corte o movimientos de estratos de suelo que se encuentran cercanos a la superficie. Estos movimientos, son por lo general superficiales y paralelos a la superficie, Fig. 7.3 (c).
- Deslizamientos rotacionales que ocurren característicamente en rocas débiles homogéneas o en suelos cohesivos. El movimiento se produce a lo largo de una superficie curva de corte de tal manera que la masa deslizante origina un

hundimiento cerca de la cresta, mientras que se produce un abultamiento cerca del pie del talud, Fig. 7.3 (d).

Esparcimientos.- Son similares a deslizamientos traslacionales excepto porque en este tipo de falla, los bloques se van separando y se mueven simultáneamente hacia fuera, Fig. 7.3 (e). Este modo de falla refleja el movimiento producido en un estrato de suelo muy débil, y algunas veces puede presentarse durante terremotos cuando una zona de suelo entra en estado de licuefacción.

Los esparcimientos ocurren en taludes de pendiente moderada, y a menudo terminan en la orilla de los ríos. Estos pueden ser muy destructivos, debido a que a menudo afectan a grandes áreas y producen el movimiento de largas distancias.

Flujo.- En este caso de movimiento la masa deslizante es alterada internamente, moviéndose parcial o totalmente como un fluido. Los flujos ocurren a menudo en suelos saturados débiles en los que la presión de poros se ha incrementado lo suficiente como para producir una pérdida general de la resistencia al cortante del suelo. No existe una superficie de corte definida, Fig. 7.3 (f).

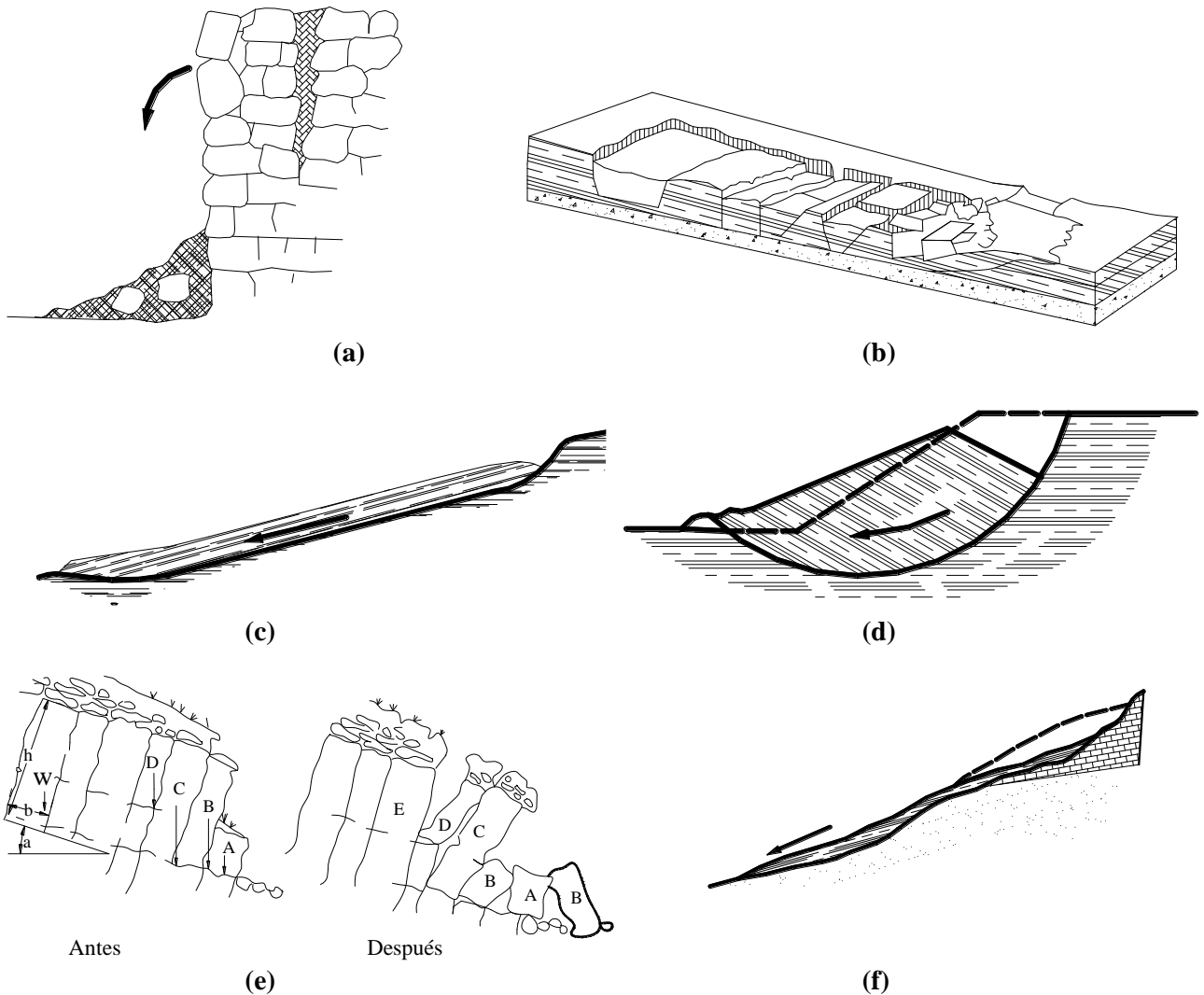


Figura 7.3. Tipos de movimientos de masa (a) Falla (b) Desprendimiento (c) Deslizamiento traslacional (d) Deslizamiento rotacional (e) Esparcimiento (f) Flujo.

2 Análisis de estabilidad.

Cuando se realizan análisis de estabilidad de taludes pueden utilizarse métodos cualitativos o métodos cuantitativos. Estos análisis requieren a menudo de la habilidad del ingeniero, necesitando también la consideración de las condiciones presentes y las condiciones futuras del talud.

Para el análisis de fallas potenciales y derrumbamientos se suelen utilizar métodos cualitativos y semi- cuantitativos, basándose éstos principalmente en una evaluación geológica del lugar. Para derrumbamientos, estos métodos podrían ser reemplazados por un método de análisis límite cuantitativo. Sin embargo para el caso de flujos es recomendable utilizar análisis semi- cuantitativos.

Finalmente, los deslizamientos son favorablemente analizados por medio de métodos cuantitativos que se basan en la evaluación de una superficie potencial de falla a través de un factor de seguridad. El presente capítulo se enfoca principalmente en el análisis cuantitativo de deslizamientos, debido a que este tipo de análisis es ampliamente usado.

Sin embargo, el énfasis realizado en este método no significa que los deslizamientos son más importantes que cualquier otro tipo de falla, ni tampoco significa que los análisis cualitativos no son usados, sino por el contrario, debe tenerse en cuenta que una adecuada evaluación de problemas de estabilidad requiere de la aplicación de una amplia variedad de métodos y técnicas.

Haciendo uso de los métodos cuantitativos, la estabilidad de taludes puede ser analizada usando uno o más de los siguientes métodos:

- Método del análisis límite
- Método de elementos finitos.
- Método del equilibrio límite.

El método de análisis límite trabaja con modelos que consideran al suelo como un material perfectamente plástico. Este método hace uso de las características esfuerzo-deformación y de un criterio de falla para el suelo. La solución de un análisis límite es una solución de borde inferior, es decir, la solución obtenida es menor que la carga de colapso real.

El método de elementos finitos requiere la discretización del dominio del suelo, y hace, de igual manera al anterior, uso de las características esfuerzo-deformación del suelo y de un criterio de falla utilizado, para identificar las regiones del suelo que han alcanzado un estado de esfuerzos de falla. El método de elementos finitos no requiere de especulaciones a cerca de una posible superficie de falla.

El método del equilibrio límite, debido a su simplicidad, es el más utilizado para el análisis de estabilidad de taludes. Este tipo de análisis requiere información sobre los parámetros de resistencia del suelo y no así sobre la relación esfuerzo-deformación; por otra parte, este método proporciona una solución de borde superior, es decir, la solución encontrada es mayor que la carga real de colapso.

Durante el último siglo se han desarrollado una serie de métodos basados en el método del equilibrio límite, siendo las principales hipótesis de este método las siguientes:

- Mecanismos de rotura con superficies de falla planas o curvas.
- El cuerpo deslizante sobre la superficie de falla puede ser dividido en un número finito de fragmentos, generalmente verticales.

- La falla se produce cuando la resistencia al cortante a lo largo de la superficie potencial de falla asumida iguala a la resistencia al cortante del suelo; es decir cuando el factor de seguridad es igual a 1 ($FS = 1$).
- Se realizan suposiciones a cerca de las fuerzas interfragmentos con el objetivo de volver al problema determinado.
- El factor de seguridad se calcula a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos. Este método supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla ($FS = 1$).
- Asume que el factor de seguridad calculado es constante en toda la superficie de falla.

En el método del equilibrio límite, el análisis de estabilidad de taludes se basa fundamentalmente en la determinación del factor de seguridad, que es de vital importancia en el momento de realizar diseños racionales de taludes.

Al elegir la manera de determinar el factor de seguridad se debe tomar en cuenta la confiabilidad de los resultados obtenidos. Por lo general, cuando la exploración del sitio es de baja calidad, debe adoptarse un elevado factor de seguridad, considerando por otra parte la experiencia que pudiera tener el ingeniero trabajando con casos similares.

El factor de seguridad para el talud observado en la Figura 7.4 se define como:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad [7.1]$$

Donde:

τ_f = Resistencia al cortante promedio del suelo = $c + \sigma' \tan \phi$

τ_d = Resistencia al cortante promedio desarrollada a lo largo de la superficie potencial de falla $aed = c_d + \sigma'_d \tan \phi_d$

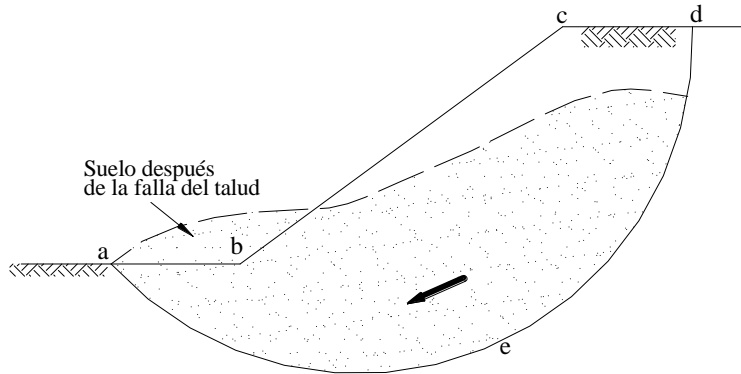


Figura 7.4. Falla de un talud.

Cuando se considera la diferenciación entre condiciones drenadas (parámetros efectivos) y no drenadas (parámetros totales), aparecen factores de seguridad respecto a la fricción y a la cohesión, respectivamente.

El factor de seguridad respecto a la fricción es:

$$FS_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \quad [7.2]$$

El factor de seguridad respecto a la cohesión es:

$$FS_c = \frac{c}{c_d}$$

$$c_d = \frac{c}{FS_c} \quad [7.3]$$

A partir de la ecuación [7.1] se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_d + \sigma' \tan \phi_d} \quad [7.1a]$$

Reemplazando las ecuaciones [7.2] y [7.3] en la ecuación [7.1a], se tiene:

$$FS = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\frac{c}{FS_c} + \sigma' \frac{\tan \phi}{FS_\phi}} \quad [7.1b]$$

De acuerdo a una de las hipótesis del método de equilibrio límite, la falla se produce cuando $FS = 1$, y esto ocurre sólo cuando FS_ϕ es igual a FS_c , y ambos son iguales a 1.

Entonces, según el método de equilibrio límite, la falla ocurre cuando:

$$FS = FS_\phi = FS_c = 1 \quad [7.1c]$$

Según otra de las hipótesis del método del equilibrio límite, el factor de seguridad se calcula a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos. Si se considera una superficie de falla plana, Fig. 7.5., el factor de seguridad es determinado como la razón entre la sumatoria de las fuerzas resistentes y la sumatoria de las fuerzas mobilizadoras. El factor de seguridad para este caso es:

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas mobilizadoras}} \quad [7.4]$$

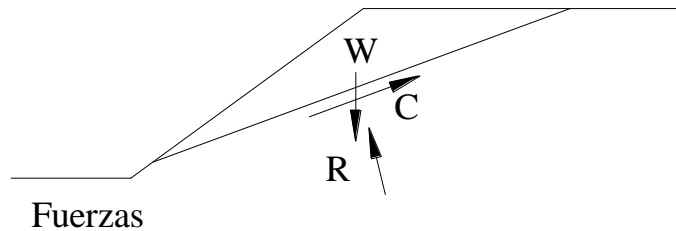


Figura 7.5. Definición del factor de seguridad según el método del equilibrio límite; Equilibrio de fuerzas.

Por otro lado si se considera una superficie de falla circular, Fig. 7.6, el factor de seguridad es determinado como la razón entre la sumatoria de momentos resistentes y la sumatoria de momentos mobilizadores, como se indica a continuación:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos mobilizadores}} \quad [7.5]$$

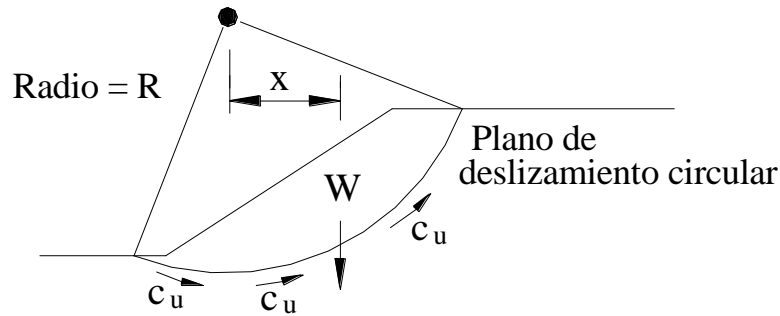


Figura 7.6. Definición del factor de seguridad según el método del equilibrio límite; Equilibrio de momentos.

Para la determinación del factor de seguridad en el análisis de estabilidad de taludes realizado en cortes o terraplenes, es necesario considerar, tanto las condiciones inmediatas como las condiciones a largo plazo; así también si la falla se produce en una superficie nueva de deslizamiento o en una superficie de deslizamiento ya existente.

Para la elección de los parámetros de resistencia, a utilizarse en el diseño de taludes, existen guías que ayudan a una elección adecuada de valores que puedan conducir a la obtención de resultados confiables, sin dejar de lado que existe la posibilidad de que uno se encuentre con problemas de condiciones muy particulares, en los que el ingeniero debe aplicar su criterio en el momento de la elección de estos valores.

Estas guías se basan principalmente en la consideración de que si la superficie de falla es nueva o preexistente, y son presentadas a continuación:

- Deslizamientos a lo largo de *superficie preexistentes*.- Este estado de falla ocurre sólo cuando ya se han presentado grandes desplazamientos. Los parámetros de resistencia residual deben ser utilizados:

$$\text{Condición no drenada: } \tau_f = (c_u)_r$$

$$\text{Condición drenada: } \tau_f = \sigma' \tan(\phi')_r$$

- Deslizamiento a lo largo de una *superficie nueva de falla*.- En este caso la superficie nueva de falla, se presenta debido a que la resistencia pico o la resistencia última ha sido alcanzada. La elección de los parámetros de resistencia se realiza en función a la historia de preesfuerzo y a las condiciones de drenaje. De acuerdo a la historia de preesfuerzo se tiene:

- Suelos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados, entre los que se encuentran suelos de baja densidad y aquellos que presentan más humedad que en su estado crítico. Los parámetros de resistencia a utilizarse son:

$$\text{Condición no drenada (resistencia pico): } \tau_f = c_u$$

$$\text{Condición drenada (resistencia crítica): } \tau_f = \sigma' \tan \phi'_c$$

- Suelos sobreconsolidados entre los que se encuentran suelos de alta densidad y aquellos que presentan menos humedad que en su estado crítico. En este tipo de suelos ocurren por lo general deformaciones pequeñas y la resistencia pico es mayor a la resistencia crítica. Se recomienda ser cuidadoso cuando las deformaciones a producirse son desconocidas o difíciles de predecir. Los parámetros de resistencia son:

Deformaciones pequeñas:

Condición no drenada (resistencia pico): $\tau_f = c_u$

Condición drenada (resistencia pico): $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$

Deformaciones desconocidas o difíciles de predecir:

Condición no drenada (resistencia crítica): $\tau_f = c_u$

Condición drenada (resistencia crítica): $\tau_f = \sigma' \tan \phi'_c$

Arenas:

Más densas que en su estado crítico (resistencia pico): $\tau_f = \tan \phi'$

Menos densas que en su estado crítico (resistencia crítica): $\tau_f = \tan \phi'_c$

3 Taludes infinitos.

El deslizamiento producido en un talud infinito es comúnmente descrito por un movimiento traslacional que se lleva a cabo a lo largo de una superficie plana, poco profunda y paralela a la superficie del talud. Generalmente, una superficie de falla plana se presenta cuando por debajo del talud existe un estrato de suelo duro. En este caso, se ignoran los efectos de curvatura de la superficie de falla en la parte superior e inferior del talud.

Para la determinación del factor de seguridad en taludes infinitos se consideran dos posibles condiciones:

Talud infinito sin flujo de agua.- Se considera la sección del talud presentada en la Figura 7.7. Se espera que el talud observado falle a lo largo de una superficie plana paralela a la superficie. Según el método de equilibrio límite, el factor de seguridad para tal situación es:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

La resistencia al cortante del suelo τ_f , es:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [7.6]$$

En la ecuación [7.6] c' y ϕ' son obtenidos de ensayos de laboratorio; mientras que σ' está referido al valor de esfuerzos efectivos, es decir, $\sigma' = \sigma - u$.

Para el caso de un talud sin flujo de agua, $u = 0$, entonces $\sigma' = \sigma$.

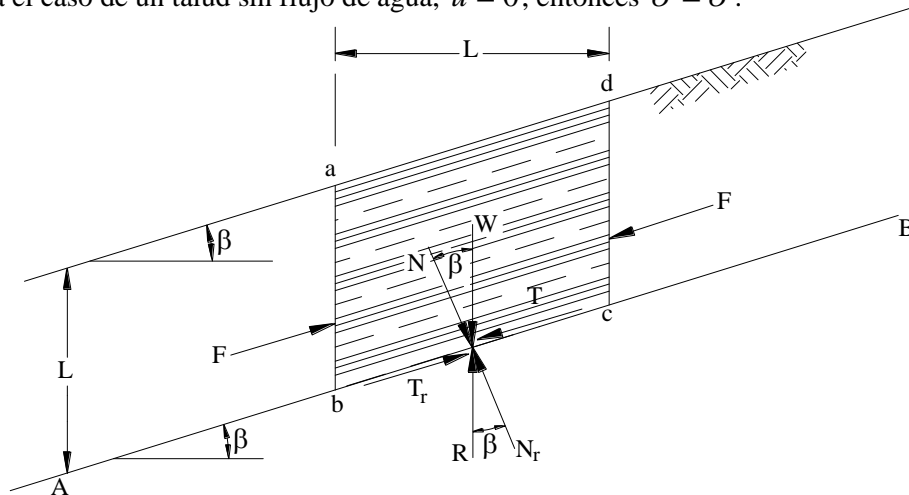


Figura 7.7. Análisis de un talud infinito sin flujo de agua.

De acuerdo a la Figura 7.7, la inestabilidad del elemento prismático de longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura es causada por el peso del elemento:

$$\text{Peso del elemento: } W = \gamma LH \quad [7.7]$$

Al ser el peso una fuerza vertical, esta debe ser descompuesta en sus componentes normales y cortantes al plano de deslizamiento. Luego, se tiene:

$$\text{Fuerza normal al plano de deslizamiento: } N = W \cos \beta \quad [7.8]$$

$$\text{Fuerza cortante a lo largo del plano de deslizamiento: } T = W \sin \beta \quad [7.9]$$

Entonces, el esfuerzo total normal σ es igual a la sumatoria de fuerzas normales a la superficie de deslizamiento dividida por el área de la base del talud $A = \frac{L}{\cos \beta} \times 1$. Luego, se tiene:

$$\sigma = \frac{N}{\text{Área de la base}} = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.10]$$

Reemplazando la ecuación [7.7] y en la ecuación [7.10], se tiene:

$$\sigma = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma H \cos^2 \beta \quad [7.11]$$

El esfuerzo cortante en la superficie de deslizamiento es igual a:

$$\tau = \frac{T}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.12]$$

Reemplazando la ecuación [7.7] en la ecuación [7.12], se tiene:

$$\tau = \frac{T}{\text{área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \sin \beta \cos \beta}{L} = \gamma H \sin \beta \cos \beta \quad [7.13]$$

Reemplazando [7.11] en [7.6], se tiene:

$$\tau_f = c' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi' \quad [7.14]$$

Las reacciones a las fuerzas normales y cortantes debidas al peso, son iguales y opuestas respectivamente, siendo éstas:

$$\text{Reacción a la fuerza normal: } N_r = R \cos \beta = N \quad [7.15]$$

$$\text{Reacción a la fuerza cortante: } T_r = R \sin \beta = T \quad [7.16]$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante resistivo τ_d que se desarrolla en la base del talud es igual a:

$$\tau_d = \frac{T_r}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.17]$$

$$\tau_d = \frac{W \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma LH \sin \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma H \sin \beta \cos \beta \quad [7.18]$$

Reemplazando la ecuación [7.14] y [7.18] en la ecuación [7.1], se tiene:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} = \frac{c' + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \quad [7.19]$$

Reordenando la ecuación [7.19]:

$$FS = \frac{c'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta} \times \frac{\cos \beta}{\cos \beta} + \frac{\gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma H \sin \beta \cos \beta}$$

$$FS = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad [7.20]$$

Para un suelo granular $c = 0$, y el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Por tanto, en suelos granulares el FS es independiente de la altura del talud y este es estable si $\beta < \phi$. Sin embargo, si el suelo posee cohesión y fricción, la profundidad a lo largo de la cual ocurre la falla, puede ser determinada sustituyendo $FS = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación [7.20]. Entonces, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi)} \quad [7.21]$$

Talud infinito con flujo de agua.- Se considera la sección del talud presentada en la Figura 7.8, y se asume que existe flujo a través del suelo. La posición del nivel freático coincide con la superficie.

Según el método de equilibrio límite, el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d}$$

Para estimar el valor del factor de seguridad del talud contra deslizamiento a lo largo del plano AB , se considera nuevamente un elemento prismático de longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura 7.8. La inestabilidad de dicho elemento es causada por su propio peso, que de manera análoga al caso anterior es:

$$W = \gamma_{sat} LH$$

De manera similar, las componentes normales y cortantes al plano de deslizamiento son:

$$\text{Fuerza normal a lo largo del plano de deslizamiento: } N = W \cos \beta \quad [7.22]$$

$$\text{Fuerza cortante a lo largo del plano de deslizamiento: } T = W \sin \beta \quad [7.23]$$

La resistencia al cortante del suelo τ_f es:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [7.6]$$

En la ecuación [7.6] c' y ϕ' son obtenidos de ensayos de laboratorio; mientras que σ' está referido al valor de esfuerzos efectivos, es decir, $\sigma' = \sigma - u$

El valor de la presión de poros de agua $u = (\text{altura piezométrica } h) \times \gamma_w$. A partir de la Figura 7.8 (b), la altura piezométrica h es:

$$h = \overline{ef} \cos \beta = (H \cos \beta) \cos \beta = H \cos^2 \beta \quad [7.24]$$

Finalmente la presión de poros de agua u es:

$$u = \gamma_w H \cos^2 \beta \quad [7.25]$$

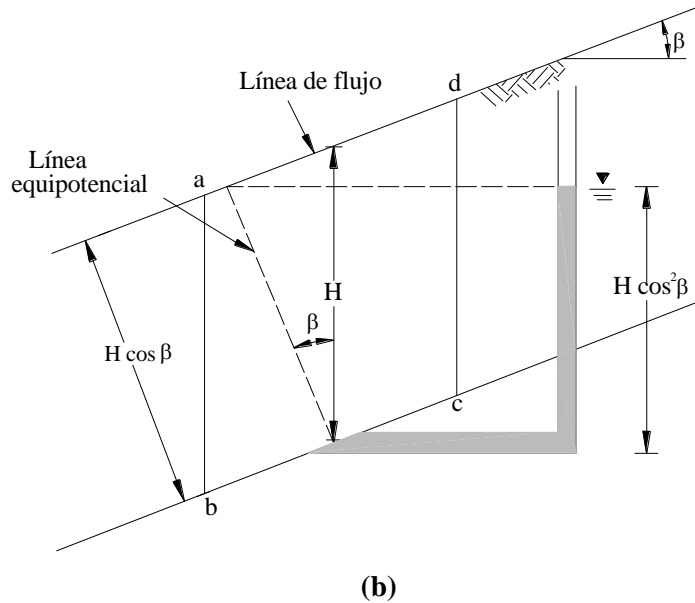
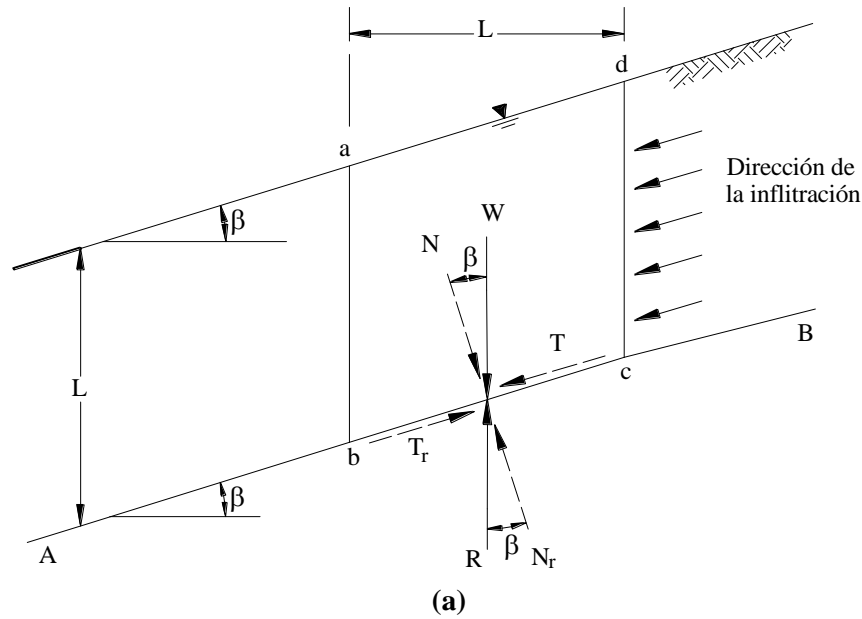


Figura 7.8. Análisis de un talud infinito con flujo de agua.

El valor del esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en la base se determinan de la misma manera que en el caso anterior, con la única diferencia de que el peso específico utilizado en los cálculos es el peso específico saturado. Luego, se tiene:

$$\sigma = \frac{N}{\text{Área de la base}} = \frac{W \cos \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} LH \cos^2 \beta}{L} = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta \quad [7.26]$$

$$\tau = \frac{T}{\text{Área de la base}} = \frac{W \text{sen} \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} L H \text{sen} \beta \cos \beta}{L} = \gamma_{sat} H \text{sen} \beta \cos \beta \quad [7.27]$$

Entonces, el valor del esfuerzo efectivo en la ecuación [7.6] es igual a:

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta \\ \sigma' &= H \cos^2 \beta (\gamma_{sat} - \gamma_w)\end{aligned}\quad [7.28]$$

Reemplazando la ecuación [7.28] en la ecuación [7.6] se tiene:

$$\tau_f = c' + H \cos^2 \beta (\gamma_{sat} - \gamma_w) \tan \phi' \quad [7.26]$$

Las reacciones a las fuerzas normales y cortantes debidas al peso, son iguales y opuestas respectivamente, siendo estas:

$$\text{Reacción a la fuerza normal: } N_r = R \cos \beta = N \quad [7.27]$$

$$\text{Reacción a la fuerza cortante: } T_r = R \sen \beta = T \quad [7.28]$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante resistivo τ_d que se desarrolla en la base del talud es igual a:

$$\tau_d = \frac{T_r}{\text{Área de la base}} = \frac{W \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} \quad [7.29]$$

$$\tau_d = \frac{W \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta} \times 1} = \frac{\gamma_{sat} L H \sen \beta}{\frac{L}{\cos \beta}} = \gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta \quad [7.30]$$

Reemplazando la ecuación [7.26] y [7.30] en la ecuación [7.1], se tiene:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} = \frac{c' + (\gamma_{sat} - \gamma_w) H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \quad [7.31]$$

Reordenando la ecuación [7.31], se tiene:

$$\begin{aligned}FS &= \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \times \frac{\cos \beta}{\cos \beta} + \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) H \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \sen \beta \cos \beta} \\ FS &= \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}\end{aligned}\quad [7.32]$$

Donde:

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

De la misma manera que para talud sin flujo de agua; para un suelo granular $c = 0$, y el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

Si el suelo posee cohesión y fricción, la profundidad a lo largo de la cual ocurre la falla, puede ser determinada sustituyendo $FS = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación [7.32]. Entonces, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma_{sat} \sen \beta - \gamma' \cos \beta \tan \phi} \quad [7.33]$$

4 Taludes finitos.

Se considera a un talud como finito cuando la altura del talud tiende a la altura crítica. Debe recordarse que el análisis de estabilidad para este tipo de taludes se basa en el método del equilibrio límite plástico, por tanto, este análisis considera que la falla ocurre cuando en el

talud se origina un deslizamiento en el que las deformaciones continúan incrementándose aún cuando los esfuerzos permanezcan constantes.

Para el análisis de estabilidad, es necesario definir: la geometría de la superficie de deslizamiento, la masa del suelo que se mueve a lo largo de esta superficie (considerado como cuerpo libre); sin dejar de lado la comparación que debe realizarse entre la resistencia al cortante del suelo y la resistencia al cortante desarrollada en la superficie de deslizamiento.

La Figura 7.9 muestra las distintas formas de superficies de deslizamiento que existen. La forma más simple de estas, es la superficie propuesta por Cullmann (1866), Figura 7.9(a), que considera un plano infinitamente largo que pasa a través del pie del talud.

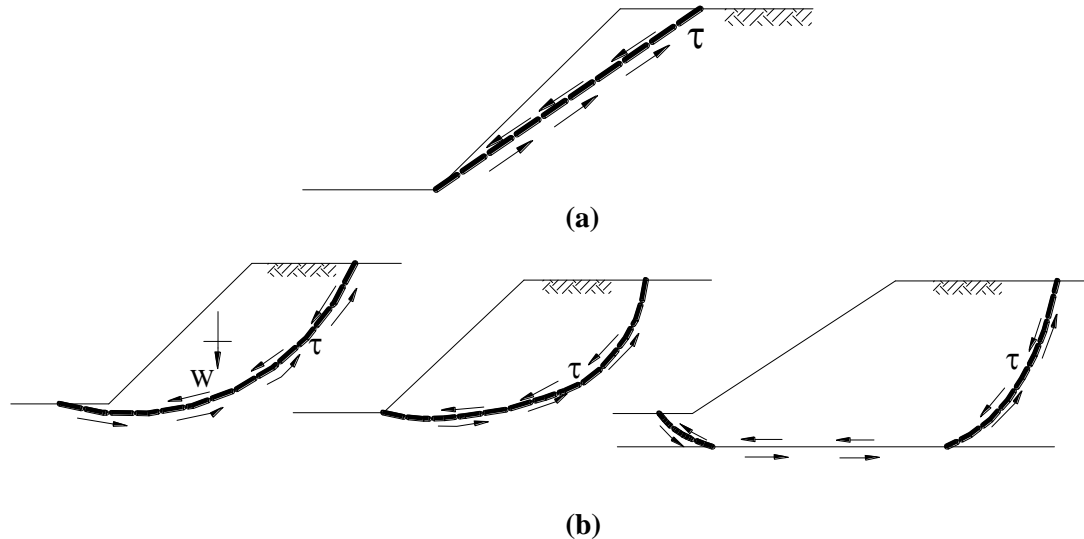


Figura 7.9. Tipos de superficie de falla (a) Falla plana (b) Falla circular.

4.1 Superficie de falla plana.

En muchos casos, pueden desarrollarse grietas de tensión en la cresta del talud. A su vez, en estas grietas puede evidenciarse la presencia de agua, Fig. 7.10. La estabilidad del talud para tal caso es determinada considerando una superficie de falla plana.

El factor de seguridad para una superficie de falla plana, es determinado a partir del esquema observado en la Figura 7.10, haciendo uso del método del equilibrio límite.

Para este caso, además de las hipótesis expuestas en el apartado 2, se considera:

- Existe presión de agua y se producen grietas de tensión como se observa en la Figura 10.
- El talud tiene una longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura 7.10.
- No existe cizallamiento en los extremos del talud.
- Las cargas no aplican momento neto.

A partir de la ecuación [7.6], se tiene:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

A partir de la Figura 7.10, la longitud del plano de falla es:

$$l = (H - z) \cos \psi_p \quad [7.34]$$

Las fuerzas a considerarse para el tipo de falla de la Figura 7.10 son:

$$U = \frac{1}{2} z_w \gamma_w (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad [7.35]$$

$$V = \frac{1}{2} z_w^2 \gamma_w \quad [7.36]$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cot \psi_p \left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) - \cot \psi_f \right] \quad [7.37]$$

Donde:

U = Fuerza debida a la presión del agua.

V = Fuerza de empuje del agua en la grieta de tensión.

W = Peso del bloque deslizante.

z_w = Altura de agua en la grieta de tensión.

z = Profundidad de la grieta.

H = Altura de la cara del talud.

ψ_f = Inclinación del talud.

ψ_p = Inclinación del plano de falla.

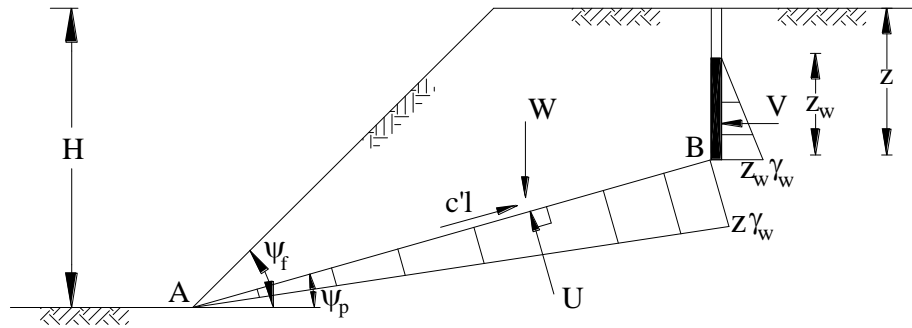


Figura 7.10. Superficie de falla.

La suma de las componentes de las fuerzas paralelas al plano de deslizamiento AB tiende a producir el deslizamiento de la cuña:

Por sumatoria de fuerzas paralelas al plano, se tiene:

$$F = W \sin \psi_p + V \cos \psi_p \quad [7.38]$$

La fuerza máxima resistente que se desarrolla a lo largo del plano AB es:

$$\begin{aligned} R &= \tau_f l \\ R &= (c + \sigma' \tan \phi) l \\ R &= (cl + (\sigma' \times l) \times \tan \phi) \end{aligned} \quad [7.39]$$

El esfuerzo efectivo σ' es igual a:

$$\sigma' \times l = (\sigma \times l) - (u \times l) \quad [7.40]$$

La fuerza efectiva que se produce en el plano de deslizamiento es igual a $\sigma' \times l$. Luego, la fuerza total en el plano de deslizamiento es igual a:

$$\sigma \times l = W \cos \psi_p - V \sin \psi_p \quad [7.41]$$

Y la fuerza originada por la presión de poros es igual a:

$$u \times l = U \quad [7.42]$$

Reemplazando [7.41] y [7.42] en [7.40] y luego en [7.39], se tiene:

$$R = cl. + (W \cos \psi_p - V \sin \psi_p - U) \tan \phi$$

Luego, el factor de seguridad con respecto a la resistencia está dado por:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Fuerzas resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas actuantes}}$$

$$FS = \frac{R}{F} = \frac{cl + (W \cos \psi_p - V \sin \psi_p - U) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad [7.43]$$

A partir de la ecuación [7.43], pueden ser derivadas las expresiones para determinar el factor de seguridad de casos especiales, como se presenta a continuación:

a) Talud seco de suelo granular. ($U = 0$, $V = 0$ y $c' = 0$)

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad [7.44]$$

De la ecuación [7.44], se observa que el factor de seguridad es independiente de la altura del talud.

b) Corte vertical, seco sin grietas. ($U = 0$, $V = 0$, $z = 0$ y $\psi_f = 90^\circ$)

Para este caso: $l = H \operatorname{cosec} \psi_p$, $W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \psi_p$. Reemplazando en la ecuación [7.43], se tiene:

$$FS = \frac{2c' \operatorname{cosec} \psi_p + \gamma H \cot \psi_p \cos \psi_p \tan \phi}{\gamma H \cot \psi_p \sin \psi_p}$$

Reordenando, se tiene:

$$FS = \frac{2c' + \gamma H \cos^2 \psi_p \tan \phi}{\gamma H \cos \psi_p \sin \psi_p} \quad [7.45]$$

La altura crítica es obtenida haciendo $FS = 1$ en la ecuación [7.45] y reemplazando $H = H_{cr}$. Luego, se tiene:

$$H_{cr} = \frac{2c' \cos \phi}{\gamma \cos \psi_p \sin(\psi_p - \phi)} \quad [7.46]$$

Para este caso, la altura crítica ocurre cuando $\psi_p = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$.

c) En términos de esfuerzos totales. ($c' = c_u$, $\phi = 0$)

$$FS = \frac{c_u H \operatorname{cosec} \psi_p}{\frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \psi_p \sin \psi_p} = \frac{2c_u}{\gamma H} \operatorname{cosec} \psi_p \sec \psi_p \quad [7.47]$$

El valor de la altura crítica es obtenido de manera similar al inciso (b), de tal modo que:

$$H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma} \quad [7.48]$$

En términos de esfuerzos totales, la altura crítica ocurre cuando $\psi_p = \frac{\pi}{4}$

4.2 Superficie de falla circular.

Aunque el análisis de equilibrio de cuerpo libre a realizarse para el caso de falla plana es bastante simple, los resultados obtenidos sólo son buenos para taludes casi verticales, ya que para los demás casos se obtienen valores muy altos del factor de seguridad.

Sin embargo, Whitlow (1994) afirma que aunque la selección de una superficie más compleja como una espiral logarítmica o una forma irregular produce resultados más cercanos al valor real, el análisis requerido tiende a ser largo y tedioso.

Por tal razón, los análisis de estabilidad utilizados en la actualidad tienden a considerar a la superficie de deslizamiento como una superficie cilíndrica que presenta la forma de un arco circular en su sección transversal.

Cuando se considera una superficie de deslizamiento circular, el círculo de falla puede tener distintas formas, Fig. 7.11, recibiendo cada una las siguientes denominaciones:

- *Círculo de pie.*- Ocurre cuando al producirse la falla, el círculo de falla pasa por el pie del talud, Fig. 7.11 (a). Se denomina falla de talud cuando la superficie de deslizamiento interseca al talud en o arriba de su pie.
- *Círculo de talud.*- Ocurre cuando al producirse la falla, el círculo de falla pasa por encima de la punta del talud, Fig. 7.11 (b). A veces puede presentarse una falla de talud superficial, Fig. 7.11 (c).
- *Círculo de medio punto.*- Ocurre al producirse una falla de base. La falla de base se caracteriza porque la superficie de deslizamiento pasa a cierta distancia debajo del pie del talud, Fig. 7.11 (d).

El análisis de estabilidad cuando se considera una superficie de deslizamiento circular, puede ser llevado a cabo a través de dos métodos:

- Método de masas que es un método muy útil cuando se considera que el suelo que forma el talud es homogéneo. En este método, la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie deslizante es tomada como una unidad.
- Método de los fragmentos en el que la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie de deslizamiento es dividida en varios fragmentos verticales. La principal ventaja de este método es que en su aplicación pueden considerarse efectos tales como la heterogeneidad de los suelos, la presión de poros del agua y tomar en cuenta esfuerzos normales que se presentan en la superficie de falla.

4.2.1 Método de masas.

Para desarrollar tanto el método de masas como el método de fragmentos se debe considerar que el análisis de estabilidad de un corte o de un terraplén se halla fuertemente relacionado a un posible cambio en el valor de la presión de poros.

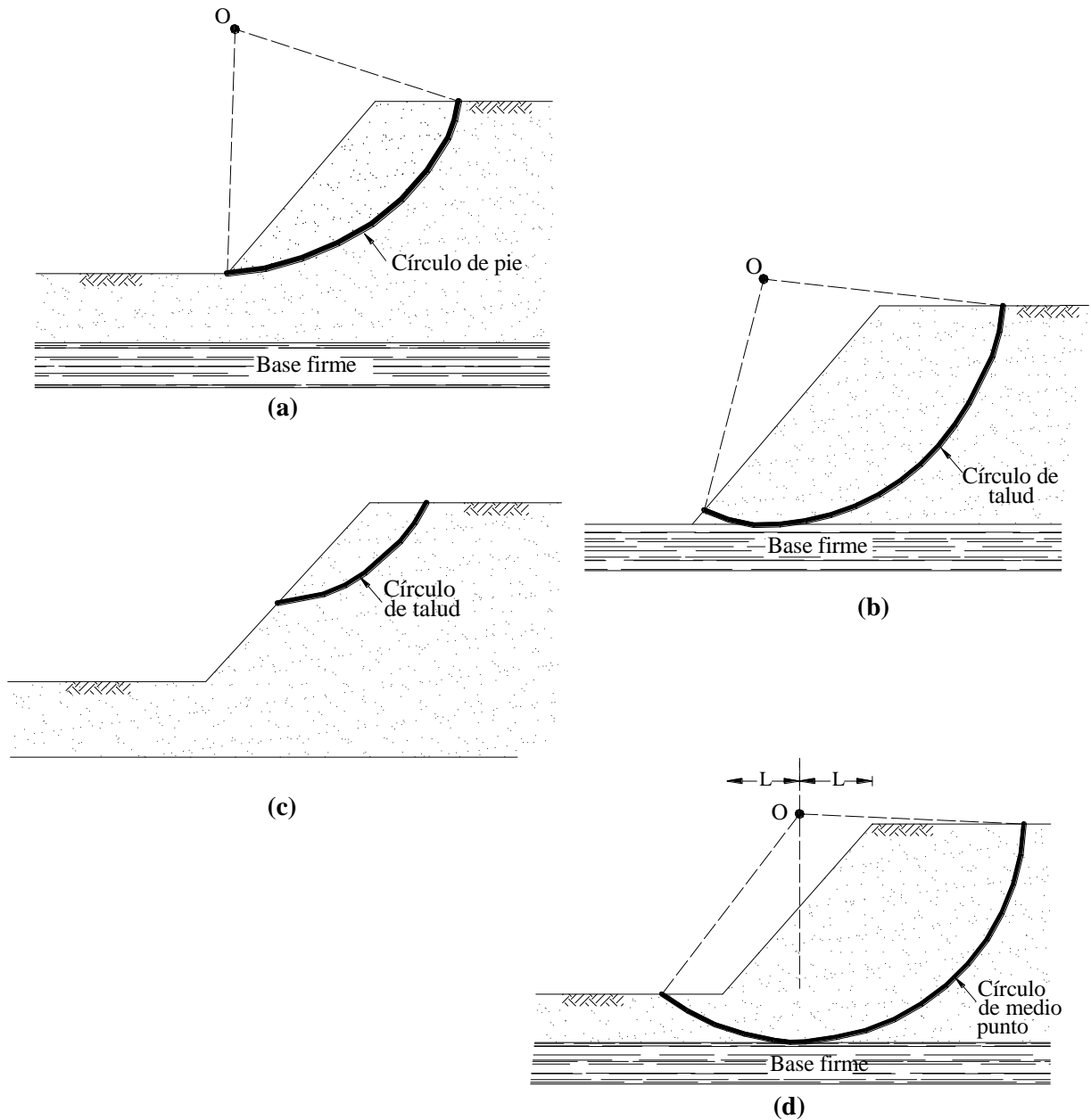


Figura 7.11. Modos de falla de un talud finito. *Falla de talud:* (a) Círculo de pie (b) Círculo de talud. *Falla superficial de talud:* (c) Círculo de talud. *Falla de base* (d) Círculo de medio punto.

Por ejemplo, durante la construcción de un terraplén, se produce un incremento en el valor de la presión de poros. Tal incremento disminuye gradualmente con el tiempo, una vez finalizada la construcción. Por otra parte, cuando se realiza un corte la excavación causa una disminución del valor de la presión de poros. Dicho valor se incrementa gradualmente con el tiempo.

Por consiguiente, se puede notar, que debido a que la resistencia al cortante y la presión de poros tienen una relación inversa, el factor de seguridad más bajo en un terraplén se presenta inmediatamente después de la construcción (condición a corto plazo), mientras que

en un corte este se presenta después de un cierto tiempo de finalizada la construcción (condición a largo plazo).

Los métodos a desarrollarse a continuación consideran la condición a corto plazo (fin de la construcción) como una condición totalmente no drenada en la que la resistencia al cortante está dada por: $\tau = c_u$, realizándose para esta condición un análisis de esfuerzos totales.

La condición a largo plazo toma en cuenta los problemas que pudieran presentarse mucho tiempo después de la construcción, y se considera como una condición drenada en la que se debe realizar un análisis de esfuerzos efectivos.

4.2.1.1 Método de masas – Condición a corto plazo.

Para este caso se considera un corte o un terraplén contruidos sobre una arcilla totalmente saturada. El análisis a realizar es un análisis de esfuerzos totales. Para este, la resistencia al cortante está definida por: $\tau = c_u$.

El procedimiento a seguir está basado en la suposición de que un bloque de suelo rígido se desliza a través de una superficie cilíndrica cuyo centro se encuentra sobre la parte superior del talud. Para esta suposición, existen un sin número de superficies de deslizamiento, siendo el objetivo fundamental del procedimiento el de determinar la superficie que presente el factor de seguridad más bajo.

El factor de seguridad crítico es determinado a través de un procedimiento de ensayo y error que se realiza de la siguiente manera:

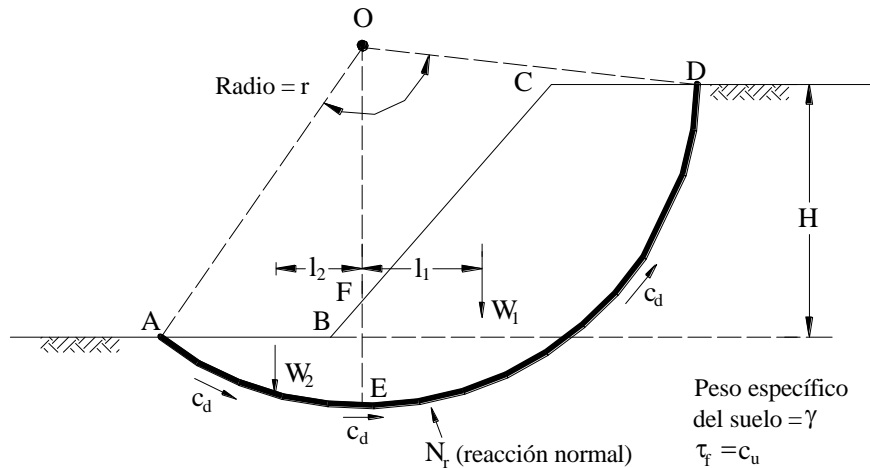


Figura 7.12. Análisis de estabilidad de un talud en un suelo homogéneo de arcilla saturada. (Das, 1997).

A partir de la Figura 7.12, se realiza el análisis de estabilidad por medio de la razón entre momentos resistentes y movilizadores. Para el círculo de falla observado en la Figura 7.12 y considerando una longitud unitaria perpendicular al plano de la Figura; el peso de la masa de suelo sobre la superficie de deslizamiento AED es:

$$W = W_1 + W_2$$

Donde:

$$\begin{aligned} W_1 &= (\text{Área de } FCDEF) \times \gamma \\ W_2 &= (\text{Área de } ABFEA) \times \gamma \\ \gamma &= \text{Peso unitario del suelo saturado.} \end{aligned}$$

El momento que tiende a producir el deslizamiento es igual a la sumatoria de los momentos producidos por W_1 y W_2 , siendo este:

$$M_d = W_1 l_1 - W_2 l_2 \quad [7.49]$$

Donde:

l_1 y l_2 = Brazos de momentos causados por W_1 y W_2 , respectivamente.

Por otro lado, el momento resistente es el momento ocasionado por la fuerza cortante debida a la cohesión del suelo que actúa a lo largo de la superficie circular de deslizamiento AED .

$$M_R = c_d (AED)(1)(r) = c_d r^2 \theta \quad [7.50]$$

A partir de la ecuación [7.5], la falla se produce cuando $FS = 1$, luego:

$$\begin{aligned} FS &= \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos mobilizadores}} \\ M_R &= M_d \\ c_d r^2 \theta &= W_1 l_1 - W_2 l_2 \end{aligned}$$

Luego:

$$c_d = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r^2 \theta} \quad [7.51]$$

De lo expresado anteriormente:

$$FS = \frac{c_u}{c_d} \quad [7.52]$$

De la ecuación [7.52] se observa que el factor de seguridad mínimo se obtiene cuando c_d alcanza un valor máximo. Por tanto, para encontrar la superficie crítica de deslizamiento deben probarse varios círculos de falla hasta encontrar el crítico.

Sin embargo, estos problemas de estabilidad fueron resueltos analíticamente por Fellenius (1927) y Taylor (1937) quienes expresan que la cohesión desarrollada en círculos críticos está dada por la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} c_d &= \gamma H m \\ m &= \frac{c_d}{\gamma H} \end{aligned} \quad [7.53]$$

Donde:

m = Número de estabilidad (adimensional)

La altura crítica se presenta entonces cuando $c_d = c_u$. Luego:

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

La Figura 7.13 permite obtener el número de estabilidad m a partir del ángulo del talud β . Esta gráfica fue redibujada a partir del trabajo realizado por Terzaghi y Peck (1967), quienes usaron al término recíproco de m ($\gamma H/c_d$) y lo llamaron factor de estabilidad.

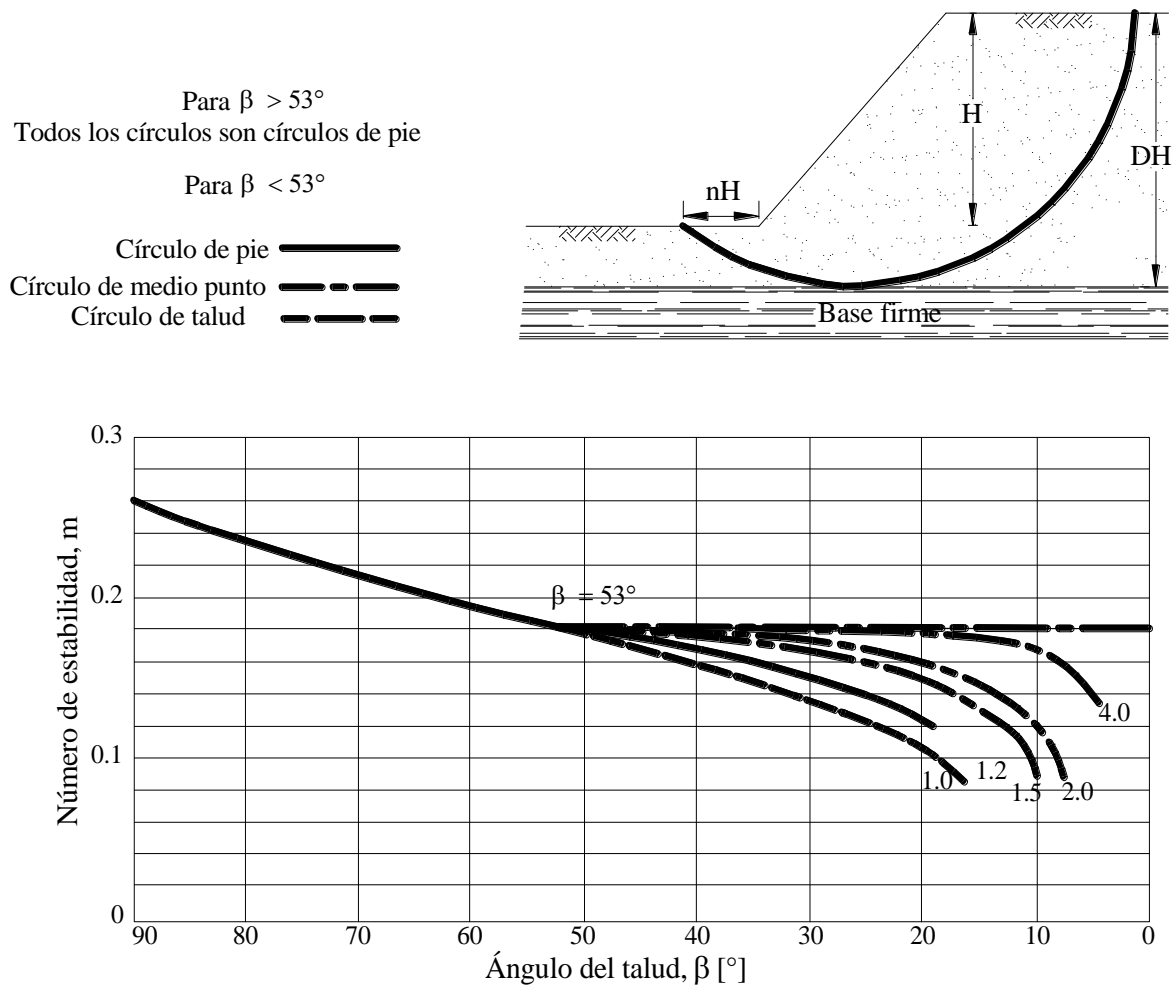


Figura 7.13. (a) Definición de parámetros para falla de círculo de medio punto (b) Gráfica número de estabilidad vs. Ángulo de talud.

Para el uso correcto de la Figura 7.13 deben realizarse las siguientes consideraciones:

- Si $\beta > 53^\circ$; entonces el círculo de deslizamiento o círculo crítico es un círculo de pie. Para situar el centro de este círculo utilizar la Figura 7.14.
- Si $\beta < 53^\circ$; entonces el círculo crítico puede ser un círculo de pie, de talud o de medio punto dependiendo de la posición del estrato firme bajo el talud. Por tanto m depende de la función de profundidad D que se define como:

$$D = \frac{\text{distancia vertical de la cresta del talud al estrato firme}}{\text{altura del talud}} \quad [7.54]$$

- Si el círculo crítico es un círculo de medio punto (es decir, superficie de deslizamiento tangente al estrato firme), su posición se determina por medio de la Figura 7.15. El máximo valor del número de estabilidad para este tipo de círculos críticos es de 0.181.
- La localización de círculos críticos de pie en los que $\beta < 53^\circ$; fue investigada por Fellenius (1927) y es hallada a partir de la Figura 7.16 y la Tabla 7.1.

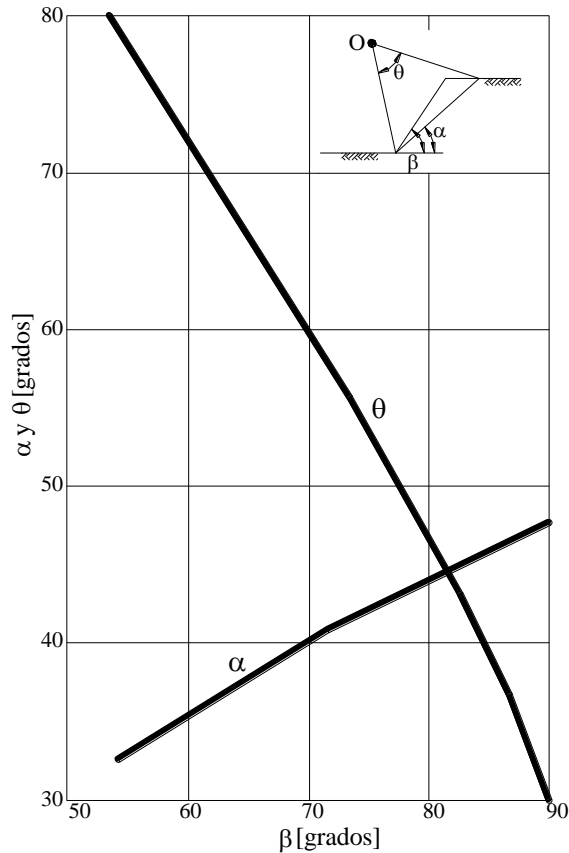


Figura 7.14. Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53^\circ$ (Das, 1997).

4.2.1.2 Método de masas – Condición a largo plazo.

4.2.1.2.1 Método del círculo de fricción para suelos $c' - \phi'$ con $u = 0$.

Este método es muy usado en suelos homogéneos donde $\phi > 0$, de tal manera que la resistencia al cortante dependa de los esfuerzos normales. Este método puede ser utilizado cuando se desea considerar en los cálculos tanto las componentes cohesivas como las de fricción.

El método intenta satisfacer la condición de equilibrio completo, asumiendo la dirección de la resultante de las fuerzas de fricción y normales, F , que actúa en la superficie de falla.

La superficie de falla se produce una vez que se haya movilizado la fricción total; por tanto la línea de acción de la resultante F forma un ángulo ϕ con la normal al arco de deslizamiento AC ; siendo esta línea de acción tangente al círculo de fricción cuyo radio es

igual a $r \sin \phi$.

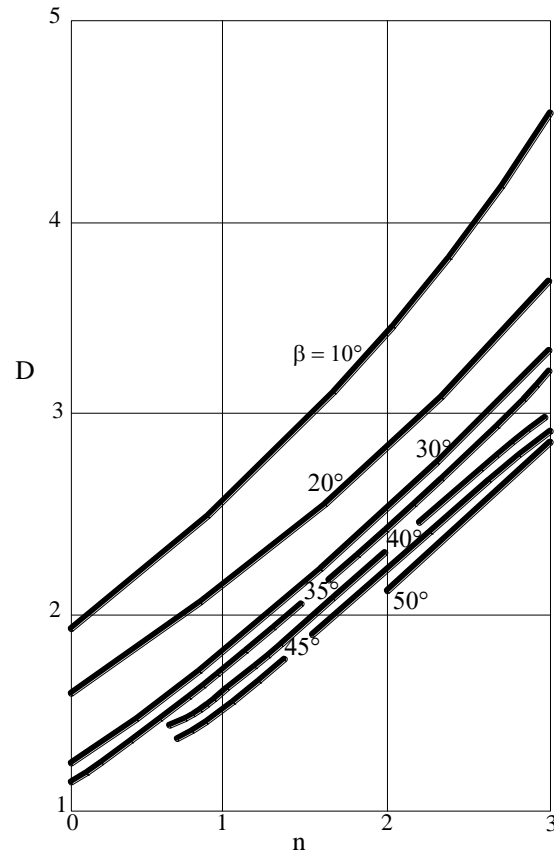


Figura 7.15. Localización del círculo de medio punto (Das, 1997).

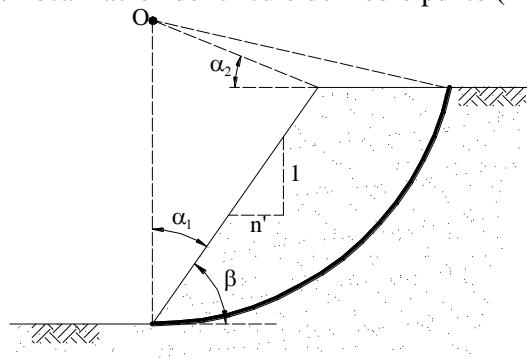


Figura 7.16. Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53^\circ$ (Das, 1997).

Tabla 7.1. Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53^\circ$ (Das, 1997).

n'	$\beta [^\circ]$	$\alpha_1 [^\circ]$	$\alpha_2 [^\circ]$
1,0	45	28	37
1,5	33,68	26	35
2,0	26,57	25	35
3,0	18,43	25	35
5,0	11,32	25	37

Esta suposición es equivalente a decir que la resultante de todas las fuerzas normales que actúan en la superficie de deslizamiento se concentra en un punto, hecho que garantiza la obtención del factor de seguridad más bajo.

Las fuerzas a tomarse en cuenta son las siguientes, Fig.7.17:

- La fuerza debida al peso de la cuña de suelo $W = (Area\ de\ ABC) \times \gamma$
- C_d que es la fuerza resultante de los esfuerzos cortantes cohesivos que actúan en la superficie de deslizamiento AC . Esta fuerza actúa paralela a la dirección de la cuerda \overline{AC} . La distancia a de la fuerza C_d al centro del círculo O es determinada tomando momentos entre la resultante C_d y la fuerza de cohesión cortante distribuida c_d , obteniéndose:

$$a = \frac{c_d (\text{arco } AC) r}{C_d} = \frac{AC}{\overline{AC}} r$$

- La fuerza F es la resultante de las fuerzas normal y de fricción que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento.

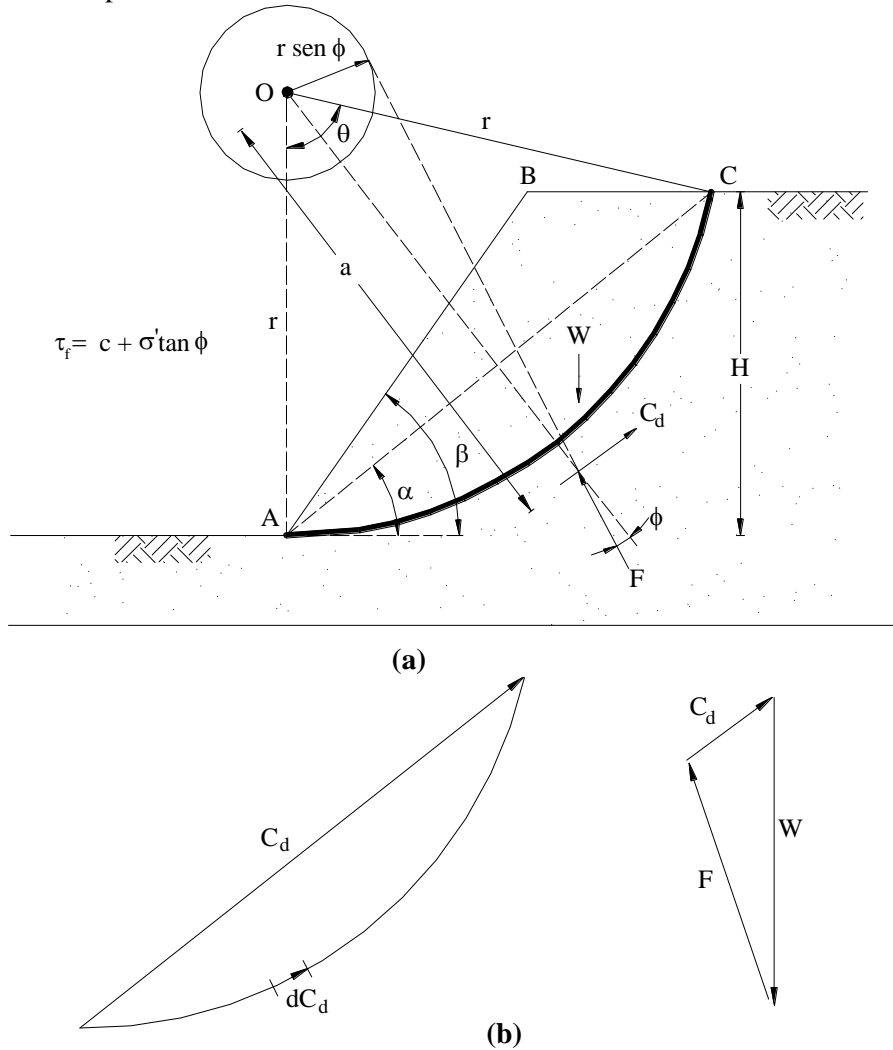


Figura 7.17. Análisis de taludes en suelos homogéneos con $\phi > 0$.

Para que se cumpla la condición de equilibrio, F debe pasar por el punto de intersección de las fuerzas W y C_d . Luego, las direcciones de W , C_d y F al igual que la magnitud de W son conocidas; pudiendo dibujarse el polígono de fuerzas mostrado en la Figura 7.17 (b).

La magnitud de C_d se encuentra a través del polígono de fuerzas, mientras que el valor de la cohesión c_d es determinado a través de la siguiente expresión:

$$c_d = \frac{C_d}{AC} \quad [7.55]$$

Posteriormente se realizan varias pruebas, hasta obtenerse la superficie crítica de deslizamiento, a lo largo de la cual el valor de c_d es máximo.

Luego $c_d = \gamma H [f(\alpha, \beta, \theta, \phi)]$. Cuando el equilibrio límite es alcanzado, $H = H_{cr}$ y $c_d = c$. Entonces, el número de estabilidad m se halla definido de la siguiente manera:

$$m = \frac{c}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi)$$

Para la determinación de m , Taylor proporciona una serie de gráficas, estando todas ellas en función de β y ϕ . El procedimiento a seguirse es un procedimiento iterativo.

4.2.1.2.2 Cartas de Cousins para suelos $c'-\phi'$ con $u > 0$.

El método de Cousins (1978) es una variación al método del círculo de fricción de Taylor que se usa para analizar la estabilidad de taludes construidos en suelos homogéneos. Este método toma en cuenta el efecto de la presión de poros de agua ocasionada por el flujo.

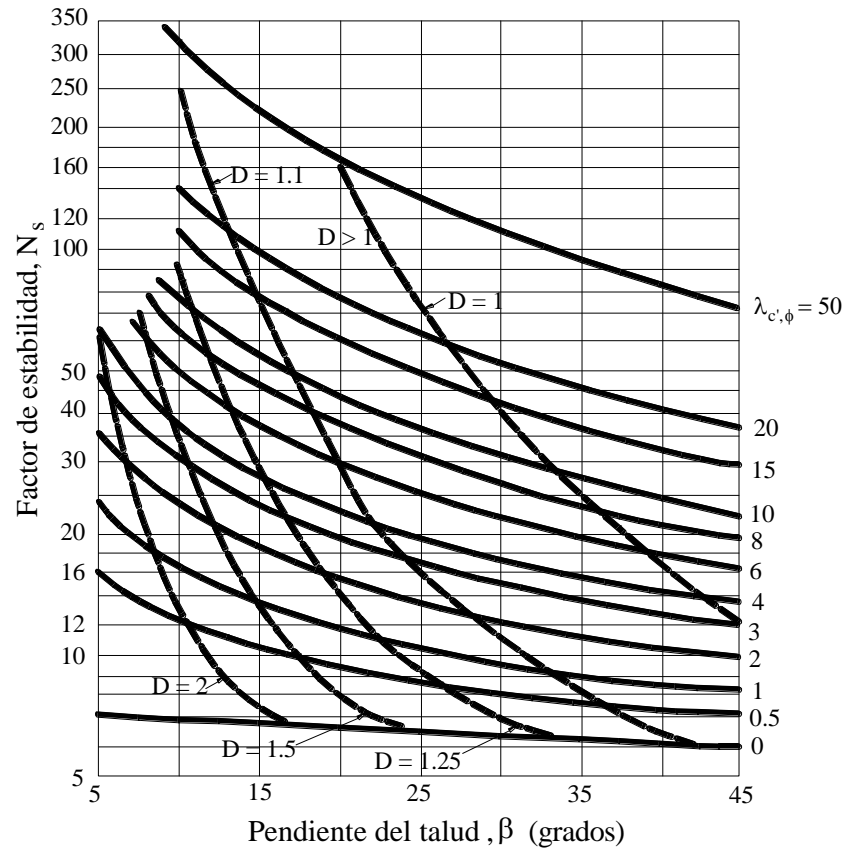
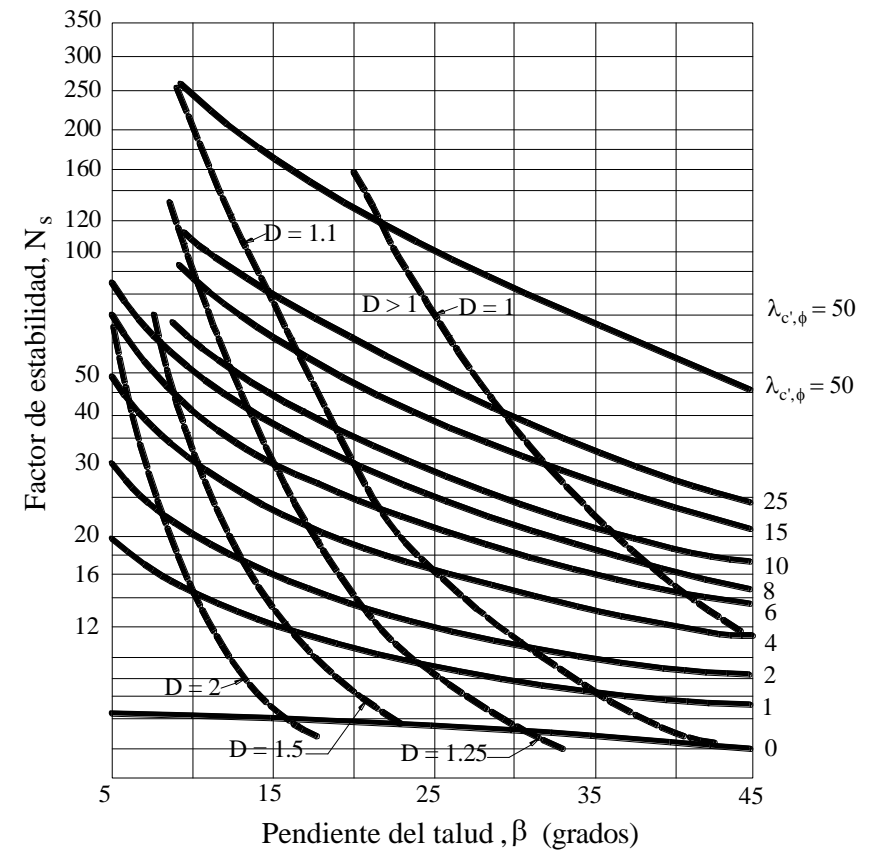
Las cartas de Cousins son presentadas en las Figuras 7.18 y 7.19. Los parámetros utilizados en la elaboración de estas cartas, se detallan a continuación:

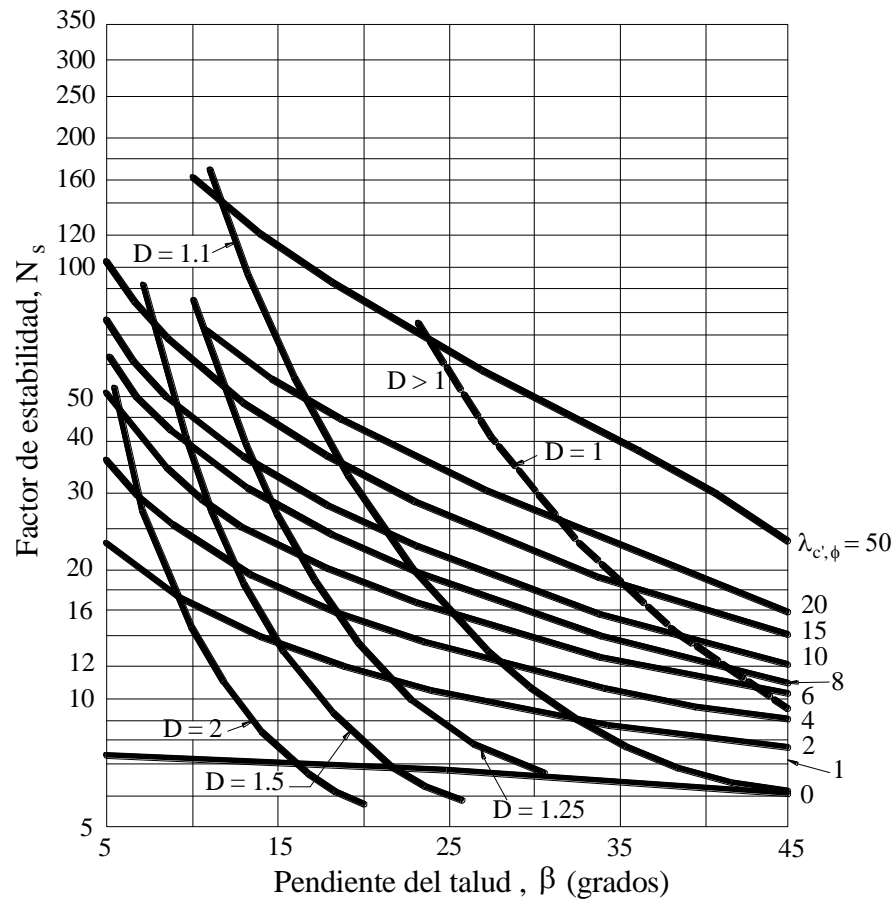
- Altura del talud H .
- Función de profundidad D .
- Peso unitario del suelo γ .
- Parámetros efectivos de resistencia al corte del suelo $c'-\phi'$.
- Coeficiente de presión de poros de agua r_u . La manera de determinación y las consideraciones a tomarse para la obtención de r_u serán desarrolladas en apartados posteriores.
- $\lambda_{c'-\phi'} = \frac{\gamma H \tan \phi'}{c'} \quad [7.56]$
- Factor de estabilidad, N_s .

$$N_s = \frac{\gamma H (FS)}{c'} \quad [7.57]$$

La Figura 7.18 debe ser usada para círculos críticos de pie, mientras que la Figura 7.19 se usa para círculos críticos con varias funciones de profundidad D .

El valor de r_u a utilizarse en estas figuras; debe ser el valor promedio que se presenta a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Para la determinación del mínimo factor de seguridad se recomienda realizar verificaciones tanto para círculos de pie como para círculos con distintas funciones de profundidad.

(a) Círculo de pie $r_u = 0$ (b) Círculo de pie $r_u = 0.25$ **Figura 7.18.** Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies.



(c) Círculo de pie $r_u = 0.5$

Figura 7.18. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies.

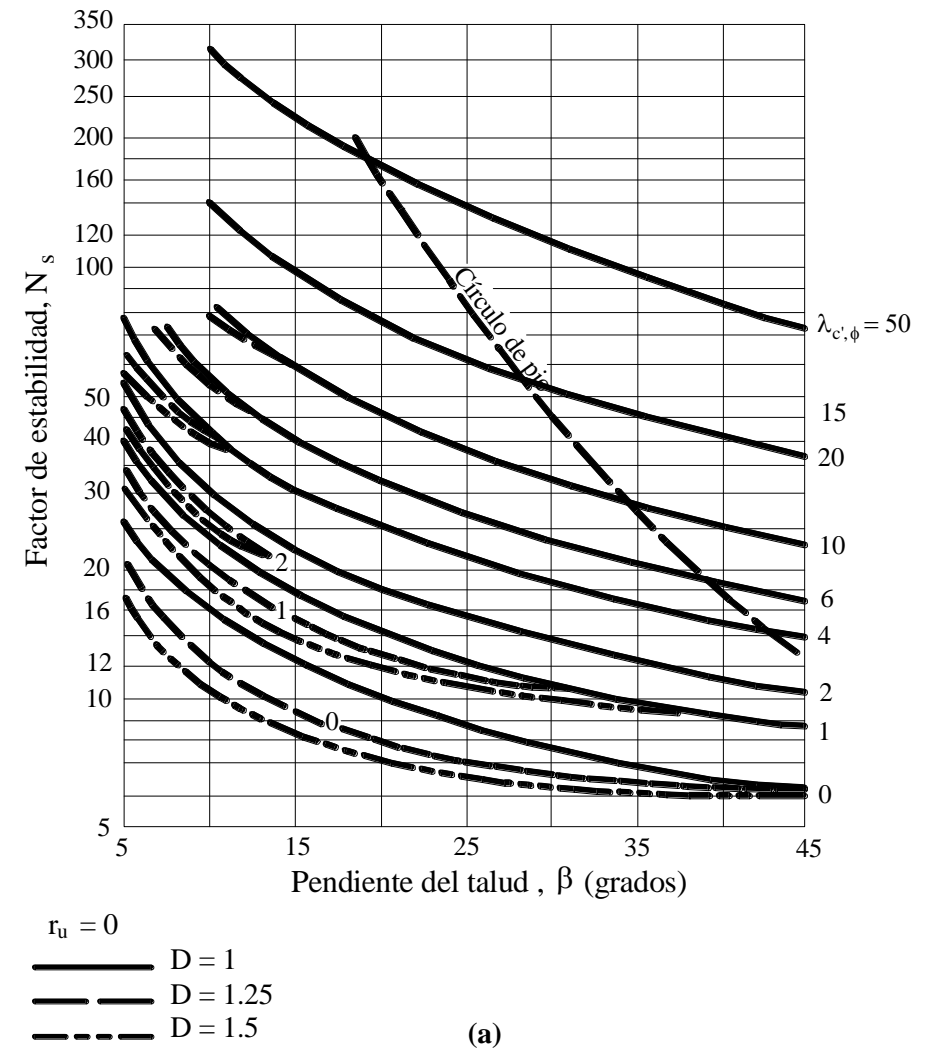


Figura 7.19. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies con factores de profundidad especificados.

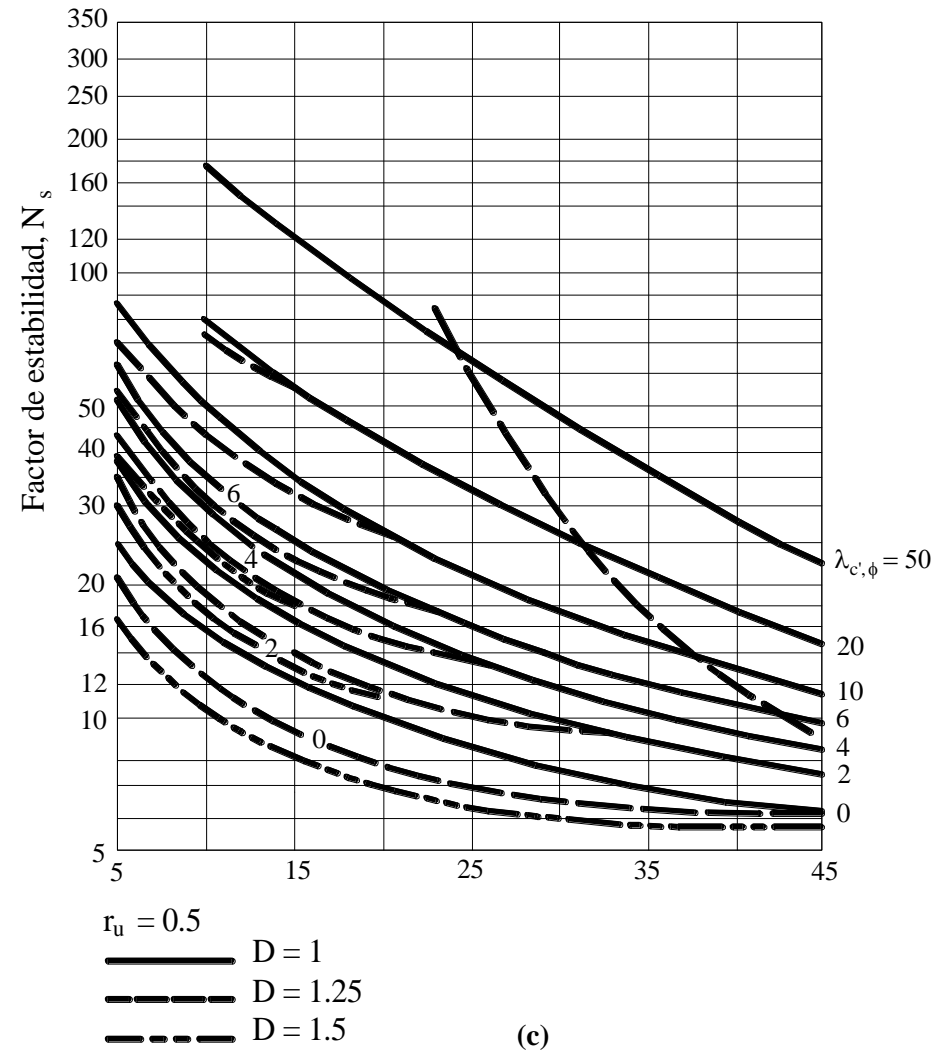
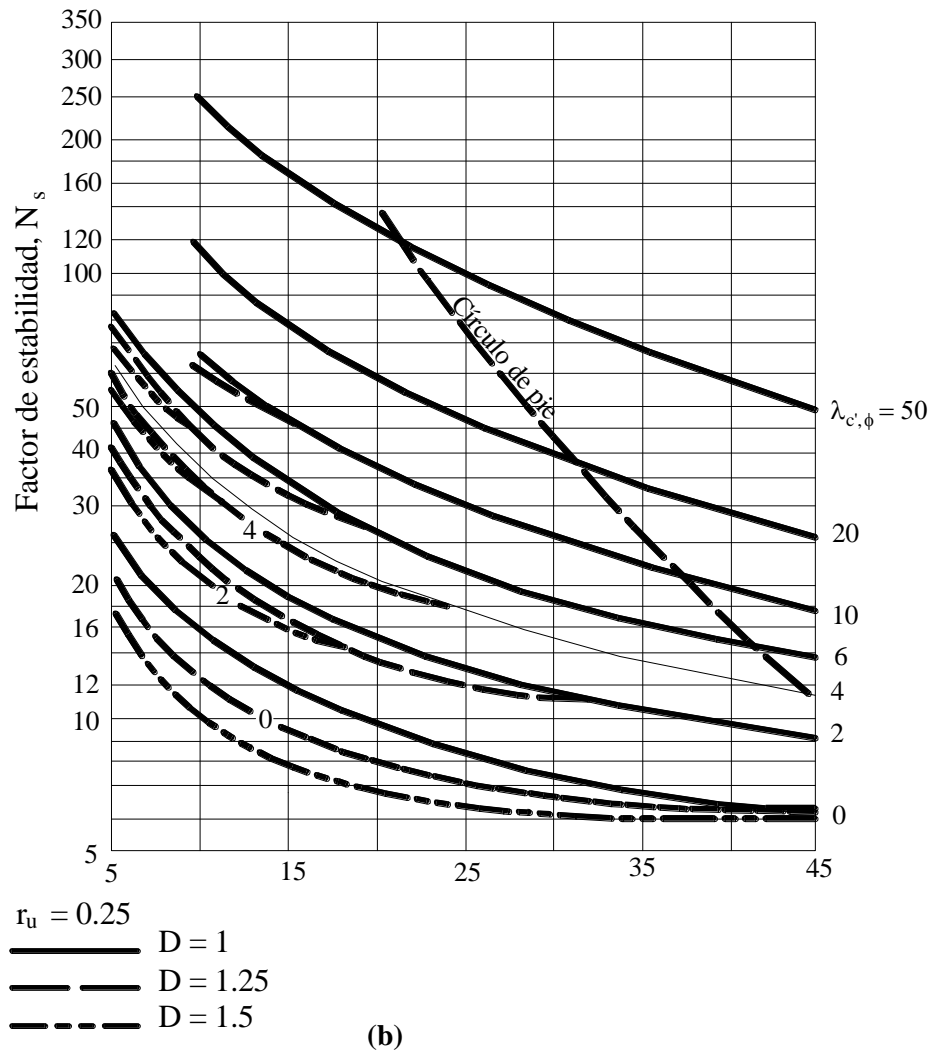


Figura 7.19. Número de estabilidad de Cousins para círculos críticos de pies con factores de profundidad especificados.

4.2.2 Método de fragmentos.

El método de masas desarrollado anteriormente, no depende de la distribución de esfuerzos efectivos normales a lo largo de la superficie de falla. Sin embargo, cuando se desea calcular la resistencia al corte movilizada para un suelo $c' - \phi'$ esta distribución de esfuerzos debe ser conocida.

Esta condición se logra analizar, discretizando la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie de deslizamiento en pequeños fragmentos, donde cada uno es tratado como un bloque deslizante individual.

La principal ventaja de este método es que se adapta fácilmente a geometrías de taludes complejas, a condiciones variables del terreno y a la influencia de cargas externas de borde, Fig. 7.20.

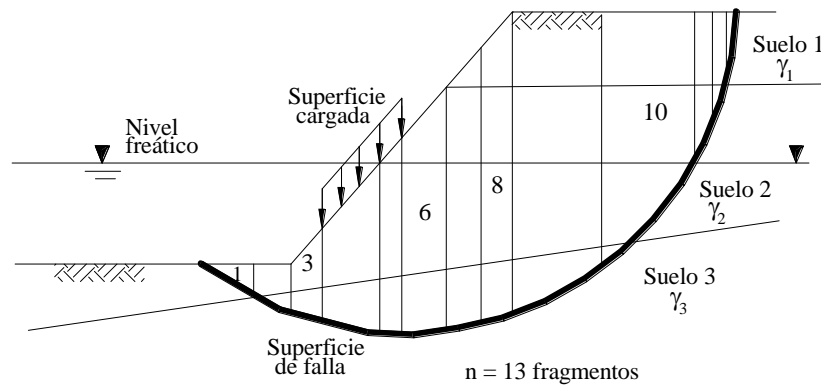


Figura 7.20. División de una masa potencial deslizante en fragmentos.

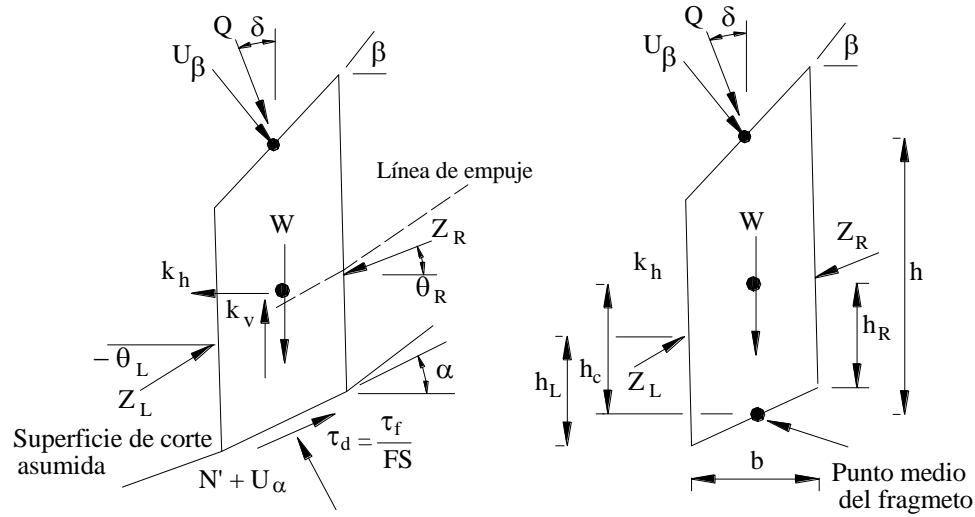
En este apartado se desarrollan varios procedimientos para el análisis de estabilidad por el método de fragmentos, basándose todos estos en el análisis de equilibrio límite.

Todos los métodos de fragmentos, excepto el método ordinario de fragmentos, se destacan por tener más de una condición de equilibrio. En otras palabras, dos o tres condiciones de equilibrio se usan en la determinación del factor de seguridad. Por consiguiente, incógnitas auxiliares deben ser introducidas con objeto de hacer el número de incógnitas compatible con el número de ecuaciones.

Sin embargo, a pesar de que la distribución de esfuerzos normales es desconocida, mediante esta, se provee una manera de introducir variables incógnitas auxiliares, que logren hacer al problema determinado.

Un método de equilibrio límite riguroso se considera a aquel que satisface todas las condiciones de equilibrio, por tanto, dos incógnitas auxiliares deben ser introducidas con objeto de hacer al problema determinado. Un método de equilibrio límite no riguroso es aquel donde dos condiciones de equilibrio son considerados, por tanto, sólo una incógnita auxiliar debe ser introducida.

La Figura 7.21 muestra el sistema general de fuerzas que afectan a cada fragmento. La línea de empuje observada en la Figura, conecta los puntos de aplicación de las fuerzas interfragmentos Z_L y Z_R . La posición de la línea de empuje puede ser asumida o puede ser determinada utilizando un método de análisis riguroso que satisfaga el equilibrio completo.



FS = Factor de seguridad.

τ_f = Resistencia al corte del suelo.

τ_d = Resistencia al corte movilizada.

U_α = Fuerza debida a los poros de agua.

U_β = Fuerza debida al agua en la superficie.

W = Peso del fragmento.

N' = Fuerza normal efectiva.

Q = Sobrecarga externa.

k_h = Coeficiente sísmico horizontal.

k_v = Coeficiente sísmico vertical.

Z_L = Fuerza interfragmento izquierda.

Z_R = Fuerza interfragmento derecha.

θ_L = Ángulo de fuerza interfragmento izquierda

θ_R = Ángulo de fuerza interfragmento derecha.

h_L = Altura para la fuerza Z_L .

h_R = Altura para la fuerza Z_R .

a = Inclinación de la base del fragmento.

β = Inclinación de la parte superior del fragmento.

h = Altura del fragmento.

b = Ancho del fragmento

h_c = Altura del centroide del fragmento.

Figura 7.21. Fuerzas actuantes en un fragmento típico (Abramson, 1996).

Para el sistema de fuerzas mostrado en la Figura 7.21 existen $(6n - 2)$ ecuaciones incógnitas y $4n$ ecuaciones conocidas, Tabla 7.2, por tanto, la solución al sistema de ecuaciones es estáticamente indeterminada.

Sin embargo, el número de ecuaciones incógnitas puede ser reducido haciendo ciertas suposiciones. Las suposiciones hechas por los distintos métodos con el objeto de hacer al problema determinado, se detallan a continuación:

Método de fragmentos ordinario (OMS).- Este método (Fellenius 1927, 1936) desprecia todas las fuerzas interfragmentos, por tanto no satisface el equilibrio de fuerzas ni de la masa de suelo deslizante ni de los fragmentos individuales. A pesar de que es uno de los procedimientos más simples no es muy utilizado debido a que es un procedimiento muy conservador.

Método de Bishop simplificado.- Bishop (1955) asume que todas las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero. Este método fue originalmente desarrollado para analizar la estabilidad de superficies de deslizamiento circulares, donde el equilibrio de fuerzas verticales y el equilibrio de momentos son satisfechos.

Tabla 7.2. Ecuaciones e incógnitas asociadas al método de fragmentos.

Ecuación	Condición
n	Equilibrio de momentos para cada fragmento.
$2n$	Equilibrio de fuerzas en dos direcciones (para cada fragmento)
n	Relación Mohr-Coulomb entre la resistencia al cortante y los esfuerzos efectivos normales.
—	
$4n$	Número total de ecuaciones.
Incógnita	Variable
1	Factor de seguridad.
n	Fuerza normal en la base de cada fragmento, N'
n	Ubicación de la fuerza normal, N' .
n	Fuerza cortante en la base de cada fragmento, S_m .
$n-1$	Fuerza interfragmento, Z .
$n-1$	Inclinación de la fuerza interfragmento, θ .
$n-1$	Ubicación de la fuerza interfragmento, línea de empuje.
$6n-2$	Número total de incógnitas

Método de Janbu simplificado.- Janbu (1954, 1957, 1973) asume también que todas las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero. Esto conduce a una solución que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos; pero, para salvar esta deficiencia, Janbu presenta un factor de corrección f_o que toma en cuenta esta observación. El método de Janbu simplificado cumple con los requerimientos de equilibrio de fuerzas horizontales y verticales para masa deslizante.

Método de Lowe & Karafiath.- Lowe & Karafiath (1960) asumen que las fuerzas interfragmentos se hallan inclinadas en un ángulo igual al promedio del ángulo de inclinación de la superficie del terreno y el ángulo de inclinación de la base del fragmento:

$$\theta = \frac{1}{2}(\alpha + \beta)$$

Donde:

θ = Ángulo de inclinación de la fuerza interfragmento asumido en el lado derecho del fragmento típico mostrado en la Fig. 7.20.

Esta suposición no satisface la condición de equilibrio de momentos.

Método del Cuerpo de Ingenieros (1982).- Este método considera la inclinación de la fuerza interfragmento como:

- Paralela a la superficie ($\theta = \beta$).

- Igual al promedio entre los ángulos de inclinación de los puntos finales; estos puntos se hallan situados a la derecha y a la izquierda del fragmento sobre la superficie de deslizamiento.

Este método de la misma manera que el de Lowe & Karafiath (1960) no satisface el equilibrio de momentos.

Método de Spencer.- Spencer (1967, 1973) satisface rigurosamente las condiciones de equilibrio estático asumiendo que la resultante de las fuerzas interfragmentos tiene una inclinación constante pero desconocida. Esta suposición reduce en $(n-1)$ el número de incógnitas, obteniéndose finalmente $(4n-1)$ incógnitas; pero al ser la inclinación

desconocida el número de incógnitas se incrementa en I haciendo de esta manera que el sistema sea determinado.

Método de Bishop riguroso.- Bishop (1955) asume $(n-1)$ fuerzas cortantes interfragmentos para calcular el factor de seguridad. Luego de que la suposición produce $(4n-1)$ incógnitas, la condición de equilibrio de momentos no es directamente satisfecha.

Sin embargo, Bishop introduce una incógnita adicional asumiendo que existe una distribución única de las fuerzas cortantes interfragmentos y despreciando la posible existencia de un número infinito de distribuciones.

Método de Janbu generalizado.- Janbu (1954, 1957, 1973) asume una posición de la línea de empuje, reduciéndose así el número de incógnitas a $(4n-1)$. Luego, Sarma (1979) apuntó que la posición de los esfuerzos normales en la parte más alta del último fragmento no era usada, por tanto no se satisfacía el equilibrio de momentos.

Sin embargo, Janbu de manera similar al método riguroso de Bishop, sugiere que la posición de la línea de empuje es una incógnita adicional, y de esta manera se logra satisfacer completamente el equilibrio, siempre y cuando la línea de empuje sea seleccionada correctamente.

Método de Morgenstern & Price.- Morgenstern & Price (1965) proponen un método que es similar al método de Spencer, con la diferencia de que se asume que la inclinación de la fuerza resultante interfragmento varía de acuerdo a una porción de función arbitraria. Esta porción de función arbitraria introduce una incógnita adicional, convirtiéndose de esta manera en determinado al sistema.

Las condiciones de equilibrio satisfechas en cada método en particular, son resumidas en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Condiciones de equilibrio estático satisfechas por el método de equilibrio límite (Abramson, 1996).

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	x	y	
Ordinario de fragmentos (OMS)	No	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbu simplificado	Si	Si	No
Cuerpo de Ingenieros	Si	Si	No
Lowe y Karafiath	Si	Si	No
Janbu generalizado	Si	Si	No
Bishop riguroso	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si	Si

4.2.2.1 Método de Bishop simplificado.

El método de Bishop simplificado utiliza el método de los fragmentos para discretizar la masa de suelo que se encuentra sobre la superficie deslizante, con el objeto de determinar el valor del factor de seguridad.

Este método satisface el equilibrio de fuerzas verticales y sólo debe ser utilizado para superficies circulares de deslizamiento. Este método asume que las fuerzas cortantes interfragmentos son iguales a cero.

La Figura 7.22 (a) muestra un talud a través del cual existe una infiltración con flujo establecido. A partir de la discretización del talud de la Figura 7.22 (a), Fig. 7.22 (b), se puede realizar el diagrama de fuerzas para uno de los fragmentos. Este es observado en la Figura 7.22 (c).

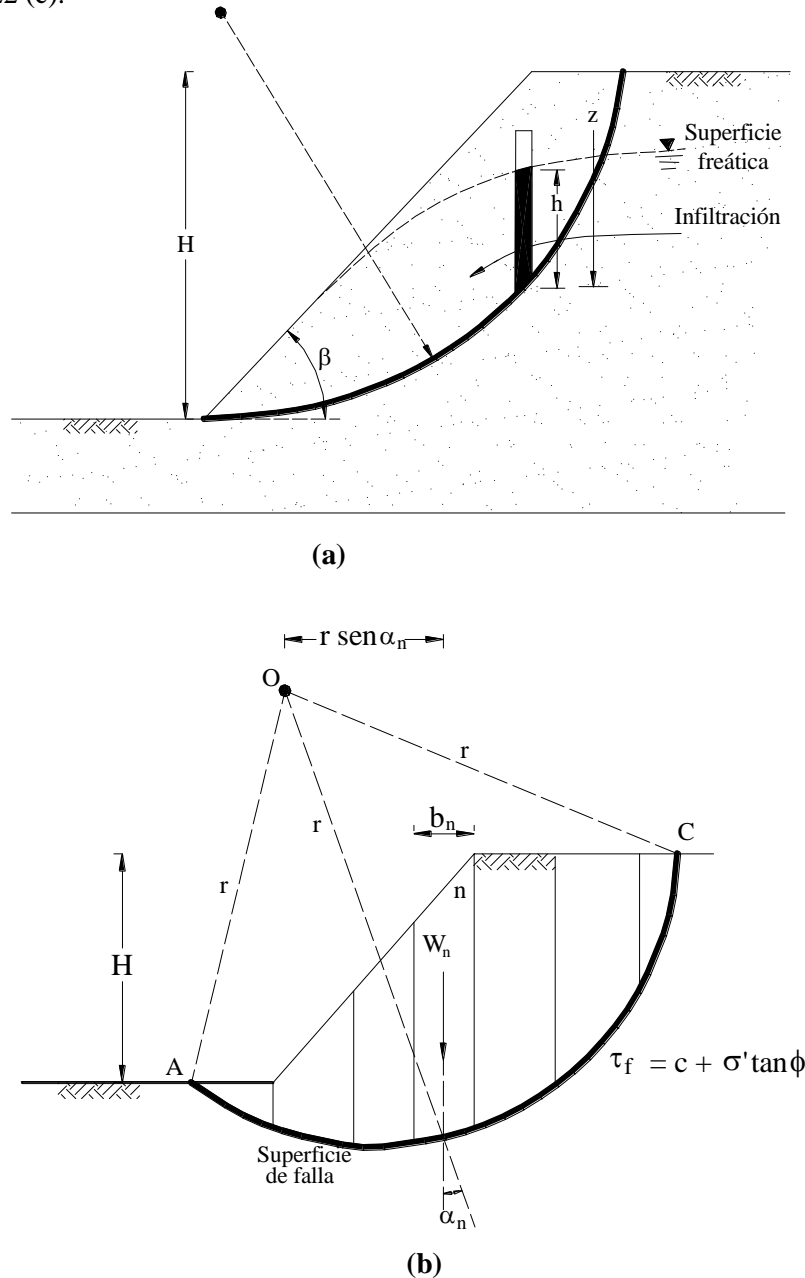
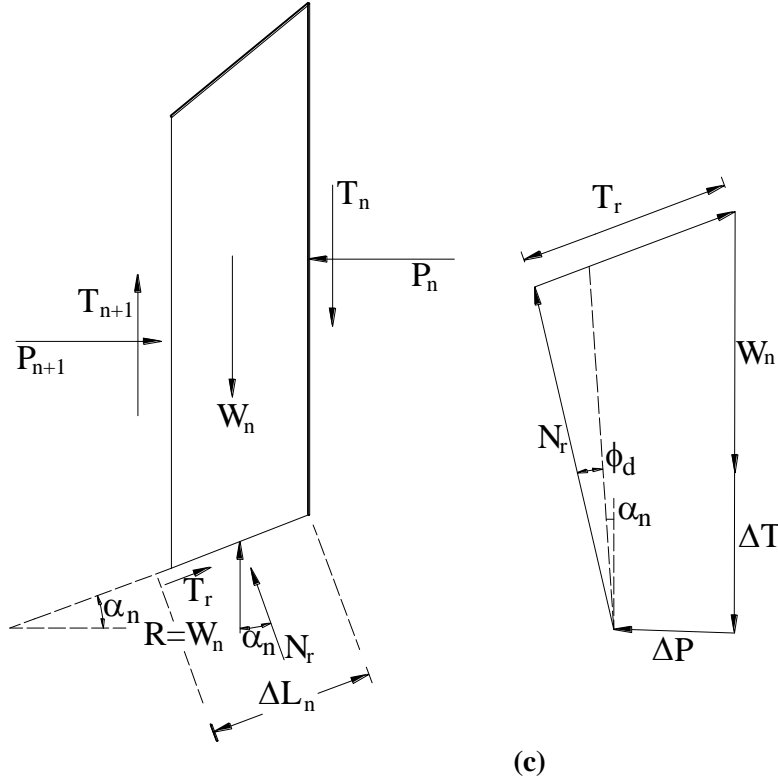


Figura 7.22. Análisis de estabilidad por el método ordinario de los fragmentos (a) Talud con infiltración en régimen permanente (b) Superficie de falla de prueba (c) Fuerzas que actúan en la n-ésima dovela y polígono de fuerzas de equilibrio (Das, 2001).

**Figura 7.22.** Continuación.

Para el talud de la Figura 7.22 (a), la presión de poros promedio en la base del n -ésimo fragmento es igual a $u_n = h_n \gamma_w$. La fuerza total causada por la presión de poros por la presión de poros en la base del fragmento es igual a $u_n \Delta L_n$.

La fuerza normal y cortante en la base del fragmento, debidas a la reacción del peso son N_r y T_r respectivamente:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad [7.58]$$

$$T_r = \tau_d (\Delta L_n) \quad [7.59]$$

$$T_r = \frac{\tau_f}{FS} (\Delta L_n) = \frac{1}{FS} (c' + \sigma' \tan \phi') \Delta L_n$$

$$T_r = \frac{1}{FS} (c' \Delta L_n + (\sigma - u) \tan \phi' \Delta L_n) \quad [7.60]$$

El esfuerzo normal total en la base del fragmento es igual a la razón entre las fuerzas normales y el área de la base. Luego:

$$\sigma = \frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} \quad [7.61]$$

Reemplazando la ecuación [7.61] en la ecuación [7.60], se tiene:

$$T_r = \frac{1}{FS} \left[c' \Delta L_n + \left(\frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} - u \right) \tan \phi' \Delta L_n \right] \quad [7.62]$$

A partir del polígono de fuerzas observado en la Figura 7.22 (c), $\Delta P = P_n - P_{n+1}$. La sumatoria de fuerzas verticales es realizada de la siguiente manera:

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + T_r \sin \alpha_n \quad [7.63]$$

Reemplazando [7.62] en [7.63], se tiene:

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left\{ \frac{1}{FS} \left[c' \Delta L_n + \left(\frac{N_r}{\Delta L_n \times 1} - u \right) \tan \phi' \Delta L_n \right] \right\} \sin \alpha_n$$

o:

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T + \frac{c' \Delta L_n \sin \alpha_n}{FS} + \frac{u \tan \phi' \Delta L_n \sin \alpha_n}{FS}}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FS}} \quad [7.64]$$

Por equilibrio en la cuña ABC , realizando sumatoria de momentos a partir del punto O , Figura 7.22 (b), se tiene:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad [7.65]$$

Reemplazando [7.62] y [7.64] en [7.65] y si se considera por simplicidad que $\Delta T = 0$ y ΔL_n es aproximadamente igual b_n ; $\left(b_n = \frac{\Delta L_n}{\cos \alpha_n} \right)$, se tiene:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c b_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \frac{1}{m_{\alpha(n)}} \quad [7.66]$$

Donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS}$$

W_n = Peso total del fragmento.

La ecuación [7.66] es utilizada para el caso en el que el valor de la presión de poros es distinto de cero, es decir, es utilizada cuando existe presencia de agua. Sin embargo, cuando no existe infiltración a través del talud, la presión de poros es igual a cero.

A partir de la ecuación [7.66] puede derivarse la expresión que permite hallar el factor de seguridad para el caso de talud seco. Para este caso, el valor de la presión de poros es igual a cero $u_n = 0$. Luego, el valor del factor de seguridad está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c b_n + W_n \tan \phi]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \frac{1}{m_{\alpha(n)}} \quad [7.67]$$

Donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS}$$

W_n = Peso total del fragmento.

4.2.2.2 Método de Bishop & Morgenstern.

El método desarrollado por Bishop & Morgenstern (1960) involucra el uso de coeficientes de estabilidad de una manera similar al método de Taylor, con la diferencia de que este método trabaja con esfuerzos efectivos. La determinación del factor de seguridad depende de cinco variables que se enuncian a continuación:

- Ángulo de inclinación del talud β .
- Factor de profundidad D (definido de la misma manera que en el método de Taylor).
- Ángulo de resistencia al cortante ϕ' .
- Parámetro no dimensional $\frac{c}{\gamma H}$
- Coeficiente de presión de poros r_u .

Este método fue desarrollado a partir de la ecuación [7.66] correspondiente al método de Bishop simplificado, realizando las siguientes consideraciones:

$$W_n = \text{Peso del n-ésimo fragmento} = \gamma b_n z_n \quad [7.68]$$

$$z_n = \text{Altura promedio del n-ésimo fragmento.}$$

$$u_n = \gamma_w h_n = \text{Presión de poros de agua en el fondo del n-ésimo fragmento.}$$

El coeficiente de presión de poros en el n-ésimo fragmento $r_{u(n)}$ es una cantidad adimensional y se halla definido por la siguiente expresión:

$$r_{u(n)} = \frac{u_n}{\gamma z_n} = \frac{\gamma_w h_n}{\gamma z_n} \quad [7.69]$$

Reemplazando las ecuaciones [7.68] y [7.69] en la ecuación [7.66], se tiene:

$$FS = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \text{sen} \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left[\frac{\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} (1 - r_{u(n)}) \tan \phi}{m_{\alpha(n)}} \right] \quad [7.70]$$

La ecuación [7.70] considera una condición de infiltración con flujo establecido, por tanto, se adopta un valor promedio de $r_{u(n)}$. Este valor promedio debe ser constante y se denomina r_u .

El valor del factor seguridad puede ser determinado a partir de la ecuación [7.70] de la siguiente manera:

$$FS = m' - n' r_u \quad [7.71]$$

Donde:

$$m' \text{ y } n' = \text{Coeficientes de estabilidad.}$$

La Tabla 7.4 presenta valores de m' y n' para varias combinaciones de $\frac{c}{\gamma H}$, D , β y

ϕ'

Finalmente el factor de seguridad es determinado siguiendo los siguientes pasos:

- Obtener ϕ' , β y $\frac{c}{\gamma H}$.
- Obtener r_u (valor promedio).
- De la Tabla 7.4, obtener m' y n' para $D = 1, 1.25$ y 1.50
- Con los valores de m' y n' ; determinar el factor de seguridad para cada valor de D .
- El factor de seguridad requerido FS , es el menor valor de los obtenidos en el paso anterior.

Tabla 7.4(a). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H=0$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.353	0.441	0.529	0.588	0.705	0.749	0.882	0.917
12.5	0.443	0.554	0.665	0.739	0.887	0.943	1.109	1.153
15	0.536	0.67	0.804	0.893	1.072	1.139	1.34	1.393
17.5	0.631	0.789	0.946	1.051	1.261	1.34	1.577	1.639
20	0.728	0.91	1.092	1.213	1.456	1.547	1.82	1.892
22.5	0.828	1.035	1.243	1.381	1.657	1.761	2.071	2.153
25	0.933	1.166	1.399	1.554	1.865	1.982	2.332	2.424
27.5	1.041	1.301	1.562	1.736	2.082	2.213	2.603	2.706
30	1.155	1.444	1.732	1.924	2.309	2.454	2.887	3.001
32.5	1.274	1.593	1.911	2.123	2.548	2.708	3.185	3.311
35	1.4	1.75	2.101	2.334	2.801	2.977	3.501	3.639
37.5	1.535	1.919	2.302	2.558	3.069	3.261	3.837	3.989
40	1.678	2.098	2.517	2.797	3.356	3.566	4.196	4.362

Tabla 7.4(b). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.025$ y $D=1.00$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.678	0.534	0.906	0.683	1.130	0.846	1.365	1.031
12.5	0.790	0.655	1.066	0.849	1.337	1.061	1.620	1.282
15	0.901	0.776	1.224	1.014	1.544	1.273	1.868	1.534
17.5	1.012	0.898	1.380	1.179	1.751	1.485	2.121	1.789
20	1.124	1.022	1.542	1.347	1.962	1.698	2.380	2.050
22.5	1.239	1.150	1.705	1.518	2.177	1.916	2.646	2.317
25	1.356	1.282	1.875	1.696	2.400	2.141	2.921	2.596
27.5	1.478	1.421	2.050	1.882	2.631	2.375	3.207	2.886
30	1.606	1.567	2.235	2.078	2.873	2.622	3.508	3.191
32.5	1.739	1.721	2.431	2.285	3.127	2.883	3.823	3.511
35	1.880	1.885	2.635	2.505	3.396	3.160	4.156	3.849
37.5	2.030	2.060	2.855	2.741	3.681	3.458	4.510	4.209
40	2.190	2.247	3.090	2.993	3.984	3.778	4.885	4.592

Tabla 7.4(c). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.025$ y $D=1.25$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.737	0.614	0.901	0.726	1.085	0.867	1.285	1.014
12.5	0.878	0.759	1.076	0.908	1.299	1.098	1.543	1.278
15	1.019	0.907	1.253	1.093	1.515	1.311	1.803	1.545
17.5	1.162	1.059	1.433	1.282	1.736	1.541	2.065	1.814
20	1.309	1.216	1.618	1.478	1.961	1.775	2.334	2.090
22.5	1.461	1.379	1.808	1.680	2.194	2.017	2.610	2.373
25	1.619	1.547	2.007	1.891	2.437	2.269	2.879	2.669
27.5	1.783	1.728	2.213	2.111	2.689	2.531	3.196	2.976
30	1.956	1.915	2.431	2.342	2.953	2.806	3.511	3.299
32.5	2.139	2.112	2.659	2.686	3.231	3.095	3.841	3.638
35	2.331	2.321	2.901	2.841	3.524	3.400	4.191	3.998
37.5	2.536	2.541	3.158	3.112	3.835	3.723	4.563	4.379
40	2.753	2.775	3.431	3.399	4.164	4.064	4.958	4.784

Tabla 7.4(d). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.00$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.913	0.563	1.181	0.717	1.469	0.910	1.733	1.069
12.5	1.030	0.690	1.343	0.878	1.688	1.136	1.995	1.316
15	1.145	0.816	1.506	1.043	1.904	1.353	2.256	1.567
17.5	1.262	0.942	1.671	1.212	2.117	1.565	2.517	1.825
20	1.380	1.071	1.840	1.387	2.333	1.776	2.783	2.091
22.5	1.500	1.202	2.014	1.568	2.551	1.989	3.055	2.365
25	1.624	1.338	2.193	1.757	2.778	2.211	3.336	2.651
27.5	1.753	1.480	2.380	1.952	3.013	2.444	3.628	2.948
30	1.888	1.630	2.574	2.157	3.261	2.693	3.934	3.259
32.5	2.029	1.789	2.777	2.370	3.523	2.961	4.256	3.585
35	2.178	1.958	2.990	2.592	3.803	3.253	4.597	3.927
37.5	2.336	2.138	3.215	2.826	4.103	3.574	4.959	4.288
40	2.505	2.332	3.451	3.071	4.425	3.926	5.344	4.668

Tabla 7.4(e). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.25$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	0.919	0.633	1.119	0.766	1.344	0.886	1.594	1.042
12.5	1.065	0.792	1.294	0.941	1.563	1.112	1.850	1.300
15	1.211	0.950	1.471	1.119	1.782	1.338	2.109	1.562
17.5	1.359	1.108	1.650	1.303	2.004	1.567	2.373	1.831
20	1.509	1.266	1.834	1.493	2.230	1.799	2.643	2.107
22.5	1.663	1.428	2.024	1.690	2.463	2.038	2.921	2.392
25	1.822	1.595	2.222	1.897	2.705	2.287	3.211	2.690
27.5	1.988	1.769	2.428	2.113	2.957	2.546	3.513	2.999
30	2.161	1.950	2.645	2.342	3.221	2.819	3.829	3.324
32.5	2.343	2.141	2.873	2.583	3.500	3.107	4.161	3.665
35	2.535	2.344	3.114	2.839	3.795	3.413	4.511	4.025
37.5	2.738	2.560	3.370	3.111	4.109	3.740	4.881	4.405
40	2.953	2.791	3.642	3.400	4.442	4.090	5.273	4.806

Tabla 7.4(f). Coeficientes de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.05$ y $D=1.50$.

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra.								
ϕ	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10	1.022	0.751	1.170	0.828	1.343	0.974	1.547	1.108
12.5	1.202	0.936	1.376	1.043	1.589	1.227	1.829	1.399
15	1.383	1.122	1.583	1.260	1.835	1.480	2.112	1.690
17.5	1.565	1.309	1.795	1.480	2.084	1.734	2.398	1.983
20	1.752	1.501	2.011	1.705	2.337	1.993	2.690	2.280
22.5	1.943	1.698	2.234	1.937	2.597	2.258	2.990	2.585
25	2.143	1.903	2.467	2.179	2.867	2.534	3.302	2.902
27.5	2.350	2.117	2.709	2.431	3.148	2.820	3.626	3.231
30	2.568	2.342	2.964	2.696	3.443	3.120	3.967	3.577
32.5	2.798	2.580	3.232	2.975	3.753	3.436	4.326	3.940
35	3.041	2.832	3.515	3.269	4.082	3.771	4.707	4.325
37.5	3.299	3.102	3.817	3.583	4.431	4.128	5.112	4.735
40	3.574	3.389	4.136	3.915	4.803	4.507	5.543	5.171

4.2.2.3. Método de Spencer.

Muchas superficies de falla no son ni planas ni circulares, por tanto no pueden ser analizadas por los métodos anteriores. Debido a esto, se han desarrollado métodos de análisis que puedan acomodarse a superficies de falla de forma irregular. Estos métodos se denominan métodos de análisis no circulares.

Entre estos métodos se encuentran el método de Janbu (1957, 1973), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967, 1973), y otros. Las suposiciones realizadas en cada método fueron explicadas en la sección 4.2.2.

A continuación se desarrolla solamente el método de Spencer (1967, 1973; Sharma & Moudud, 1992) que es el más popular entre los anteriores debido a su fácil aplicación.

Este método asume que las resultantes de las fuerzas normales y cortantes interfragmentos en cada lado del fragmento son colineales, y que su línea de aplicación forma un ángulo θ con la horizontal. La solución de Spencer se basa en asumir un valor inicial de θ , y calcular el factor de seguridad, primero considerando un equilibrio de fuerzas y luego considerando un equilibrio de momentos.

Luego, el valor de θ es iterado hasta que el valor del factor de seguridad hallado mediante el equilibrio de fuerzas y el hallado mediante el equilibrio de momentos, sean iguales. El método también asume que el estrato firme se encuentra a gran profundidad debajo del talud.

Las cartas de Spencer fueron desarrolladas para $r_u = 0, 0.25$ y 0.50 .

El ángulo de fricción desarrollado se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{FS} \right] \quad [7.72]$$

La Figura 7.23 presenta las cartas que son utilizadas en el método de Spencer.

5. Consideraciones de niveles y presiones de agua.

Cuando el análisis de estabilidad realizado en un talud considera condiciones drenadas, es necesario efectuar un análisis de esfuerzos efectivos en el que se incluya el efecto de la presión de poros debida al flujo de agua al interior del talud.

La presión de poros es usualmente estimada a partir de uno de los siguientes métodos:

- Superficie freática.
- Superficie piezométrica.
- Coeficiente de presión de poros r_u .

5.1 Superficie freática.

Cuando se trabaja en dos dimensiones, esta superficie o línea, está definida por el nivel freático libre y puede ser delineada en campo a través de pozos de monitoreo.

Luego, una vez que la superficie freática ha sido definida, la presión de poros puede ser calculada considerando una condición de flujo en estado estático, Fig. 7.24.

Este cálculo se halla basado en la suposición de que todas las líneas equipotenciales son rectas y perpendiculares al segmento de la superficie freática que se encuentra pasando a través del fragmento.

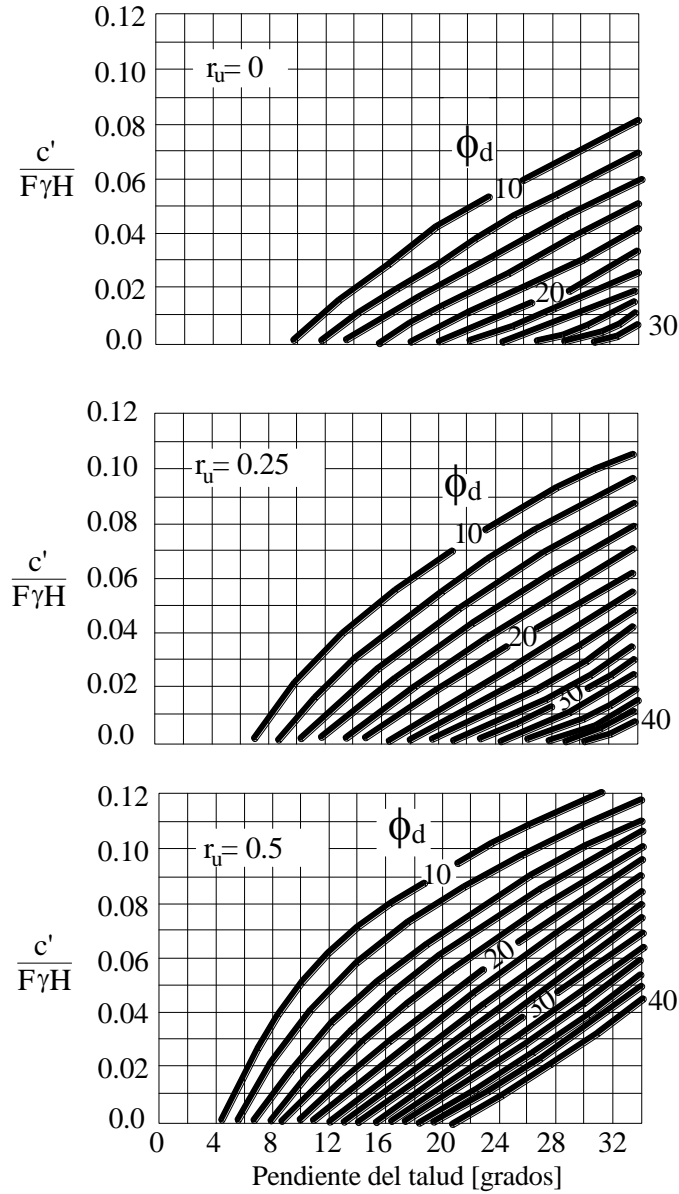


Figura 7.23. Cartas de estabilidad para diferentes coeficientes de presión de poros r_u (Spencer, 1967).

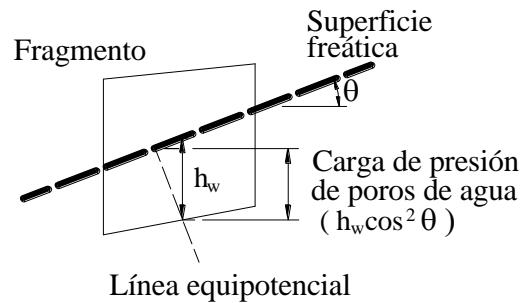


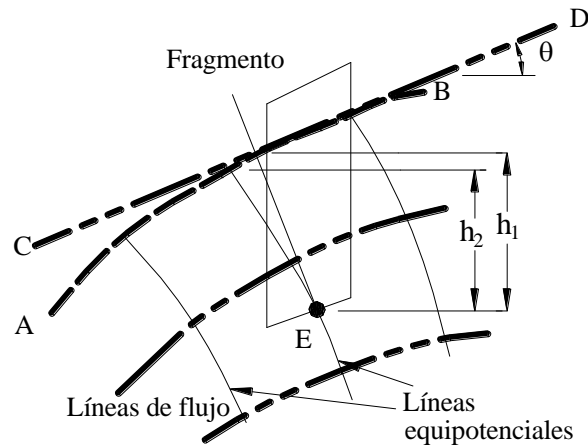
Figura 7.24. Cálculo de la carga de presión decoros de agua por medio de la superficie freática.

Sea θ la inclinación de la superficie freática pasando a través del fragmento y h_w la distancia vertical entre la base del fragmento y la superficie freática. La presión de poros está dada por:

$$u = \gamma_w (h_w \cos^2 \theta) \quad [7.73]$$

La ecuación [7.73] es una ecuación fácil de programar, de modo que la superficie freática puede ser determinada con pocos datos.

Sin embargo, si la superficie freática es curva, la ecuación [7.73] da valores muy altos en el caso de superficies convexas, o valores muy bajos en el caso de superficies cóncavas. La Figura 7.25 presenta una superficie freática curva en la que se podrían obtener valores muy altos de la presión de poros si se asumiera a la línea CD como la superficie freática. Es por tal razón, que cuando se presentan superficies freáticas curvas como la superficie AB , las líneas equipotenciales deben también ser curvas.



AB : Superficie freática actual
 CD : Inclinación asumida de la superficie freática al interior del fragmento.

Figura 7.25. Superficie freática y líneas equipotenciales curvas.

En el caso de la Figura 7.25, una solución típica suele usar el valor de la carga de presión de poros h_1 en lugar del valor de carga de presión verdadero h_2 ; sin embargo, a pesar de que esta determinación es errónea, el valor de la presión de poros es muy sobreestimado sólo cuando se trabaja con fragmentos pequeños de una masa de suelo deslizante.

5.2 Superficie piezométrica.

La superficie piezométrica es definida para el análisis de una sola superficie de falla. Generalmente, la determinación de esta superficie es realizada para analizar taludes que ya han alcanzado la falla. Debe notarse claramente, que la superficie piezométrica es distinta a la superficie freática, por tanto los valores obtenidos de la presión de poros son diferentes en ambos casos.

La Figura 7.26 muestra una superficie piezométrica a partir de la cual puede ser calculado el valor de la presión de poros. Para este cálculo, la carga de presión de poros es igual a la distancia vertical entre la base del fragmento y la superficie piezométrica h_w .

Sin embargo, cuando se asume que la superficie freática y la superficie piezométrica son iguales, el valor de la presión de poros es sobreestimado, debido a que el valor de carga de presión de poros para la superficie freática es igual a $h_w \cos^2 \theta$, Fig.7.25, y no así a h_w .

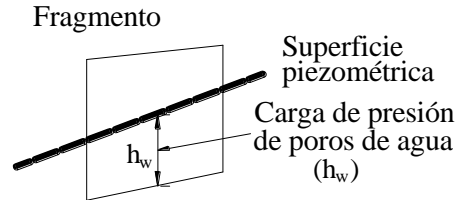


Figura 7.26. Cálculo de la carga de presión de poros para una superficie piezométrica específica.

5.3 Coeficiente de presión de poros r_u

La determinación del coeficiente de presión de poros r_u es un método simple que permite normalizar el valor de la presión de poros. Este coeficiente es hallado mediante la siguiente expresión:

$$r_u = \frac{u}{\sigma} \quad [7.74]$$

Donde:

u = Presión de poros de agua

σ = Esfuerzo vertical total determinado en la sub-superficie de suelo.

De la ecuación [7.74] se observa que r_u es el cociente entre la presión de poros y el esfuerzo total calculado en la misma profundidad.

La mayor dificultad que se presenta en el cálculo de r_u es la asignación de los parámetros de resistencia a diferentes partes del talud, haciéndose por lo general necesario el subdividir el talud en varias regiones.

Para la determinación de los coeficientes de estabilidad en el análisis de estabilidad de taludes a través de cartas, se utiliza un valor promedio de r_u . Este puede ser obtenido siguiendo el método propuesto por Bromhead (1986).

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Dividir el suelo en franjas de igual ancho, como se observa en la Figura 7.27.
- Dividir cada franja verticalmente en tres fracciones iguales.
- Graficar las líneas isóbaras de r_u .
- El valor promedio de r_u es obtenido para la zona de fragmento elegida. La elección es realizada de acuerdo al siguiente criterio, Fig. 7.27:
 - Para modos de falla superficiales, usar los tercios superiores.
 - Para fallas generales, usar los tercios medios.
 - Para modos de falla en cimientos: usar los tercios inferiores y los fragmentos del pie y la cresta.

- Se pueden obtener valores zonales de r_u a través de la Figura 7.28.
- Una vez obtenido el valor promedio de r_u para la zona elegida de cada fragmento, el valor total promedio de r_u es igual a:

$$r_u = \frac{\sum (\Delta A r_u)}{\sum \Delta A} \quad [7.75]$$

Donde:

ΔA = Área de la zona de fragmento elegida.

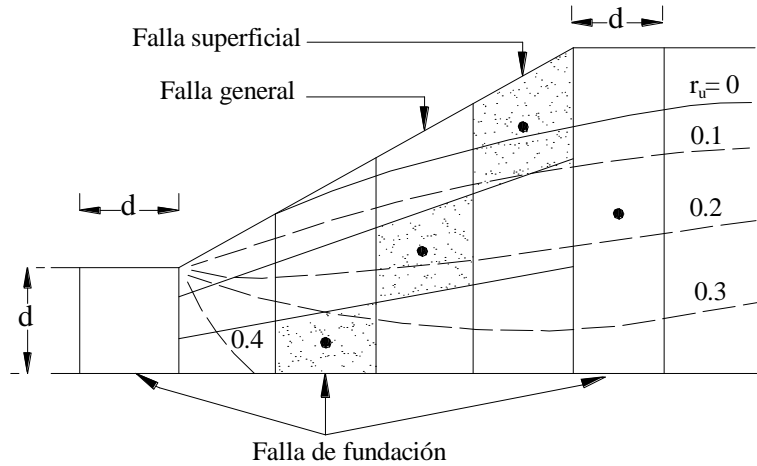


Figura 7.27. Determinación del coeficiente de presión de poros.

Sharma (1995) realizó una comparación entre los métodos anteriores e indicó que el método de la superficie piezométrica y el del coeficiente de presión de poros dan resultados casi idénticos; mientras que si se utiliza la superficie freática para simular la superficie piezométrica el resultado obtenido es muy conservador y con valores alejados respecto a los hallados mediante los otros métodos. Por tanto, se concluye que no es conveniente usar programas computacionales que utilicen la superficie freática para simular la superficie piezométrica.

6. Método generalizado del equilibrio límite.

El método generalizado del equilibrio límite (Chugh, 1986; Frelund et. al., 1981) fue desarrollado con el objeto de abarcar muchas de las suposiciones realizadas por los distintos métodos, pudiendo ser usado para analizar tanto superficies de falla circulares como superficies de falla no circulares.

Este método es uno de los métodos más populares debido a su aplicación universal; y su procedimiento se basa en la selección de una apropiada función que describa la variación del ángulo de la fuerza interfragmento, de manera tal que se satisfaga el equilibrio completo.

El método adopta una función $\theta_i = \lambda \cdot f(x_i)$ para describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento ubicado en el lado derecho del fragmento i , Fig.7.21. La función $f(x_i)$ oscila entre 0 y 1 y representa esencialmente la forma de la distribución usada para

describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento, Fig. 7.29. La función $f(x_i)$ puede ser fijada como una constante [$f(x)=1$], emulándose de esta manera el método de Spencer o caso contrario puede ser de cualquier otra forma emulando en este caso el método de Morgenstern & Price.

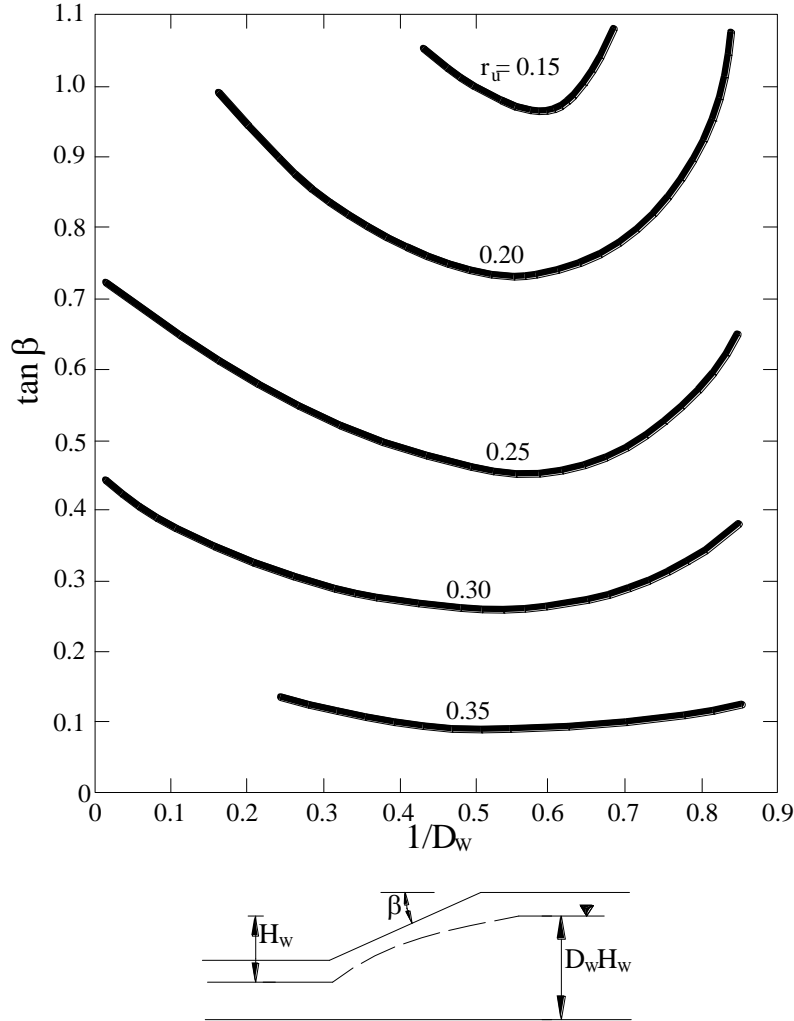


Figura 7.28. Valores zonales de r_u (Whitlow, 1994)

La formulación adoptada usa una forma discreta de una función continua $f(x)$, para calcular la función en cada borde interfragmento y para calcular los ángulos θ_R y θ_L , que son los ángulos ubicados a la derecha e izquierda del fragmento respectivamente, Fig. 7.21.

Luego, para el borde de un interfragmento típico, θ_R se halla a partir de $\theta_R = \lambda f(x)$ donde x es la coordenada x del lado derecho del fragmento seleccionado. Por lo general, el valor de x se halla normalizado con respecto a la extensión horizontal de la superficie de falla.

La extensión horizontal de la superficie de falla se considera entre el borde interfragmento del primer y último fragmento, debido a que el ángulo de la fuerza interfragmento en el lado izquierdo del primer fragmento y el ángulo de la fuerza

interfragmento en el lado derecho del último fragmento se asumen iguales a cero.

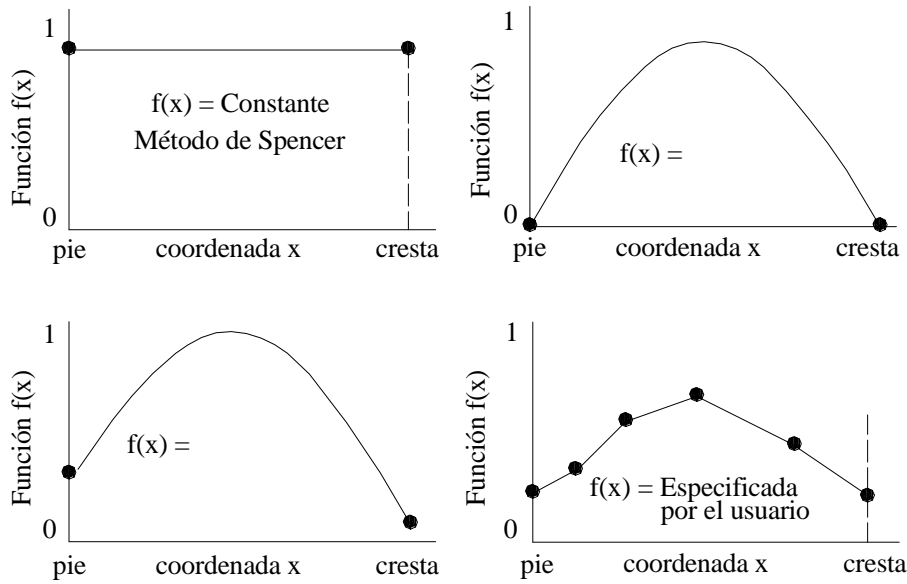


Figura 7.29. Ejemplos de funciones usadas para describir la variación del ángulo de la fuerza interfragmento (Abramson, 1996).

El procedimiento para el método generalizado del equilibrio límite se basa en cumplir las condiciones de equilibrio y las condiciones de borde de la siguiente manera:

- Asumir θ_L para el primer fragmento y θ_R para el último fragmento; iguales a cero.
- Determinar el FS a partir de la condición de equilibrio de fuerzas (tomadas en forma normal a la base del fragmento), de tal manera que Z_R en el último fragmento (cresta) sea igual a la fuerza de borde.
- Con los valores obtenidos de Z_R y Z_L , determinar la magnitud de θ_R a partir de la ecuación de equilibrio de momentos (tomados a partir del punto medio de la base del fragmento); de tal manera que h_R para el último fragmento sea igual a cero. Desarrollar estos cálculos consecutivamente para cada fragmento comenzando con la condición de que θ_L y h_L para el primer fragmento son iguales a cero.
- Repetir los pasos anteriores hasta el FS y el ángulo de la fuerza interfragmento se encuentren dentro de los límites tolerables.

7. Comparación de métodos.

Antes de realizar una comparación entre los distintos métodos, la Tabla 7.5 presenta, el resumen de las características de cada método.

El método de Bishop simplificado y el método de Janbu son en la actualidad, los métodos más usados para el análisis de estabilidad de taludes. A pesar de que el primero no satisface el equilibrio de fuerzas y el segundo no satisface el equilibrio de momentos; el valor del FS mediante estos métodos puede ser fácilmente calculado para la mayoría de los taludes, obteniéndose resultados que difieren por lo general en un $\pm 15\%$ en comparación con los resultados obtenidos a través de los métodos de Spencer y Morgenstern & Price que son métodos que cumplen totalmente con las condiciones de equilibrio.

Tabla 7.5. Métodos de análisis de estabilidad de taludes (Suarez, 1998).

Método	Superficie de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927).	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre los fragmentos y no satisface el equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizante como para los fragmentos individuales. Sin embargo, el método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con elevada presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop Simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas fuerzas de cortante interfragmentos son cero, reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para un fragmento.
Janbu Simplificado (Janbu, 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante interfragmentos. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección f_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
U.S. Army Corp of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Love y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de los fragmentos. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante interfragmentos tiene una inclinación constante pero desconocida.
Bishop Riguroso (1954,1957,1963)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que existe una distribución única de las fuerzas cortantes interfragmentos y despreciando la posible existencia de un número infinito de distribuciones.
Janbu Riguroso (1954,1957,1963)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume una posición de la línea de empuje. No satisface el equilibrio de momentos. De manera similar al método de Bishop riguroso sugiere que la posición de la línea de empuje es una incógnita adicional y de este modo satisface el equilibrio completo.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminando. El método es muy similar al método de Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas interfragmentos se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

A pesar de que no siempre puede ser realizada una comparación entre todos los métodos, por lo general el valor del FS para superficies circulares obtenido a través del método de Bishop simplificado difiere en menos del 5% con el método de Spencer y el método de Morgenstern & Price. Por otro lado el método de Janbu simplificado usado para superficies no circulares subestima el FS en aproximadamente 30% con respecto al valor obtenido con el método riguroso de Janbu. Sin embargo, para algunos taludes el método de Janbu simplificado sobreestima el valor del FS en más del 5%.

A continuación se presenta un ejemplo de comparación de estos métodos realizado por Fredlund y Krahn (1977) en el que se analiza la superficie de falla mostrada en la Figura

7.30.

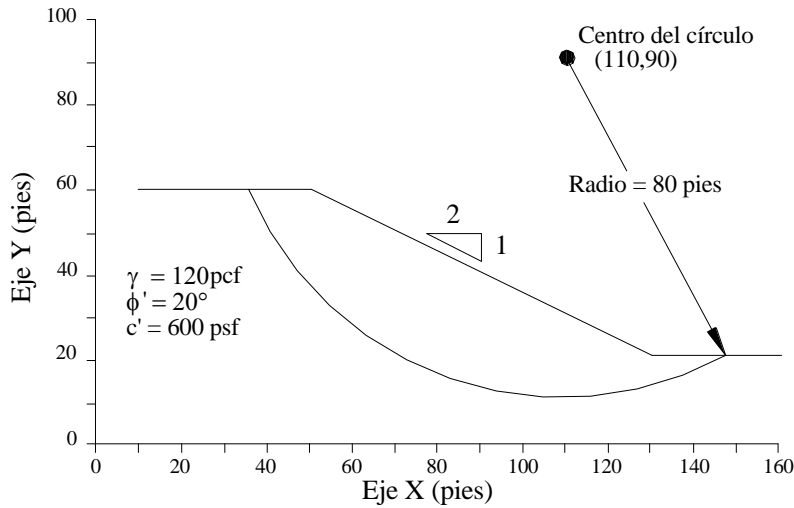


Figura 7.30. Ejemplo de talud usado para la comparación de métodos de equilibrio límite (Abramson, 1996).

Los resultados obtenidos del análisis se observan en la Figura 7.31, en la que λ se define como la razón entre los esfuerzos normales y cortantes que actúan a lo largo de la superficie vertical interfragmento.

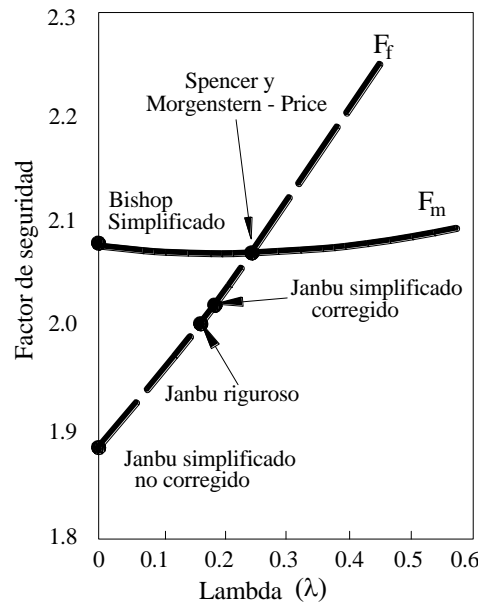


Figura 7.31. Comparación de valores de factor de seguridad usando diferentes métodos de equilibrio límite. La solución de Morgenstern – Price usa una distribución uniforme de λ (Abramson, 1996).

De la Figura se puede observar que los resultados obtenidos con los métodos de Spencer y Morgenstern & Price son similares a los resultados obtenido a través del método de Bishop simplificado; mientras que el valor del FS obtenido con los métodos de Janbu riguroso y

simplificado es ligeramente menor.

Las dos curvas observadas en la Figura 7.31 son denominadas F_m y F_f , y están representadas por puntos correspondientes a un valor de FS y a un valor de λ que satisfacen el equilibrio de momentos y el equilibrio de fuerzas respectivamente. La intersección de estas dos curvas da una combinación única del FS y de λ que satisface completamente la condición de equilibrio estático.

Como se pudo ver, los métodos que satisfacen completamente la condición de equilibrio estático son mucho más complejos que otros métodos tales como el método de Bishop simplificado o el método de Janbu simplificado; sin embargo, se puede observar a través de la Figura 7.31 que el método de Bishop simplificado proporciona valores muy similares a los obtenidos por los métodos de Spencer y de Morgenstern & Price (métodos que satisfacen completamente la condición de equilibrio), por tanto, sobre todo para superficies circulares, su uso es bastante aconsejable.

8. Fluctuación del factor de seguridad.

En el diseño de un talud es necesario considerar una serie de aspectos que responden a preguntas fundamentales tales como:

- Se trata de un corte o de un terraplén construido?
- Cuáles son las consecuencias de la construcción respecto a la presión de poros, a los esfuerzos efectivos y al cambio de volumen?
- Las consecuencias son a corto o a largo plazo?
- Qué condiciones cambian en el futuro?

Para responder a estas preguntas es necesario analizar la fluctuación del factor de seguridad a lo largo del tiempo, haciendo una diferenciación fundamental entre cortes y terraplenes construidos.

8.1 Fluctuación del factor de seguridad para terraplenes construidos.

Los terraplenes son construidos a través de distintas formas de compactación. Ésta es aplicada a sucesivas capas de suelo seleccionado.

El proceso de compactación inicialmente expulsa aire y a medida que la altura del terraplén se incrementa, se produce en las capas inferiores un aumento en la presión de poros. En suelos granulares el exceso de presión de poros se disipa rápidamente; pero en suelos finos el exceso de presión de poros se disipa lentamente y el proceso de consolidación puede llevarse a cabo durante años.

Para observar de manera más clara esta situación, se considera un terraplén de arcilla construido sobre un estrato de arcilla blanda saturada, Fig. 7.32 (a).

Sea P un punto que pertenece a la superficie circular de deslizamiento APB . Luego, una vez terminada la construcción del terraplén, la presión de poros de agua en el punto P es:

$$u = h\gamma_w$$

Si se asumen condiciones ideales, es decir, si se considera que el relleno es colocado uniformemente a través de capas sucesivas hasta alcanzar la altura del terraplén, se obtiene la

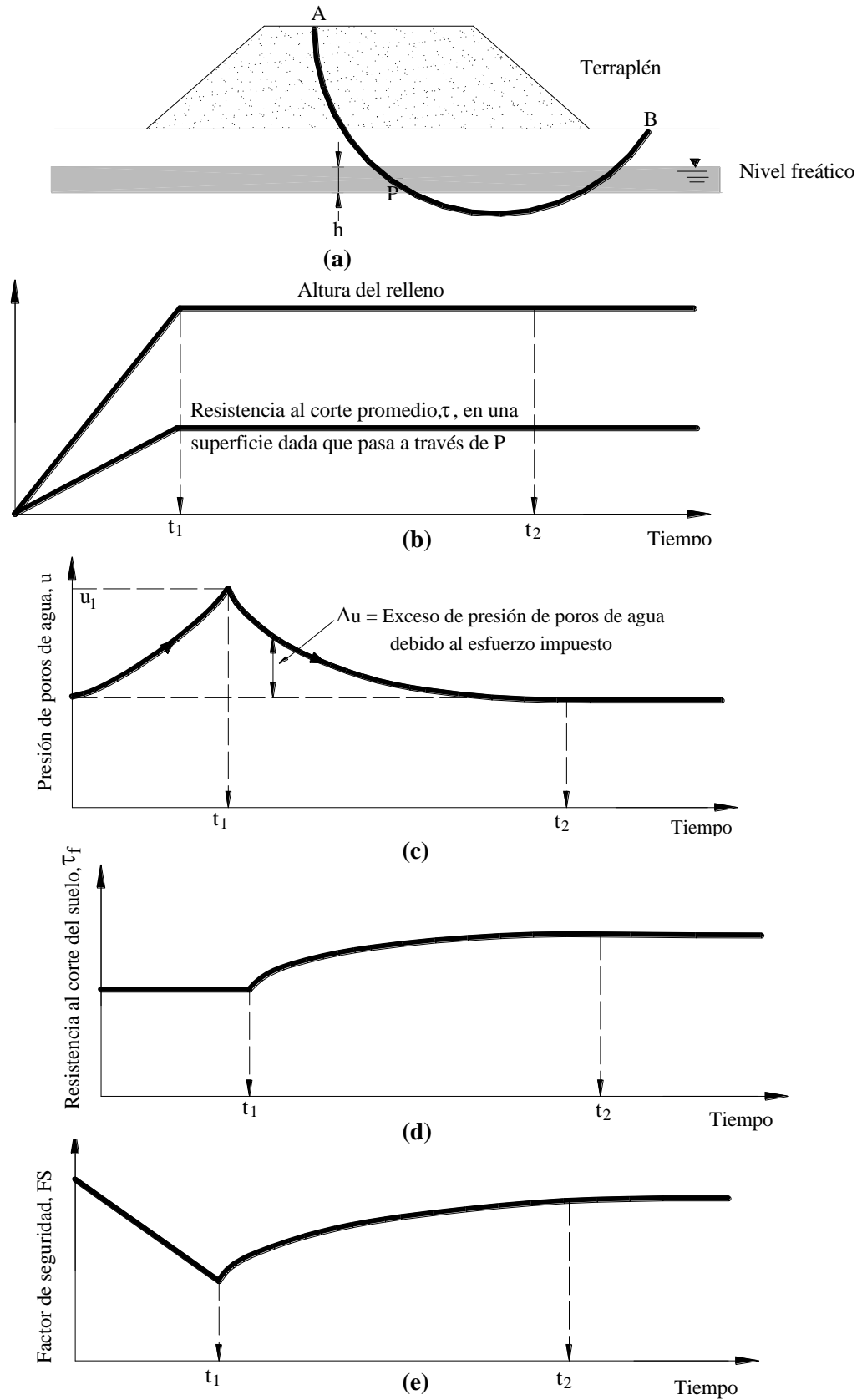


Figura 32. Variación del factor de seguridad con el tiempo para un terraplén construido en arcilla blanda (Redibujado después de Bishop y Bjerrum, 1960).

gráfica de altura del relleno observada en la Figura 7.32 (b). Luego, en $t = t_1$ la altura total del terraplén H es alcanzada, y para $t > t_1$ esta permanece constante.

La variación de la resistencia al cortante promedio τ en la superficie potencial de deslizamiento es también observada en la Figura 7.32 (b). Debido al incremento de esfuerzos totales σ originado por la colocación del relleno, τ incrementa linealmente con el tiempo hasta $t = t_1$, permaneciendo constante para $t > t_1$.

Por otro lado, a medida que se construye el terraplén, la presión de poros en el punto P continúa incrementándose, Fig. 7.32 (c). En $t = t_1$, $u = u_1 > h\gamma_w$.

Este incremento se debe al drenaje lento que presenta el estrato de arcilla. Sin embargo, para $t > t_1$ la presión de poros va disminuyendo gradualmente hasta completarse el proceso de consolidación en $t = t_2$, donde el valor de la presión de poros es nuevamente de $u_2 = h\gamma_w$.

Por tratarse de arcilla, se considera que al ser el proceso de construcción rápido, no existe disipación de la presión de poros, por tanto, en el periodo de $0 \leq t \leq t_1$ se trabaja bajo condiciones no drenadas, siendo el valor de la resistencia al corte constante e igual a $\tau_f = c_u$, Fig. 7.32 (d).

Para $t > t_1$, el proceso de consolidación avanza y la magnitud de τ_f va incrementando gradualmente a causa de la disipación del exceso de presión de poros. Para $t = t_2$ el valor de τ_f se hace. En este tiempo la consolidación ha sido completada, y el valor de la resistencia es: $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'$.

Finalmente, la fluctuación del FS es hallada en base a la ecuación [7.1]. Para este caso el valor de FS resulta ser la división de las resistencias mostradas en las Figura 7.32 (d) y Figura 7.32 (b).

La variación del FS con el tiempo es mostrada en la Figura 7.32 (e), donde se observa que el FS inicialmente decrece hasta el fin de la construcción $t = t_1$, para luego ir incrementándose hasta $t = t_2$, tiempo a partir del cual adquiere un valor constante.

Por tanto, el FS crítico para un terraplén se presenta al fin de la construcción, es decir, bajo condiciones a corto plazo.

8.2 Fluctuación del factor de seguridad para cortes.

Los cortes a diferencia de los terraplenes son básicamente proyectos de excavación. La naturaleza de la superficie deslizante depende de las condiciones del suelo. Por ejemplo, en suelos arenosos o limos arenosos, el deslizamiento es generalmente traslacional y superficial, mientras que en suelos arcillosos homogéneos la forma de la superficie de deslizamiento es circular y está situada a mayor profundidad.

La Figura 7.33 (a) muestra un corte realizado en una arcilla blanda saturada en la que se asume que APB es una superficie circular de deslizamiento. Durante el avance del corte la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento τ se incrementa. Finalizada la construcción en $t = t_1$ la magnitud de τ adquiere un valor constante, Figura 7.33 (b).

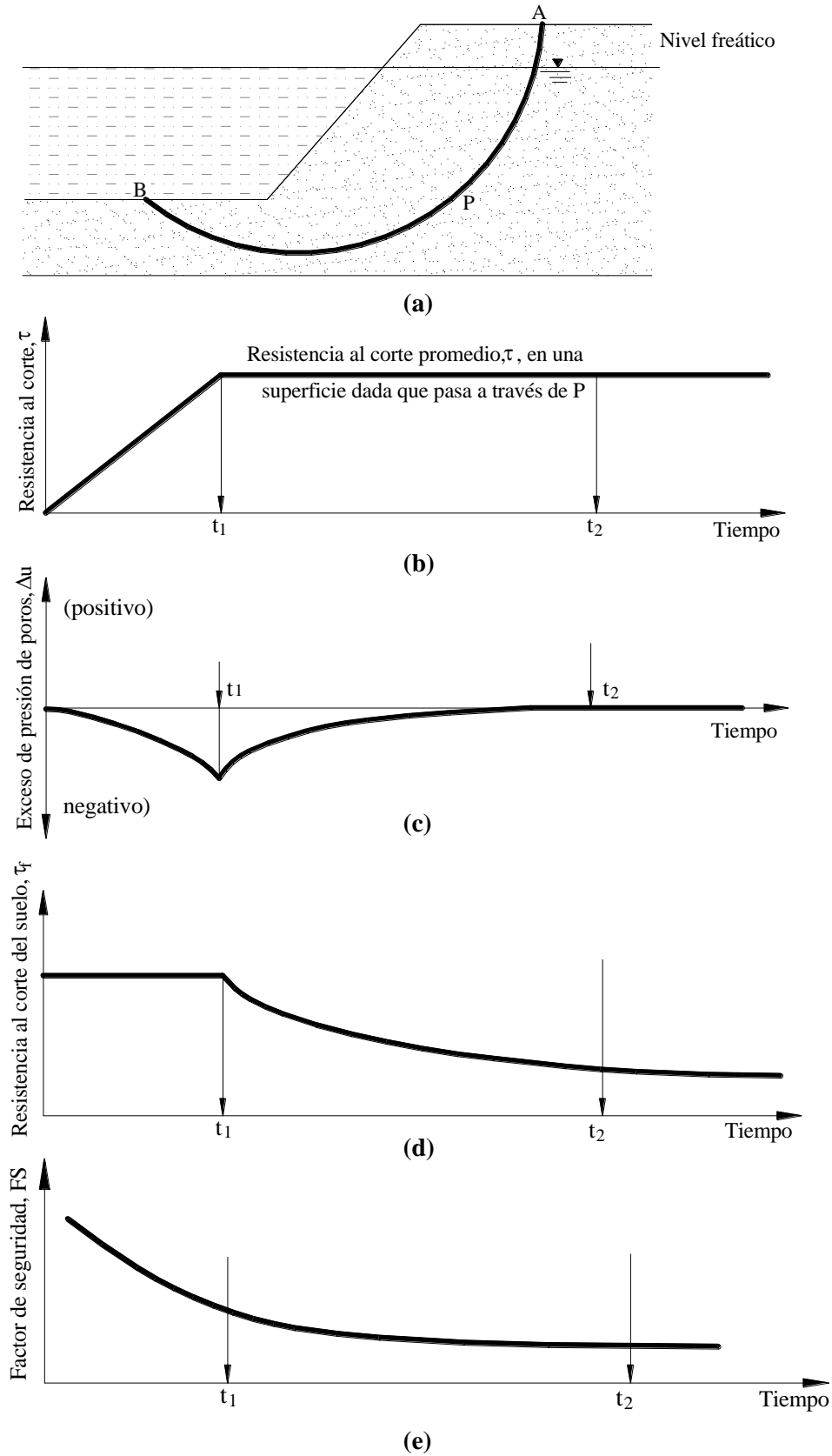


Figura 33. Variación del factor de seguridad con el tiempo para un corte realizado en arcilla blanda (Redibujado después de Bishop y Bjerrum, 1960).

Durante la excavación los esfuerzos totales disminuyen, y por consiguiente, disminuye también el valor de la presión de poros. La variación de la presión de poros con el tiempo es mostrada en la Figura 7.33 (c).

Finalizada la excavación en $t = t_1$, el exceso negativo de la presión de poros va disipándose, hasta hacerse igual a 0 en $t = t_2$, tiempo a partir del cual permanece constante.

De la misma manera que en terraplenes, se considera que el proceso de excavación es rápido, por tanto no existe disipación de la presión de poros. Entonces, en el periodo de $0 \leq t \leq t_1$ se trabaja bajo condiciones no drenadas, siendo el valor de la resistencia al corte constante e igual a $\tau_f = c_u$, Figura 7.33 (d).

Para $t > t_1$, debido a la disipación del exceso de presión de poros negativo, la magnitud de τ_f va disminuyendo gradualmente hasta adquirir un valor constante en $t = t_2$, tiempo en el cual el valor de la resistencia es: $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'$.

El valor del FS es determinado a partir de la ecuación [7.1]. De acuerdo a la Figura 7.33, resulta ser la división entre los valores de las gráficas de la Figura 7.33 (d) y Figura 7.33 (b).

La variación del FS con el tiempo es mostrada en la Figura 7.33 (e). En esta se observa que el FS crítico para un corte se presenta en $t \geq t_2$, lo que equivale a decir, que el análisis de un corte es crítico en condiciones a largo plazo.

Bibliografía

- [1]Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. “*Slope Stability and Stabilization Methods*” John Wiley & Sons.
- [2]American Society for Testing and Materials, 1999. “*Annual Book of ASTM Standards Volume 04.08 soils and rocks*”. Filadelfia USA
- [3]Atkinson J. (2002) “What is the matter with geotechnical engineering? *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 155*, 155-158.
- [4]Bowles J.E. “*Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*” Mc. Graw Hill
- [5]Budhu M. “*Soil Mechanics and Foundations*” John Wiley & Sons
- [6]Clayton C.R.I., Matthews M.C., Simons N.E. “*Site Investigation*” Blackwell Science
- [7]Coduto D.P. “*Geotechnical Engineering Principles and Practice #2*” Prentice Hall
- [8]Coduto D.P. “*Foundation Design Principles and Practices*” Prentice Hall
- [9]Coduto D.P. “*Foundation Design Principles and Practices, Second Edition*” Prentice Hall
- [10]“*Cone Penetration Test: CPT*” CIRIA
- [11]Das B.M. “*Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition*” PWS Publishing Company
- [12]Das B.M. “*Shallow Foundation Bearing Capacity and Settlement*” CRC Press
- [13]Das B. M. “*Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Cuarta Edición*” International Thomson Editors
- [14]Das B.M. “*Principles of Foundation Engineering, Fifth Edition*” Thomson Brooks / Cole
- [15]Das B. M. “*Advanced Soil Mechanics*” Taylor & Francis
- [16]Das B.M. “*Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*” Thomson Learning
- [17]Das B.M. “*Principles of Geotechnical Engineering, Fifth Edition*” Brooks / Cole Thomson Learning.
- [18]Delgado M. “*Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico*” # 2” Escuela Colombiana de Ingeniería
- [19]De Sousa Pinto C. “*Curso Básico de Mecânica dos Solos*” Oficina de Textos
“*Foundation Engineering Handbook, second edition*” Hsai-Yang Fang/ Chapman & Hall
- [20]Gnanapragasam N. (2000) “Active earth pressure in cohesive soils with an inclines ground surface” Canadian Geotechnical Journal 37, 171-177.

- [21]Marangos C. (1995) “*Proposal on the improvement of Schmertmann et al. settlement prediction method*”
- [22]Michalowski R.L. (2001) “Upper-bound load estimates on square and rectangular footings” *Géotechnique*, 51 (9), 787-798.
- [23]Milovic D. “*Stresses and Displacements for Shallow Foundations*” Elsevier
- [24]Pestana J.M. y Whittle A.J. (1998) “*Time effects in the compression of sands*” *Géotechnique*, 48 (5), 695-701.
- [25]Salinas L.M., Rojas J.C., Salinas R.A. (2003) “*Suelos colapsables: Identificación y estabilización química*”
- [26]Sargand S.M., Masada T. y Abdalla B. (2003)“Evaluation of Cone Penetration Test-Based Settlement Prediction Methods for Shallow Foundations on Cohesionless Soils at Highway Bridge Construction Sites” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (10), 900-908.
- [27]Sieffert J.G., Bay-Gress Ch. (2000) “Comparison of European bearing capacity calculation methods for shallow foundations” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering* 143, 65-74.
- [28]Simons N., Menzies B. & Matthews M. “*A short course in Geotechnical Site Investigation*” Thomas Telford
- [29]Simons N., Menzies B. “*Foundation Engineering, Second Edition*” Thomas Telford
- [30]Sridharan A. y Prakash K. (2001) “Limiting Compression Curves”. *Geotechnical Testing Journal GTJODJ*, 4 (3), 330-333
- [31]Suarez J. “*Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en zonas Tropicales*” UIS
- [32]“*The Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use*” CIRIA
- [33]Tomlinson L.J. “*Foundation Design and Construction, Sixth Edition*” Longman
- [34]Toll D.G. “*Unsaturated Soil Concepts and Their Application in Geotechnical Practice*” Kluwer Academic Publishers
- [35]Whitlow R. “*Basic Soil Mechanics, Third Edition*” Longman
- [36]Zhu D.Y., Lee C.F., Jiang H.D. (2003)“Generalised framework of limit equilibrium methods for slope stability analysis” *Géotechnique*, 53 (4), 377-395.