



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**MECÁNICA DE
SUELOS**

Del 27 al 31 de Enero del 2003

APUNTES GENERALES

CI - 037

Instructor: Ing. Arturo A. Correa Magallanes

DGCCH

ENERO DEL 2003

Curso General de Introducción a la Mecánica de Suelos para Ingenieros:

- 1.- **Introducción:** origen de los suelos, clasificación y propiedades básicas.
- 2.- **Permeabilidad y Compresibilidad:** flujo de agua y deformaciones plásticas del suelo.
- 3.- **Esfuerzo y deformación:** Presiones en el suelo, relaciones esfuerzo deformación del suelo, resistencia al cortante, deformaciones elásticas.
- 4.- **Presión lateral de los suelos:** Esfuerzos activos, pasivos, K_0 y cálculo de muros.
- 5.- **Capacidad de carga de los suelos:** según distintas teorías.
- 6.- **Diseño de cimentaciones:** superficiales, profundas.
- 7.- **Estabilidad de taludes:** Taludes, zanjas y sistemas de estabilización.
- 8.- **Terracerías y vías terrestres:** Compactación, pavimentos hidráulicos y asfálticos.
- 9.- **Problemas generales del Valle de México:** Zona de Lago, Zona de Lomas y de Transición.

Bibliografía:

- Juárez Badillo, Rico Rogríguez, 1984, "Mecánica de Suelos", Tomos I, II y III, Ed. Limusa
- Bowles, 1988, "Foundation Analysis and Design", Ed. McGraw-Hill
- Holguín et al, 1992, "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", Ediciones TGC.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1970, "Manual de Mecánica de Suelos", S.R.H.
- Harvey, 1982, "Geology for Geotechnical Engineers", Cambridge University Press.
- Colindres, 1993, "Dinámica de Suelos y Estructuras", Limusa.
- Whitlow, 1998, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", CECSA:

Orígenes y composición de los suelos

1.1 Orígenes y procesos de formación

El término *suelo* puede tener diferentes matices de significados dependiendo del contexto en el que se use. Para el geólogo, "suelo" describe las capas de material suelto sin consolidar que se extienden desde la superficie hasta la roca sólida, y que se han formado por el intemperismo y la desintegración de las propias rocas. Por otra parte, para el ingeniero, el concepto de "suelo" está relacionado con la obra que pueda hacer sobre él, con él o en él. Por consiguiente, para la ingeniería el término "suelo" se refiere al material que se puede utilizar sin necesidad de perforaciones o voladuras. Los pedólogos, agrónomos, horticultores y otros tendrán o preferirán su propia definición.

En el estudio de los orígenes del suelo aplicaremos el punto de vista del geólogo, aunque en lo que se refiere a la clasificación y propiedades para propósitos de ingeniería, se usarán las definiciones de aceptación general en este campo (véase también la Sec. 1.7).

Todos los suelos tienen su origen, directa o indirectamente, en las rocas sólidas, que se clasifican de acuerdo con su proceso de formación de la siguiente manera:

ROCAS ÍGNEAS, formadas por enfriamiento de material fundido ("magma") dentro o sobre la superficie de la corteza terrestre, como por ejemplo: granito, basalto, dolerita, andesita, gabro, sienita y pórfido.

ROCAS SEDIMENTARIAS, formadas en capas acumuladas por el asentamiento de sedimentos en cuerpos de agua, como mares y lagos; por ejemplo, caliza, arenisca, lodolita, esquisto y conglomerados.

ROCAS METAMÓRFICAS, formadas por la modificación de rocas ya existentes a causa de: (a) calor extremo, como el mármol y la cuarcita; o (b) presiones muy altas, por ejemplo, pizarra y esquisto.

Los procesos que transforman a las rocas sólidas en suelos se verifican en, o cerca de, la superficie y, aunque son complejos, dependen de los siguientes factores:

- a) Naturaleza y composición de la roca madre.
- b) Condiciones climáticas, en especial temperatura y humedad.
- c) Condiciones topográficas y generales de terreno, tales como grado de protección o exposición, densidad y tipo de vegetación, etc.
- d) Duración de las condiciones específicas prevaletientes.
- e) Interferencia de otros factores, como pueden ser los cataclismos, los terremotos y las actividades humanas.
- f) Mecanismos y condiciones de acarreo natural.

Puesto que una discusión detallada de estos factores queda fuera de los alcances del presente libro, el lector deberá consultar algún texto adicional de geología. No obstante, resulta conveniente describir los efectos de algunos de estos factores, ya que producen características y propiedades específicas en los depósitos finales de los suelos.

1.2 Efectos del intemperismo

El término general *intemperismo* involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como viento, lluvia, heladas, cambios de temperatura y acción de la gravedad. Debido a que el efecto individual de un proceso sobre un tipo de roca específico tiene sus propias particularidades, conviene mencionar algunos ejemplos.

La acción de las heladas, durante las que el agua de los espacios de los poros se expande al congelarse, ocasiona la ruptura de las rocas en forma de capas laminares. Por tanto, los restos derivados son angulares y filosos. Esto contrasta con el efecto de la acción del viento, cuyo roce redondea las partículas. Cuando el proceso fundamental es de naturaleza química, algunos de los minerales de las rocas se desintegran, mientras que otros se conservan. Tomemos por ejemplo: la roca ígnea *granito* que está constituida principalmente por los minerales de cuarzo, los feldspatos ortoclasa y plagioclasa y las micas muscovita y biotita. Tanto el cuarzo como la muscovita presentan una gran resistencia a la descomposición química; por ello, estos minerales no resultan afectados por el proceso, mientras que los otros sí se descomponen (Fig. 1.1).

1.3 Efectos del transporte

Los suelos que no han sido transportados, esto es, que han permanecido en su lugar original, reciben el nombre de *suelos residuales*. Estos suelos aparecen particularmente cuando los procesos químicos del intemperismo predominan sobre los físicos, lo que sucede en los terrenos llanos de las áreas tropicales. La composición de estos suelos es muy variable, con una gran diversidad tanto de tipos minerales como de tamaños de partículas. En los climas calientes, el intemperismo puede eliminar algunos minerales, dejando otros más resistentes en depósitos concentrados, por ejemplo, laterita, bauxita, caolinita.

<i>Minerales existentes en las rocas</i>	<i>Probables minerales derivados</i>	<i>Posibles suelos resultantes</i>
cuarzo	cuarzo	arena
muscovita	muscovita	arena micácea
mica biotita	clorita o vermiculita	arcilla(oscura)
	+ soluciones de carbonato de Mg	
feldespato ortoclasa	ilita o caolinita	arcilla (clara)
	+ soluciones de carbonato de K	
feldespato plagioclasa	montmorilonita	arcilla expansiva
	+ solución de carbonato de Na o Ca	barro calizo/arcilla o marga

Figura 1.1 La intemperización del granito

El efecto más importante del transporte natural es una separación selectiva. Durante los procesos de movimiento se produce una separación de los constituyentes originales, que depende tanto del tamaño como de la naturaleza de los granos minerales originales. Por ejemplo, en los climas áridos y calurosos existe un polvo fino suspendido en el aire llamado *loess*, que puede ser transportado a distancias considerables antes de quedar depositado. La acción del agua en movimiento puede disolver algunos minerales, transportar algunas partículas en suspensión y hacer chocar o arrastrar a otras. La carga arrastrada por un río o corriente depende en alto grado de la velocidad del flujo. En las zonas altas, la velocidad es mayor y puede llegar a arrastrar incluso cantos de gran tamaño. Sin embargo, cuando la velocidad disminuye a medida que el río se aproxima a su desembocadura, se comienzan a depositar los sólidos; primero, lo hacen los fragmentos de grava en las planicies de las crecientes; después, las arenas gruesas y medianas; y, finalmente, en las áreas del estuario o delta, las arenas finas y los limos. Debido en parte a sus minúsculas dimensiones, las partículas de arcilla tienden a ser arrastradas hasta el mar. Por tanto, los suelos depositados por ríos (*aluvión*) presentan una separación selectiva; esto es, una graduación uniforme o pobre.

Durante el arrastre las partículas entran en contacto entre sí y con el lecho del río, lo que produce abrasión. La forma característica de las partículas fluviales es redondeada o subredondeada. En los depósitos de las zonas ribereñas se produce un mayor desgaste, lo que da lugar a formas perfectamente redondeadas por el agua.

El movimiento de los hielos también produce arrastre de los residuos del intemperismo. Por ejemplo, un glaciar actúa como una lenta banda transportadora y algunas veces acarrea cantos grandes a distancias considerables. El peso del canto lo hace hundirse a través del hielo y a medida que llega hasta la base rocosa, la fricción de ésta puede reducirlo a un polvo de roca fino. Así, la gama de tamaños de partícula de una *arcilla* puede ser muy amplia. El material depositado a medida que el glaciar comienza a fundirse y retraerse, recibe el nombre de *morena*; este material también está constituido por una gran variedad de tamaños y, por lo general, adquiere forma de colinas o bien de una serie de terrazas.

1.4 Composición mineral del suelo

La mayor parte de los suelos consiste en mezclas de partículas minerales inorgánicas con porciones de agua y aire. Por tanto, es conveniente concebir un modelo de suelo con tres fases: sólida, líquida y gaseosa (Fig. 1.2).

Fragmentos de rocas. Son los trozos identificables de la roca madre que contienen diversos minerales. En general, los fragmentos de roca, a diferencia de los granos de mineral, son bastante grandes (>2 mm), es decir, entre el tamaño de arena y el de grava. La firmeza global de un suelo depende del grado de descomposición mineral diferencial en los fragmentos individuales. Por ejemplo, la presencia de fragmentos graníticos caolinizados afecta la resistencia a la trituración o a la resistencia al corte del suelo.

Granos minerales. Se trata de partículas separadas, cada una con un mineral específico y una gran variedad de tamaños desde grava (2 mm) hasta arcilla ($1 \mu\text{m}$). Aun cuando algunos suelos contienen mezclas de diversos minerales, un gran número de ellos está formado por un solo mineral en forma casi exclusiva. Los mejores ejemplos de estos últimos se encuentran abundantemente en los depósitos de arena, donde el mineral predominante es el cuarzo, debido a sus ya mencionadas cualidades de resistencia. Por conveniencia, se dividen los suelos en dos grupos principales: de *grano grueso* y de *grano fino* (véase también Cap. 2).

- a) Los suelos de *grano grueso* son aquellos que tienen tamaños de partículas mayores que 0.06 mm, es decir, ARENAS y GRAVAS. Sus granos son *redondeados* o *angulares* y en general están constituidos por fragmentos de rocas, cuarzo o jaspe, con presencia frecuente de óxido de hierro, calcita y mica. La forma relativamente equidimensional es función de la estructura cristalina de los minerales y el grado de redondez depende de la cantidad de desgaste que ha tenido lugar.

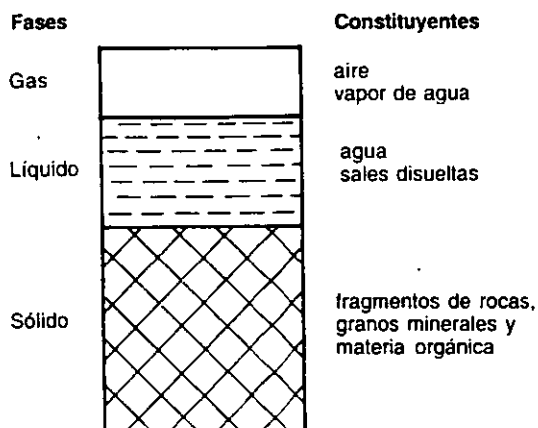


Figura 1.2 Modelo de tres fases del suelo

- b) Los suelos de *grano fino* tienen sus partículas menores que 0.06 mm y tienen forma típicamente *escamosa*, como los LIMOS y las ARCILLAS. Los óxidos y sulfuros muy finos, y a veces la materia orgánica, pueden estar presentes también. De la mayor importancia en el contexto de ingeniería es la escamación de los minerales arcillosos, que da lugar a áreas superficiales muy grandes. Esta característica se describe con detalle en la sección 1.5.

Materia orgánica. La materia orgánica proviene de restos vegetales o animales cuyo producto final, conocido como el *humus*, es una mezcla compleja de compuestos orgánicos. La materia orgánica es una de las características del suelo superficial que se presenta como *tierra vegetal*, con 0.5 m de espesor y no más. Los depósitos de *turba* son predominantemente material orgánico fibroso. Desde el punto de vista de ingeniería, la materia orgánica tiene propiedades indeseables. Por ejemplo, es altamente compresible y absorbe grandes cantidades de agua, de modo que los cambios en la carga o en el contenido de humedad producen cambios considerables en su volumen, planteando serios problemas de asentamiento. La materia orgánica también tiene una resistencia muy baja al esfuerzo cortante y, en consecuencia, baja capacidad de carga. La presencia de materia orgánica afecta al fraguado del cemento y, por tanto, presenta dificultades en la fabricación del concreto y la estabilización de los suelos.

Agua. El agua es parte fundamental de los suelos naturales y de hecho su efecto sobre las propiedades ingenieriles es el más pronunciado de todos los constituyentes. El desplazamiento del agua a través de la masa del suelo debe estudiarse con gran detalle en lo que se refiere a los problemas de infiltración y permeabilidad y, además, con un enfoque algo diferente cuando se estudien los problemas de compresibilidad. El agua no tiene resistencia al corte, no es compresible y, por consiguiente, transmite la presión directamente. Por esta razón, las condiciones de drenaje en la masa de un suelo tienen gran importancia al estudiar su resistencia al corte. Además, el agua puede disolver y acarrear en solución un gran número de sales y otros compuestos, algunos de los cuales tienen efectos indeseables. Por ejemplo, la presencia de sulfato de calcio (y en menor grado, de sulfatos de sodio y magnesio) es muy común en muchos suelos arcillosos. La presencia de iones sulfato tiene un efecto perjudicial serio sobre uno de los componentes del cemento Portland y por lo tanto pueden afectar a los cimientos y demás subestructuras de concreto.

Aire. Desde un punto de vista práctico se puede considerar que los suelos están perfectamente secos o completamente saturados, o bien en una condición intermedia entre estos dos extremos. Sin embargo, para ser exactos, estos extremos no se presentan en la realidad. En los suelos considerados como "secos" habrá vapor de agua presente, mientras que un suelo "completamente saturado" puede contener hasta el 2% de aire atrapado. El aire, desde luego, es compresible, y el vapor de agua se puede congelar. Ambos fenómenos son importantes desde el punto de vista de la ingeniería.

Clasificación de los suelos para propósitos de ingeniería

2.1 Principios de clasificación de los suelos

Para describir los diferentes materiales que aparecen en las exploraciones es necesario contar con una clasificación convencional de los tipos de suelos. El sistema a adoptar debe ser lo suficientemente detallado para que incluya todos los depósitos naturales excepto los más raros y, aún así, debe ser razonable, sistemático y conciso. Este tipo de sistema resulta necesario si se desean obtener conclusiones útiles basadas en los estudios del tipo de material. Al no contar con un sistema de clasificación, las informaciones publicadas basadas en el tipo de suelo, o las recomendaciones de diseño o construcción pueden resultar confusas y sería muy difícil aplicar la experiencia adquirida a diseños futuros. Además, a menos que se adopte un sistema convencional de nomenclatura, las interpretaciones conflictivas de los términos empleados pueden provocar confusiones conducentes a un proceso de comunicación ineficiente.

Para que resulte adecuado para este propósito básico, cualquier sistema de clasificación debe satisfacer las siguientes condiciones:

- a) Debe incorporar en forma descriptiva términos breves pero ilustrativos para el usuario.
- b) Las clases y subclases deben quedar definidas por parámetros razonables cuya medición cuantitativa sea relativamente fácil.
- c) Las clases y subclases deben permitir agrupar los suelos con características que impliquen propiedades de ingeniería similares.

La mayor parte de las clasificaciones divide a los suelos en tres grupos principales: *gruesos*, *finos* y *orgánicos*. Las principales diferencias entre las características de esos grupos se muestran en la tabla 2.1.

En Gran Bretaña, las normas y recomendaciones tanto para la identificación en el campo como para la clasificación detallada pueden encontrarse en la publicación BS 5930 *Site Investigation* (1981). Se incluye una clasificación detallada (tabla 2.2) que permite identificaciones de campo basándose en varios ensayos simples. Cuando se dispone de más datos, como pruebas de laboratorio, y en es-

20 Clasificación de los suelos para propósitos de ingeniería

Tabla 2.1 Clases principales de suelos para ingeniería

	<i>Gruesos</i>	<i>Finos</i>	<i>Orgánicos</i>
Tipos de suelos inclusivos	Piedra Grava Arena	Limo Arcilla	Turbas
Forma de la partícula	Redondeada a angular	Laminado	Fibroso
Tamaño de la partícula o grano	Grueso	Fino	—
Porosidad o relación de vacíos	Baja	Alta	Alta
Permeabilidad	Alta	Baja a impermeable	Variable
Cohesión interparticular	Carente a muy baja	Alta	Baja
Fricción interparticular	Alta	Baja	Carente a baja
Plasticidad	Carente	Baja a alta	Baja a moderada
Compresibilidad	Muy baja	Moderada a muy alta	En general muy alta
Velocidad de compresión	Inmediata	Moderada a baja	Moderada a rápida

pecial cuando se trate de usar al suelo para construcciones, se recomienda el uso del Sistema Británico de Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería (tabla 2.3).

Tabla 2.2 Identificación de campo y descripción de los suelos

	Tipo básico de suelo	Tamaño de partícula (mm)	Identificación visual	Naturaleza y plasticidad de las partículas
Suelos muy gruesos	PEDREGONES		Sólo se aprecia en su totalidad en canteras o afloramientos de la roca	Forma de partícula
	GUIJARROS	200 60 gruesas	Suelen ser difíciles de recuperar de los sondeos	angular subangular subredondeada redondeada plana alargada
Suelos gruesos (Con más de 65% de grava y arena)	GRAVAS	20 intermedias 6 finas	Bien graduada: amplia diversidad de tamaños de grano; buena distribución. Mal graduada graduada en forma incompleta (Puede ser uniforme el tamaño de la mayor parte de las partículas está en límites estrechos, o bien, graduación con intermitencias, algún tamaño intermedio está notablemente subrepresentado)	Textura áspera tersa pulida
	ARENAS	2 gruesas 0.6 intermedias 0.2 finas	Visible a simple vista, poca o ninguna cohesión al secar, puede describirse la graduación	
Suelos finos (Más de 35% de arcilla y limos)	LIMOS	0.06 gruesas 0.02 intermedios	A simple vista sólo se aprecia el limo grueso, presenta poca plasticidad y dilatación notable, ligeramente granular o sedoso al tacto. Se desintegra en agua, los terrones se secan con rapidez, exhibe cohesión pero puede pulverizarse fácilmente con los dedos	Sin plasticidad o baja plasticidad
	ARCILLAS	0.006 finas 0.002	Los terrones secos pueden desmoronarse pero no pulverizarse con los dedos, también se desintegran en el agua pero con más lentitud que el limo, terso al tacto, presenta plasticidad pero sin dilatación; se adhiere a los dedos y se seca con lentitud, se contrae bastante al secar, casi siempre muestra gnetas. Las arcillas de plasticidad alta o intermedia muestran estas propiedades en magnitud moderada y alta, respectivamente	Plasticidad intermedia (arcilla magra) Alta plasticidad (arcilla grasosa)
Suelos orgánicos	ARCILLA, LIMO o ARENA ORGÁNICA	Variable	Contiene cantidades sustanciales de materia orgánica vegetal	
	TURBAS	Variable	Predominan los restos de plantas, casi siempre de color café oscuro o negro, por lo general de olor especial, baja densidad total	

Tabla 2.3 Sistema británico de clasificación de suelos para propósitos de ingeniería

Grupos de suelos (véase la nota 1)		Subgrupos e identificación de laboratorio						
Las GRAVAS y ARENAS pueden clasificarse como GRAVA arenosa, ARENA con grava, etc cuando sea apropiado		Símbolo del grupo (véanse las notas 2 y 3)	Símbolo del subgrupo (véase la nota 2)	Finos (% inferior a 0.06 mm)	límite líquido %	Nombre		
SUELOS GRUESOS Menos del 35% del material es inferior a 0.06 mm	GRAVAS Más del 50% del material grueso es grava (mayor a 2 mm)	GRAVA ligeramente limosa o arcillosa	G	GW	GW	0	GRAVA bien graduada	
				GP	GPu	GPg	5	GRAVA mal graduada/uniforme/graduación con intermitencias
		GRAVA limosa	G-F	G-M	GWM	GPM	5	GRAVA limosa bien/mal graduada
				G-C	GWC	GPC	15	GRAVA arcillosa bien/ mal graduada
		GRAVA muy limosa	GF	GM	GML	etc	15	GRAVA muy limosa, se subdivide como GC GRAVA muy arcillosa (arcilla de plasticidad baja, intermedia, alta, muy alta, plasticidad extremadamente alta)
	GRAVA muy arcillosa	GC		GCL	GCI	35		
				GCH	GCV			
				GCE				
	ARENAS Más del 50% del material grueso es arena (menor a 2 mm)	ARENA ligeramente limosa o arcillosa	S	SW	SW		0	ARENA bien graduada
				SP	SPu	SPg	5	ARENA mal graduada/ uniforme/ graduación con intermitencias
ARENA limosa		S-F	S-M	SWM	SPM	6	ARENA limosa bien/ mal graduada	
ARENA arcillosa			S-C	SWC	SPC	15	ARENA arcillosa bien/ mal graduada	
ARENA muy limosa		SF	SM	SML	etc	15	ARENA muy limosa; se subdivide como SC	
ARENA muy arcillosa			SC	SCL	SCI	35	ARENA muy arcillosa (arcilla de plasticidad baja, intermedia, alta, muy alta, extremadamente alta)	
			SCH	SCV				
			SCE					

SUELOS FINOS Más del 35% del material es menor a 0.06 mm	LIMOS y ARCILLAS con grava o arenosos 35% a 66% de finos	LIMO con grava	FG	MG	MLG, etc		LIMO con grava; se subdivide como CG
	ARCILLA con grava (véase la nota 4)		CG	CLG	CIG	<35 35 a 50 50 a 70 70 A 90 >90	ARCILLA con grava de baja plasticidad de plasticidad intermedia de plasticidad alta de plasticidad muy alta de extremadamente alta plasticidad
SUELOS FINOS Más del 35% del material es menor a 0.06 mm	LIMOS y ARCILLAS 65% a 100% de finos	LIMO arenoso (véase la nota 4)	FS	MS	MLS, etc.		LIMO arenoso, se subdivide como CG
	ARCILLA arenosa		CS	CLS, etc.			ARCILLA arenosa; se subdivide como CG
	LIMO(SUELO M)		F	M	ML, etc.		LIMO; se subdivide como C
		ARCILLA (véanse las notas 5 y 6)		C	CL CI CH CV CE	<35 35 a 50 50 a 70 70 a 90 >90	ARCILLA de plasticidad baja de plasticidad intermedia de plasticidad alta de plasticidad muy alta de plasticidad extremadamente alta
SUELOS ORGÁNICOS	La letra descriptiva "O" se agrega después del símbolo del grupo o subgrupo		Se sospecha que el constituyente importante es materia orgánica. Ejemplo MHO LIMO orgánico de alta plasticidad				
TURBA	Pt	Las turbas son suelos en los que predominan restos vegetales, pueden ser fibrosos o amorfos					

Nota 1: El nombre del grupo de suelo siempre debe anotarse al describirlo, complementando si es necesario, con el símbolo del grupo, aunque en algunas aplicaciones (por ejemplo, secciones longitudinales) puede ser conveniente usar el símbolo del grupo como única identificación.

Nota 2: Cuando no se han usado métodos de laboratorio para la identificación, el símbolo del grupo o del subgrupo debe anotarse entre paréntesis, por ejemplo (GC)

Nota 3: Se puede usar la designación suelos finos o FINOS, F, en vez de LIMO, M, o ARCILLA, C, cuando no es posible o necesario diferenciarlos.

Nota 4: CON GRAVA, cuando más del 50% del material grueso es del tamaño de grava ARENOSO, cuando más del 50% del material grueso es del tamaño de arena.

Nota 5: EL LIMO (SUELO M), M, es el material que se grafica por abajo de la línea A y tiene un intervalo restringido de plasticidad con relación a su límite líquido, y una cohesión relativamente baja. Los suelos finos de este tipo incluyen materiales limpios del tamaño del limo y polvo de roca; suelos micáceos y diatomáceos; piedra pómez y suelos volcánicos; así como los que contienen haloisita. El término alternativo "suelo M" evita confusiones con materiales de tamaño predominantemente de limo, el cual sólo forma parte del grupo.
Los suelos orgánicos generalmente se grafican por debajo de la línea A en la carta de plasticidad, cuando se designan como LIMO ORGÁNICO, MO.

Nota 6: La ARCILLA, C, es un material que se grafica por arriba de la línea A y es totalmente plástico con relación a su límite líquido.

2.4 Características granulométricas

La curva granulométrica es una representación gráfica de la distribución de tamaños de partícula, por tanto, útil por sí misma como un medio para describir los suelos. Por esta razón, siempre resulta una buena idea incluir en los informes de laboratorio o similares, copias de la curva de granulometría. Debe recordarse también que el objetivo principal es proporcionar un término descriptivo del tipo de suelo. Esto se facilita mucho con el uso de gráficas, como las que se ilustran en la figura 2.3, que permiten estimar los intervalos de tamaños que se encuentran en la fracción más representativa del suelo. Por ejemplo, la curva A puede considerarse como representativa de una *ARENA media mal graduada* debido a que la curva tiene mucha pendiente, lo que indica un intervalo estrecho de tamaños, y se trata de un tamaño *medio* debido a que la mayor proporción de suelo (aproximadamente el 65%) queda situado en el subintervalo de la arena media. La curva B representa un material *bien graduado* que contiene un intervalo amplio de tamaños de partícula, desde arena fina hasta grava media; este suelo puede describirse como una *GRAVA ARENOSA bien graduada*, pues más de la mitad del suelo es grava en un 60% y el resto es arena en un 40%. La curva C también representa un material bien graduado en el que predomina la arena, pero con una fracción significativa de limo (un 20%); este suelo debe describirse como *ARENA muy limosa*, con el sustantivo indicando la fracción predominante. La curva D indica un *LIMO muy arenoso*, por ejemplo, limo de estuario o de delta; la curva E indica una *ARCILLA limosa*, por ejemplo, arcilla *London* o arcilla *Oxford*.

Existe otro análisis cuantitativo de curvas de granulometría que puede llevarse a cabo usando ciertos valores geométricos llamados *características de graduación*. Primero, se localizan tres puntos indicativos en la curva granulométrica de los siguientes tamaños característicos (Fig. 2.4):

D_{10} = Tamaño máximo del 10% más pequeño de la muestra

D_{30} = Tamaño máximo del 30% más pequeño de la muestra

D_{60} = Tamaño máximo del 60% más pequeño de la muestra

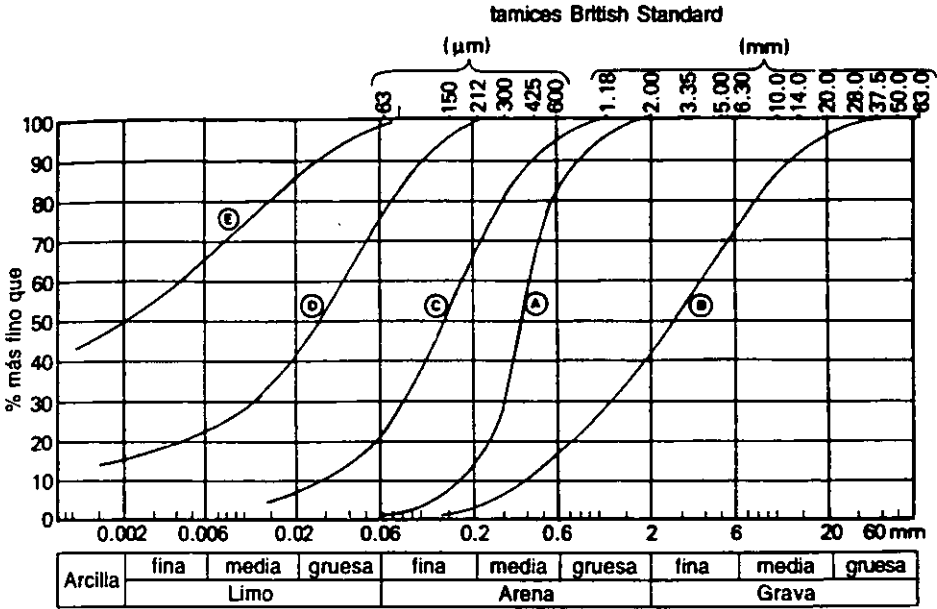


Figura 2.3 Curvas típicas de distribución de tamaños de partícula

A partir de estos *tamaños característicos* se definen las siguientes *características de graduación*:

Tamaño efectivo $= D_{10}$ mm (2.3)

Coefficiente de uniformidad $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ (2.4)

Coefficiente de curvatura $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$ (2.5)

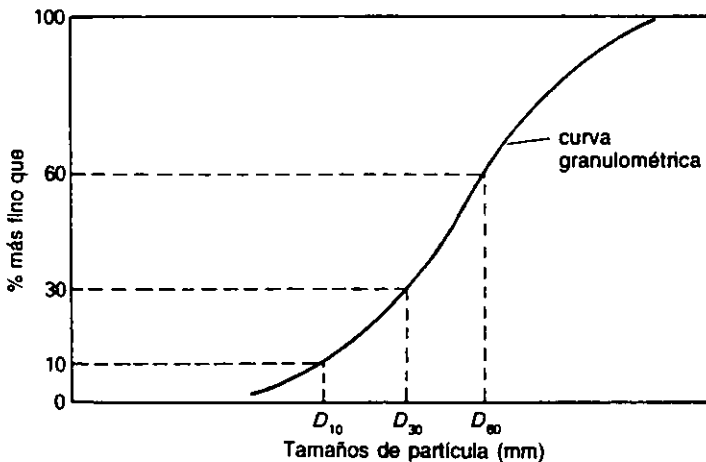


Figura 2.4 Características granulométricas

Tanto C_u como C_c son unitarios para un suelo de un solo tamaño, mientras que $C_u < 3$ indica una graduación uniforme y $C_u > 5$ una muy buena graduación.

La mayor parte de los suelos de buena graduación tienen curvas granulométricas casi planas o ligeramente cóncavas, que dan valores de C_c entre 0.5 y 2.0. Una de las aplicaciones útiles es una aproximación del coeficiente de permeabilidad, tal como lo sugirió Hazen.

$$\text{Coeficiente de permeabilidad } (k) = C_k (D_{10})^2 \text{ m/s}$$

Donde C_k = coeficiente variable entre 0.01 y 0.015

Ejemplo 2.1 A continuación se indican los resultados de un tamizado en seco; grafíquese la curva de distribución de tamaños de partícula e indíquese la clasificación de este suelo.

Abertura de tamiz (mm o μm)	3.35	2.00	1.18	600	425	300	212	150	63
Masa retenida (g)	0	2.6	12.5	57.7	62.0	34.2	18.7	12.7	13.1

La cantidad que pasa por el tamiz de 63 μm y que se colecta en la charola de soporte del tamiz pesa 3.9 g y la cantidad original es de 217.2 g.

En primer lugar las masas retenidas se expresan en porcentaje de la masa total, y en el porcentaje que pasa por cada tamiz por las sustracciones sucesivas. La serie completa de resultados corresponde a la siguiente tabulación:

	Abertura de tamiz	Masa retenida (g)	% retenido	% que pasa
mm	3.35	0	0	100.0
	2.0	2.6	1.2	98.8
	1.18	12.5	5.7	93.1
μm	600	57.7	26.6	66.5
	425	62.0	28.6	37.9
	300	34.2	15.7	22.2
	212	18.7	8.6	13.6
	150	12.7	5.8	7.8
	63	13.1	6.0	1.8
Charola		3.9	1.8	
Total		217.4 g	100.0%	

Total original = 217.2 g (esto es, no hay pérdidas significativas)

En la figura 2.5 se muestra la gráfica de la curva de distribución de tamaños de partícula; al analizar esta curva se obtienen las siguientes proporciones aproximadas:

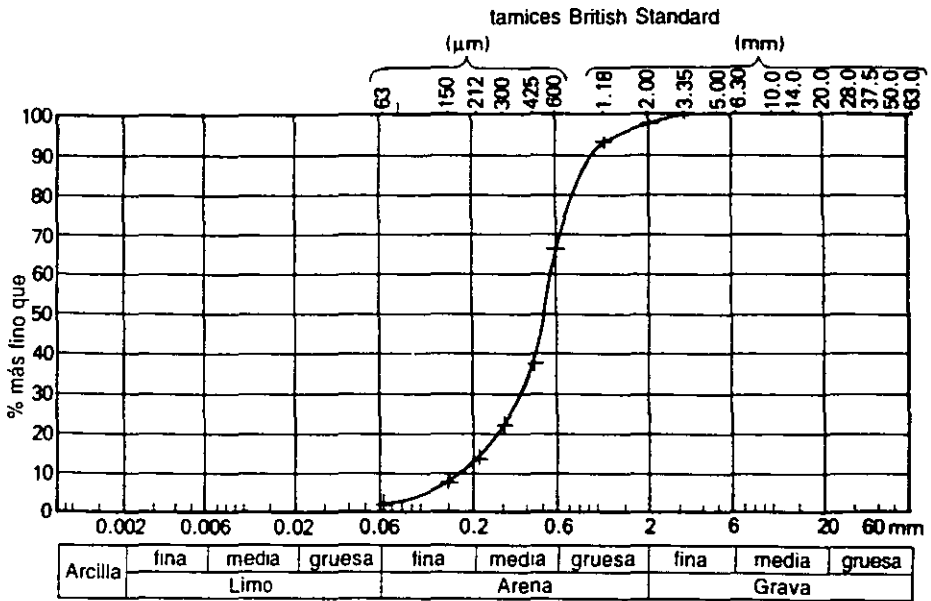


Figura 2.5 Distribución de tamaños de partícula

- Arena gruesa 33%
- Arena media 54%
- Arena fina 13%

Por consiguiente, el suelo puede clasificarse como *ARENA media-gruesa bien graduada* y el símbolo unificado de clasificación es *SW*.

2.6 Clasificación de los suelos de grano fino

En el caso de suelos de grano fino (esto es, cohesivos) el factor de mayor influencia sobre las propiedades de ingeniería no es el tamaño sino la forma de las partículas. La combinación de partículas muy laminares y circunstancias que pueden causar cambios del contenido de humedad, producen un material (suelo) con propiedades inherentemente variables. Por ejemplo, la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante varía de manera notable con las diferencias de contenido de humedad. Además, los suelos con partículas muy laminares se comportan como material *plástico*: un aumento del esfuerzo aplicado suele causar una deformación irreversible, mientras que el volumen permanece constante y sin signos de grietas ni rajaduras.

Puesto que la *plasticidad* de los suelos de grano fino tiene un efecto importante en propiedades de ingeniería, como la resistencia al corte y la compresibilidad, se usa la *consistencia* plástica como base para su clasificación. La consistencia de un suelo es su estado físico característico con un contenido de humedad determinado. Se pueden definir cuatro estados de consistencia para los suelos cohesivos: sólido, sólido semiplástico, plástico y líquido. La variación de volumen de un suelo cohesivo saturado es aproximadamente proporcional al cambio de contenido de humedad; en la figura 2.8 se muestra la relación general.

La transición de un estado al siguiente es gradual; sin embargo, es conveniente definir límites arbitrarios correspondientes a los cambios de contenido de humedad:

- LL = *límite líquido*: el contenido de humedad con el cual el suelo deja de ser líquido y pasa a plástico.
- LP = *límite plástico*: el contenido de humedad con el cual el suelo deja de ser plástico y se convierte en un sólido semiplástico.
- LC = *límite de contracción*: el contenido de humedad con el cual cesa la contracción de secado bajo un esfuerzo constante.

Los dos puntos más importantes son los límites líquido y plástico, ya que representan, respectivamente, los extremos superior e inferior del estado plástico; el

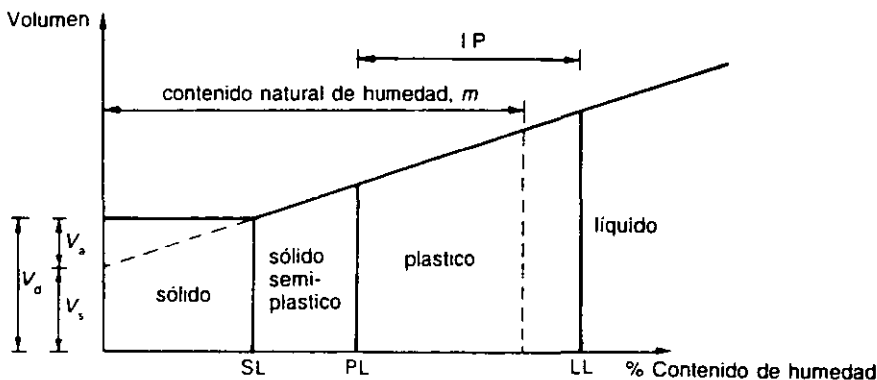


Figura 2.8 Relaciones de consistencia

Clasificación de los suelos para propósitos de ingeniería

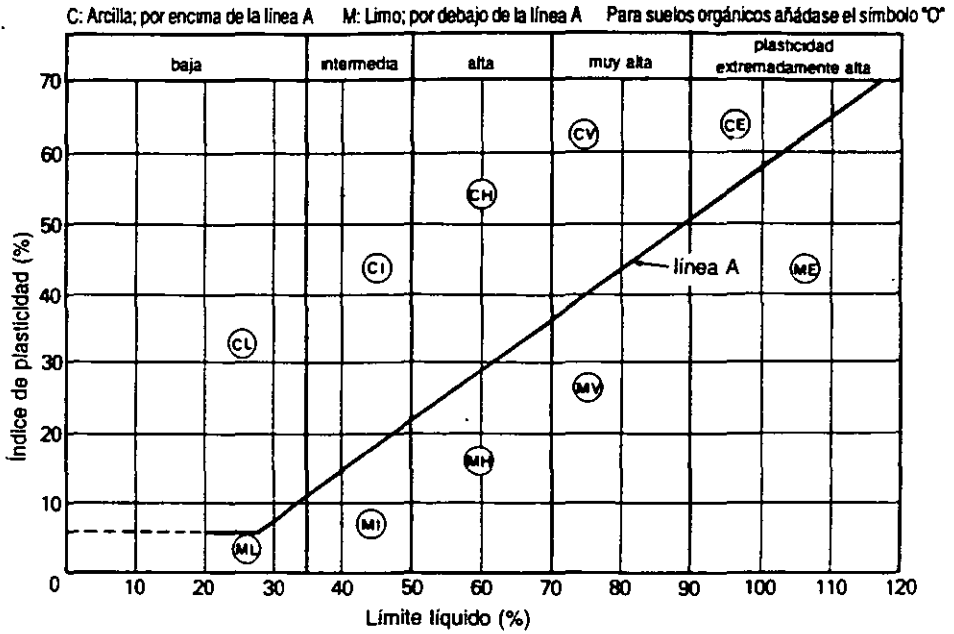


Figura 2.9 Carta de plasticidad para la clasificación de suelos finos

intervalo del estado plástico está determinado por su diferencia y recibe el nombre de *índice de plasticidad* (IP).

$$IP = LL - PL \quad (2.6)$$

Clasificación de los suelos de grano fino

Tabla 2.4 Símbolos de subgrupos del Sistema Británico de Clasificación de Suelos

	Letra principal	Letra secundaria
Suelos de granos gruesos	G = GRAVA S = ARENA	W = bien graduada P = mal graduada Pu = uniforme Pg = graduación intermitente
Suelos de granos finos	F = FINOS (sin diferencias) M = LIMO C = ARCILLA	L = baja plasticidad I = plasticidad intermedia H = alta plasticidad V = plasticidad muy alta E = plasticidad extremadamente alta
Suelos orgánicos	Pt = TURBA	O = orgánico

Propiedades físicas básicas de los suelos

3.1 Modelo del suelo y propiedades básicas

Las propiedades físicas básicas de un suelo son las que se requieren para definir su estado físico. Para los propósitos del análisis y diseño de ingeniería, es necesario cuantificar las tres fases constituyentes (sólida, líquida y gaseosa) y poder expresar las relaciones entre ellas en términos numéricos. Por ejemplo, el contenido de humedad de un suelo es simplemente la relación de la masa de agua a la masa de sólido. Las densidades, esto es, las relaciones entre la masa y el volumen, también son medidas importantes del estado físico de un suelo. En un suelo típico, el sólido, el líquido (agua) y el gas (aire) están intermezclados en forma natural, por lo que resulta difícil visualizar sus proporciones relativas. Por consiguiente, es muy conveniente considerar un modelo de suelo en el cual las tres fases se separan en cantidades individuales correspondientes a sus proporciones correctas.

Se pueden proponer diversos modelos de fases (Fig. 3.1) y cada uno de ellos recibe su nombre basado en la cantidad que proporciona una referencia unitaria.

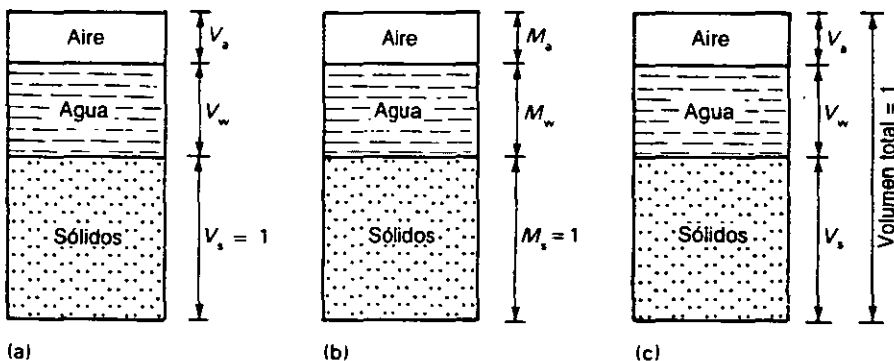


Figura 3.1 Modelos de tres fases del suelo
(a) Volumen sólido unitario, (b) masa sólida unitaria, y (c) volumen total unitario

Por ejemplo, el modelo unitario de *volumen sólido* está basado en una unidad de volumen, por ejemplo, 1 m^3 de material sólido; el modelo de *masa sólida* unitaria se basa en una unidad de masa, por ejemplo, 1 kg ; el modelo de *volumen total* unitario se basa en una unidad de volumen de las tres fases combinadas. Para la mayor parte de los propósitos de la mecánica de suelos, el más conveniente es el modelo de *volumen sólido unitario*, puesto que los constituyentes sólidos del suelo (con la excepción de las turbas) son materiales incompresibles. Por tanto, el modelo se construye como si fuera de una unidad (1 m^3) de material sólido que se supone permanece constante. Todas las demás cantidades se expresan con referencia a esta medida. En esta forma, un suelo dado se describe como un volumen fijo de material sólido con el cual están asociadas diversas cantidades de agua y aire. A la cantidad y volumen de suelo que no está ocupado por sólidos se le llama *volumen de vacíos*, siendo e la relación de volumen de vacíos al volumen de sólidos (Fig. 3.2a). En un suelo perfectamente *seco* no existe agua y el volumen de vacíos es de aire en su totalidad (Fig. 3.2b); en un suelo saturado el volumen de vacíos está lleno de agua (Fig. 3.2c).

En la figura 3.3 se muestra un modelo del suelo en detalle con las diferentes dimensiones de masa y volumen. Con este modelo básico se pueden definir ya varias cantidades importantes.

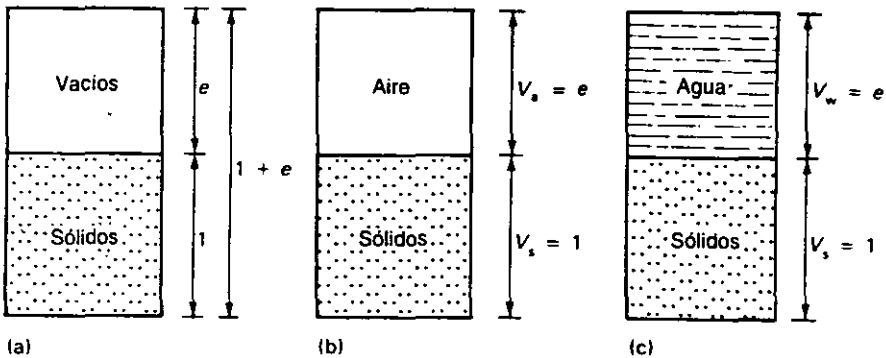


Figura 3.2 (a) Relación de vacíos, (b) completamente seco, y (c) saturado

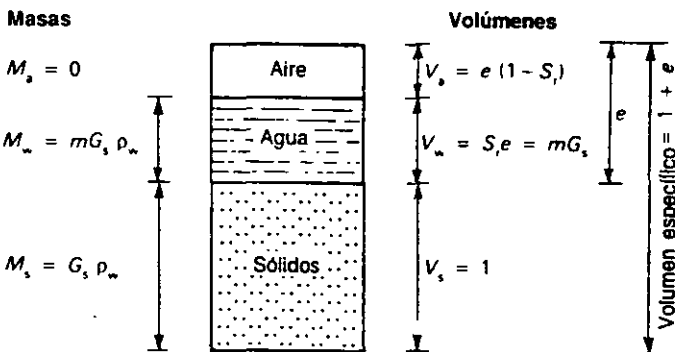


Figura 3.3 Modelo de suelo de volumen sólido unitario

Relación de vacíos (e)

El volumen no ocupado por los sólidos se conoce como *volumen de vacíos*: puede estar ocupado por agua, aire, o por una mezcla de ambos.

$$\text{Relación de vacíos, } e = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen de sólidos}} \tag{3.1}$$

Porosidad (n)

Otra forma de expresar la cantidad de vacíos consiste en relacionar el volumen de éstos con el volumen *total*:

$$\text{Porosidad, } n = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}}$$

De la figura 3.3, $n = \frac{e}{1 + e}$ (3.2)

Volumen específico (v)

En la figura 3.2 puede verse que el volumen total del modelo de suelo es igual a $1 + e$, siendo esta cantidad el *volumen específico* del suelo.

$$\text{Volumen específico, } v = 1 + e \tag{3.3}$$

Grado de saturación (S_r)

La cantidad de agua en el suelo puede expresarse como una fracción del volumen de vacíos; esta fracción se conoce con el nombre de *grado de saturación*.

$$\text{Grado de saturación, } S_r = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen de vacíos}} = \frac{V_w}{V_v}$$

o $V_w = S_r e$ (3.4)

Porcentaje de saturación $= 100 S_r$

Para un suelo perfectamente *seco* $S_r = 0$

y para un suelo *saturado* $S_r = 1$

Relación de aire-vacíos (A_v)

El *volumen de aire-vacíos* de un suelo es la parte del volumen de vacíos no ocupado por el agua.

Volumen aire-vacíos = volumen de vacíos - volumen de agua

$$\begin{aligned} V_a &= V_v - V_w \\ &= e - S_r e \\ &= e (1 - S_r) \end{aligned} \tag{3.5}$$

La relación *aire-vacíos* es la relación del volumen aire-vacíos al volumen específico del suelo.

$$A_v = \frac{e(1 - S_r)}{1 + e} = n(1 - S_r) \tag{3.6}$$

o, puesto que $S_r = \frac{m \cdot G_s}{e}$ (véase la Ec. (3.10) más adelante)

$$A_v = \frac{e - m \cdot G_s}{1 + e} \tag{3.7}$$

Porcentaje de vacíos de aire = $100 A_v$

Ejemplo 3.1 *Determinense la porosidad y la relación aire-vacíos de un suelo que tiene una relación de vacíos de 0.750 y un porcentaje de saturación de 85%.*

A partir de la ecuación (3.2), porosidad, $n = \frac{0.750}{1 + 0.750} = \underline{0.429}$

Grado de saturación, $S_r = \frac{85}{100} = 0.85$

Entonces, de acuerdo con la ecuación (3.6), la relación aire-vacíos, $A_v = 0.429 (1 - 0.85) = \underline{0.064}$ que corresponde a 6.4% de vacíos de aire.

Peso específico relativo de los sólidos (G_s) y densidad de partículas (ρ_s)

La relación de la masa de un volumen dado de un material a la masa del mismo volumen de agua recibe el nombre de *peso específico* relativo del material. La masa de una unidad de volumen sólido en el modelo de suelo (Fig. 3.3), es:

$$M_s = G_s \rho_w \tag{3.8a}$$

Donde ρ_w = densidad del agua, que puede considerarse como 1.00 Mg/m³.

La *densidad de partícula* (ρ_s) o *densidad de grano*, es la masa por unidad de volumen de las partículas sólidas, o granos, y es igual a

$$\rho_s = G_s \rho_w \tag{3.8b}$$

La masa del agua en el modelo del suelo es:

$$M_w = S_r e \rho_w \tag{3.9}$$

Contenido de humedad (m)

La proporción de la masa de agua a la masa de sólidos recibe el nombre de *contenido de humedad* del suelo.

$$\text{Contenido de humedad } m = \frac{\text{masa de agua}}{\text{masa de sólidos}} = \frac{M_w}{M_s}$$

De acuerdo con las ecuaciones (3.8) y (3.9):

$$m = \frac{S_r e \rho_w}{G_s \rho_w} = \frac{S_r e}{G_s} \tag{3.10}$$

$$\text{o } m G_s = S_r e \tag{3.11}$$

Porcentaje de contenido de humedad = 100 m

Ejemplo 3.2 Al pesar una cápsula que contiene una muestra de suelo húmedo, se obtiene una masa de 37.82 g; la cápsula vacía tiene una masa de 16.15 g. Después de secar, la cápsula y el suelo se vuelven a pesar y tienen una masa de 34.68 g. Determinése la relación de vacíos del suelo cuando la relación aire-vacíos es: (a) cero (b) 5%. ($G_s = 2.70$).

$$\begin{aligned} \text{Contenido de humedad, } m &= \frac{\text{masa de agua}}{\text{masa de suelo seco}} \\ &= \frac{37.82 - 34.68}{34.68 - 16.15} = 0.169 \end{aligned}$$

a) Si la relación aire-vacíos es cero, $S_r = 1$
 Entonces, a partir de la ecuación (3.11): $e = m G_s = 0.169 \times 2.70 = \underline{0.456}$

b) Si la relación de aire-vacíos es 5% $A_v = 0.05$
 Entonces, reordenando la ecuación (3.7): $e = \frac{m G_s + A_v}{1 - A_v} = \frac{0.169 \times 2.70 + 0.05}{0.95} = \underline{0.533}$

3.2 Densidades de los suelos

Las cantidades conocidas con el nombre de densidades proporcionan una medición de la *cantidad* de material con relación a la cantidad de *espacio* que ocupa. Se pueden definir diversos tipos de *densidades*:

$$\text{Densidad seca, } \rho_d = \frac{\text{masa de sólidos}}{\text{volumen total}}$$

$$\text{De la figura 3.3, } \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{\rho_s}{1 + e} \tag{3.12}$$

$$\text{Densidad total, } \rho = \frac{\text{masa total}}{\text{volumen total}} = \frac{\text{masa de sólidos} + \text{masa de agua}}{\text{volumen total}}$$

$$\text{De la figura 3.3, } \rho = \frac{G_s \rho_w + S_r e \rho_w}{1 + e} = \frac{\rho_s + S_r e \rho_w}{1 + e} \quad (3.13)$$

La relación de estas dos densidades permite obtener una expresión muy útil:

$$\frac{\rho}{\rho_d} = \frac{\frac{G_s + S_r e}{1 + e} \rho_w}{\frac{G_s}{1 + e} \rho_w} = 1 + \frac{S_r e}{G_s}$$

o, puesto que, $S_r e = m G_s$,

$$\rho = (1 + m) \rho_d \quad (3.14)$$

La *densidad saturada* es la densidad total del suelo cuando está saturado, esto es, cuando $S_r = 1$.

$$\text{Entonces, la densidad saturada, } \rho_{\text{sat.}} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w \quad (3.15)$$

La *densidad sumergida* o *densidad efectiva* de un suelo es la masa efectiva por volumen unitario (total), cuando está sumergido. Al sumergir en agua un volumen unitario (total) de suelo se desplaza un volumen igual de agua; entonces, la masa neta de un volumen unitario de suelo sumergido es $\rho_{\text{sat.}} - \rho_w$. A esto se le llama *densidad sumergida*.

$$\text{Densidad sumergida, } \rho' = \rho_{\text{sat.}} - \rho_w \quad (3.16)$$

Pesos unitarios

El peso de una unidad de volumen de suelo recibe el nombre de *peso unitario*. Las unidades del *peso unitario* son fuerza por unidad de volumen, mientras que las unidades de *densidad* son masa por unidad de volumen. Los pesos unitarios están relacionados con las unidades correspondientes como sigue:

$$\text{Peso unitario seco} \quad \gamma_d = \rho_d g \text{ kN/m}^3 \quad (3.17)$$

$$\text{Peso unitario total} \quad \gamma = \rho g \text{ kN/m}^3 \quad (3.18)$$

$$\text{Peso unitario saturado} \quad \gamma_{\text{sat.}} = \rho_{\text{sat.}} g \text{ kN/m}^3 \quad (3.19)$$

$$\text{Peso unitario del agua} \quad \gamma_w = \rho_w g \text{ kN/m}^3 \quad (3.20)$$

$$\text{Peso unitario sumergido} \quad \gamma' = \gamma_{\text{sat.}} - \gamma_w \text{ kN/m}^3 \quad (3.21)$$

En las ecuaciones (3.17) a (3.21) se toma la aceleración debida a la gravedad (g) igual a 9.81 m/s^2 .

Ejemplo 3.3 En una muestra de suelo arcilloso húmedo, la relación de vacíos es 0.788 y el grado de saturación es 0.93. Suponiendo $G_s = 2.70$, determinense la densidad seca, la densidad total y el contenido de humedad.

Usando la ecuación (3.12), densidad seca, $\rho_d = \frac{2.70 \times 1.00}{1 + 0.788} = \underline{1.51 \text{ Mg/m}^3}$

Usando la ecuación (3.13), densidad total, $\rho = \frac{2.70 + 0.93 \times 0.788}{1 + 0.788} \times 1.00 = \underline{1.92 \text{ Mg/m}^3}$

A partir de la ecuación (3.11),

$$m = \frac{S_r e}{G_s}$$

$$= \frac{0.93 \times 0.788}{2.70} = \underline{0.271}$$

Ejemplo 3.4 La densidad total de una arena en condiciones drenadas por encima del nivel freático es de 2.06 Mg/m^3 y su contenido de humedad es de 18%. Supóngase que $G_s = 2.70$ y calcúlense: (a) el peso unitario de la arena drenada; y (b) el peso unitario sumergido y el contenido de humedad de la misma arena por debajo del nivel freático.

a) Usando la ecuación (3.17):

peso unitario de la arena drenada, $\gamma = \rho g$

$$= 2.06 \times 9.81$$

$$= \underline{20.2 \text{ kN/m}^3}$$

b) A partir de la ecuación (3.14): $e = (1 + m) \frac{G_s \rho_w}{\rho} - 1$

$$= \frac{1.18 \times 2.70 \times 1.00}{2.06} - 1 = \underline{0.547}$$

Usando la ecuación (3.15): $\rho_{\text{sat}} = \frac{2.70 + 0.547}{1.547} \times 1.00 = 2.10 \text{ Mg/m}^3$

Entonces, el peso unitario sumergido $\gamma' = (\rho_{\text{sat}} - \rho_w)g$

$$= (2.10 - 1.00)9.81 = \underline{10.8 \text{ kN/m}^3}$$

Y el contenido de humedad de la arena sumergida, $m = \frac{e}{G_s}$

$$= \frac{0.547}{2.70} = \underline{0.203}$$

Agua en los suelos: presencia y efectos

4.1 Presencia de aguas subterráneas

Menos del 1% del agua de nuestro planeta existe como agua dulce líquida asociada con las masas terrestres; el resto es salada y se encuentra en los océanos y mares, o bien se presenta como vapor de agua en la atmósfera. El agua terrestre tiene su origen en la lluvia y fluye bajo la influencia de la gravedad. En la superficie se forman ríos, corrientes y lagos; pero una gran proporción pasa por percolación hacia las rocas y suelos de la corteza. La profundidad de penetración de esta percolación del agua depende de la naturaleza porosa de las rocas; sin embargo, los geólogos piensan que existe muy poca o ninguna agua a una profundidad de 8 km.

Desde el punto de vista de la mecánica de ingeniería, el agua subterránea en los suelos puede ser de uno de dos tipos, que se presentan en dos zonas distintas separadas por el *nivel freático* o *superficie freática* (Fig. 4.1).

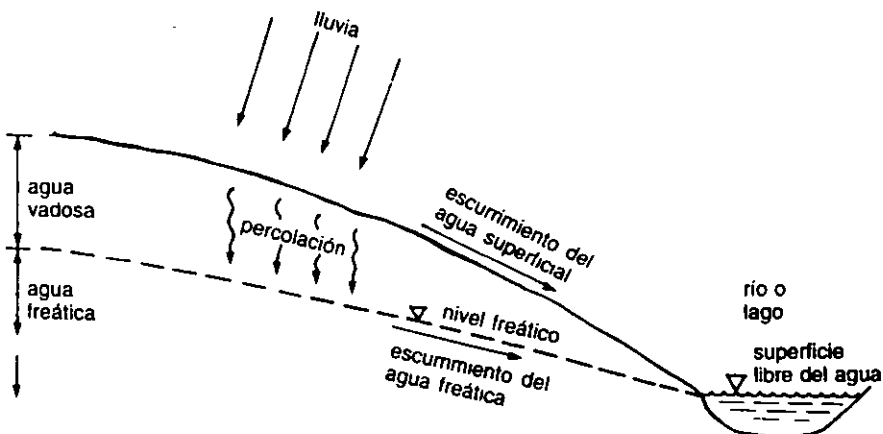


Figura 4.1 Distribución de las aguas subterráneas

- a) *Agua freática o gravitacional*, que:
- i) está sometida a las fuerzas gravitacionales;
 - ii) satura los espacios de los poros en el suelo por debajo del nivel freático;
 - iii) tiene una presión interna en los poros mayor que la presión atmosférica;
 - iv) tiende a fluir lateralmente.
- b) *Agua vadosa*, que puede ser:
- i) agua de percolación transitoria, que se desplaza hacia abajo para incorporarse al agua freática que está por debajo del nivel freático.
 - ii) agua capilar retenida por encima del nivel freático por las fuerzas de tensión superficial (con una presión interna en los poros inferior a la atmosférica).

4.2 Superficie o nivel freático del agua

Puesto que los suelos están constituidos por masas de partículas discretas, los espacios en los poros están interconectados, por tanto el agua puede pasar de las zonas de alta presión a las de baja presión. El nivel en el cual la presión del agua en los poros es igual a la de la atmósfera recibe el nombre de *superficie freática* o *nivel freático del agua* (Fig. 4.1). En el caso de cuerpos de aguas subterráneas no confinados, el nivel freático corresponde al agua superficial libre; tales como las aguas de un río, un lago o en una excavación (Fig. 4.2). Cuando el agua está por encima de cuerpos de suelos aislados, como la arcilla, que tiene una baja permeabilidad, se presenta un *nivel colgado de agua subterránea* (Fig. 4.2).

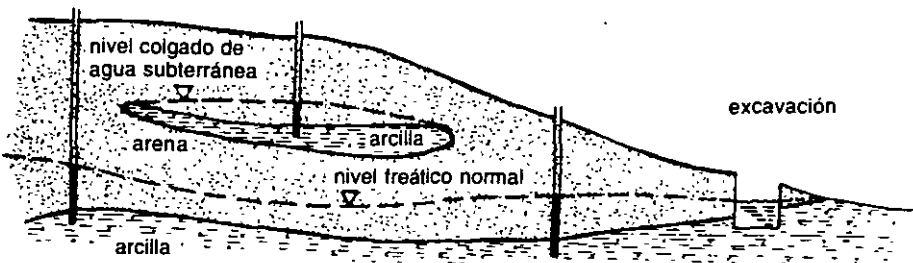


Figura 4.2 Niveles freáticos normal y colgado

Cuando un estrato de permeabilidad relativamente alta, llamado *acuífero*, está confinado por encima y por debajo por estratos de baja permeabilidad, el nivel freático no existe como tal. Sin embargo, el nivel del agua en los piezómetros o pozos sumergidos en el acuífero indicarán el nivel de la *superficie freática*. Se dice que existen condiciones *artesianas* cuando la superficie freática está por encima del nivel superficial del suelo; las condiciones subartesianas corresponden al agua que está entre el nivel superficial del suelo y el acuífero (Fig. 4.3). La presión del agua en los poros de un acuífero confinado está dictada por las condiciones del lugar donde está confinada la capa; si el nivel freático asciende (por ejemplo, debido a la lluvia), es muy probable que la presión en el agua artesianas en los poros también se eleve.

4.5 Presión de poro y esfuerzo efectivo

Cuando se aplica un esfuerzo externo a una masa de suelo cuyos poros están saturados de agua, el efecto inmediato es un aumento de la presión de poro. Lo cual hace que el agua en los poros fluya hacia afuera de éstos a través de los va-

cíos circundantes, con el resultado de que la presión de poro disminuye y el esfuerzo aplicado se transfiere a la estructura granular del suelo. Poco tiempo después de la aplicación, el esfuerzo total aplicado quedará equilibrado por los dos componentes del esfuerzo interno.

Presión de poro (u). Ésta es la presión inducida en el fluido (ya sea agua o vapor y agua) que llena los poros. El fluido en los poros es capaz de transmitir esfuerzos normales, pero no esfuerzos cortantes, por lo que es inefectivo para proporcionar resistencia al corte. Por esta razón, a la presión de poro se le llama algunas veces *presión neutra*.

Esfuerzo efectivo (σ'). Éste es el esfuerzo transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de los contactos intergranulares. Se trata del componente del esfuerzo que es *efectivo* para controlar tanto la deformación debida a los cambios de volumen como la resistencia al corte del suelo, puesto que el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos grano a grano. Terzaghi (1943), ha demostrado que para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.8)$$

Sin embargo, cabe hacer notar que el esfuerzo efectivo no es el esfuerzo real de contacto de grano a grano, sino el esfuerzo *promedio* intergranular en un área plana dentro de la masa de suelo. No obstante, se ha confirmado por vía experimental que, cuando los propios granos son relativamente poco compresibles y el área de contacto entre ellos es pequeña, la expresión proporciona un alto grado de confiabilidad. En el caso del suelo, los errores incurridos son poco significativos; aunque en el caso de rocas, que tienen una estructura rígida, se requiere alguna modificación.

La presión hidrostática en los poros en condiciones de campo naturales sin flujo está representada por el nivel freático o superficie piezométrica. Si el nivel freático está a una profundidad d_w por debajo de la superficie, entonces a una profundidad z , la presión hidrostática en los poros está dada por $u_z = 9.81(z - d_w)$. Cuando $z > d_w$, u_z tendrá un valor positivo; pero cuando $z < d_w$ y exista agua retenida por capilaridad por encima del nivel freático, u_z tendrá un valor negativo (esto es, habrá succión (sección 4.4)).

En muchos problemas es necesario calcular el esfuerzo efectivo de sobrecarga estática a una profundidad dada; de acuerdo con la ecuación (4.8):

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_z$$

Ejemplo 4.2 Las capas de suelo de un lugar consisten en:

0-4 m de grava-arena ($\gamma_{sat} = 20.0 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$)

4-9 m de arcilla ($\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$)

Trácese un perfil de esfuerzo efectivo/esfuerzo total entre 0 y 9 m cuando el nivel freático está a 1 m por encima de la parte superior de la arcilla.

La capa de grava-arena por debajo del nivel freático está saturada y tiene entonces un peso unitario volumétrico de 20.0 kN/m^3 ; la variación del esfuerzo total con la profundidad es: $\Delta\sigma_z = \gamma_{sat}\Delta z = 20.0\Delta z \text{ kN/m}^3$. Por arriba del nivel freático parte del agua se drenará dejando un peso unitario de 19.2 kN/m^3 y una $\Delta\sigma_z = \gamma\Delta z = 19.2\Delta z \text{ kN/m}^3$. En arcillas, una combinación de baja permeabilidad y alta succión conducirá normalmente a la saturación por arriba del nivel freático.

El esfuerzo efectivo a una cierta profundidad es: $\sigma'_z = \sigma_z - u_z$, donde u_z = presión de poro debida al nivel freático estático. Los cálculos están tabulados a continuación y los perfiles de esfuerzos están graficados en la figura 4.11.

Agua en los suelos: presencia y efectos

Profundidad bajo la superficie (m)	Esfuerzos (kN/m^2)			
	Esfuerzo total		Presión de poro u_z	Esfuerzo efectivo $\sigma'_z = \sigma_z - u_z$
	$\Delta\sigma_z$	σ_z		
0	0	0	0	0
3	$19.2 \times 3 = 57.6$	57.6	0	57.6
4	$20.0 \times 1 = 20.0$	77.6	$9.81 \times 1 = 9.8$	67.8
9	$18.0 \times 5 = 90.0$	167.6	$9.81 \times 6 = 58.8$	108.8

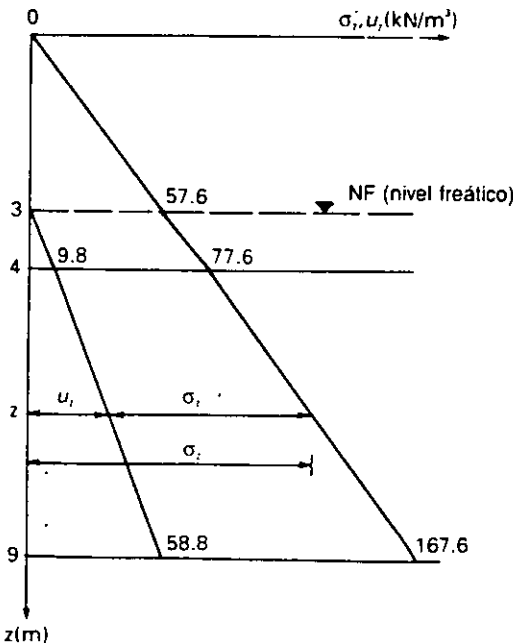


Figura 4.11

El agua en los suelos: permeabilidad e infiltración

5.1 Flujo de agua

Puesto que los suelos constan de partículas discretas, los poros entre las partículas están interconectados, por lo que el agua puede fluir libremente en el interior de la masa del suelo. En medios porosos como éste, el agua fluye de las zonas de alta a las de baja presión. Al estudiar los problemas del flujo de agua, es común expresar la presión como *carga de presión* o *carga*, medida en metros de agua. La ecuación de Bernoulli incluye tres componentes de la *carga* cuya suma produce la *carga total* (H) que causa el flujo del agua:

$$H = h_z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (5.1)$$

Donde h_z = carga de posición o de elevación

$\frac{u}{\gamma_w}$ = carga de presión debida a la presión de poro u

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad cuando la velocidad de flujo es v

El último componente, la carga de velocidad, suele ignorarse en los problemas de flujo de agua subterránea, pues v es muy pequeña debido a la alta resistencia al flujo que produce la estructura granular del suelo. Por consiguiente, los dos primeros términos representan la carga que tiende a hacer fluir al agua a través de la masa del suelo.

En condiciones de saturación, el flujo unidimensional está gobernado por la ley de Darcy, que establece que la velocidad de flujo es proporcional al gradiente hidráulico.

$$v \propto i \quad \text{o} \quad v = ki \quad (5.2)$$

Donde v = velocidad de flujo

k = constante de flujo o coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico = $\frac{\Delta H}{\Delta L}$ (Fig. 5.1)

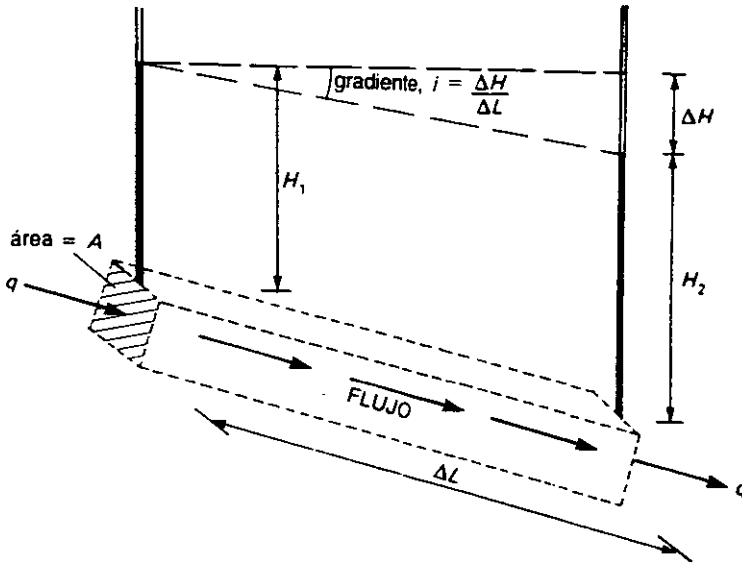


Figura 5.1 Flujo unidimensional en el suelo

ΔH = diferencia de cargas de presión en un trayecto de flujo de longitud ΔL

Por tanto, la cantidad de flujo está dada por:

$$q = Av = Aki \tag{5.3}$$

Donde q = cantidad de flujo en una unidad de tiempo
 A = área a través de la cual se verifica el flujo

5.2 Coeficiente de permeabilidad

La capacidad de un suelo para permitir que lo atraviese el agua recibe el nombre de *permeabilidad*. El *coeficiente de permeabilidad* (k) puede definirse como la velocidad de flujo producida por un gradiente hidráulico unitario (véase ecuación 5.2). El valor de k se usa como una medida de la resistencia al flujo ofrecida por el suelo; y son varios los factores que intervienen:

- a) La densidad del suelo.
- b) La distribución de tamaños de partícula.
- c) La forma y orientación de partículas del suelo.
- d) El grado de saturación/presencia de aire.
- e) El tipo de cationes y el espesor de las capas adsorbidas asociadas con los minerales de arcilla (cuando están presentes).
- f) La viscosidad del agua del suelo, que varía con la temperatura.

El intervalo de valores de k es muy amplio y se extiende desde 1000 m/s en el caso de gravas de granos muy gruesos, hasta un valor insignificante en el caso de arcillas. En los materiales granulares, k varía en forma aproximadamente in-

Coeficiente de permeabilidad

versa con el valor de la superficie específica (véase la sección 1.6), pero en suelos cohesivos, las relaciones son más complejas. En los suelos de arcilla hay factores importantes como el contenido de humedad y la temperatura, como también lo es la presencia de fisuras cuando se trata de la permeabilidad de grandes masas. La tabla 5.1 muestra el intervalo de valores promedio de k para diversos suelos, incluyendo las condiciones de drenaje potencial.

Tabla 5.1 Intervalo de valores de k

10^2			
10^1			
1	Gravas limpias		Muy buen drenaje
10^{-1}	<hr/>		
10^{-2}			<hr/>
10^{-3}	Arenas limpias		
	Mezclas grava-arena		Buen drenaje
10^{-4}		Arcillas fisuradas y alteradas	
10^{-5}	<hr/>		
	Arenas muy finas		
10^{-6}	Limos y arenas limosas		Mal drenaje
10^{-7}	<hr/>		
10^{-8}	Limos arcillosos (>20% arcilla)		
	Arcillas sin fisuras		Prácticamente impermeables
10^{-9}	<hr/>		

<i>Datos registrados</i>			<i>Valores calculados</i>		
<i>Diámetro de la columna d (mm)</i>	<i>Nivel en la columna</i>		<i>Tiempo (t₂ - t₁) (s)</i>	$\log \frac{h_1}{h_2}$	<i>k (mm/s)</i>
	<i>h₁ inicial (mm)</i>	<i>h₂ final (mm)</i>			
5.00	1200	800	82	0.4054	1.853×10^{-3}
	800	400	149	0.6931	1.744×10^{-3}
9.00	1200	900	177	0.2877	1.975×10^{-3}
	900	700	169	0.2513	1.807×10^{-3}
	700	400	368	0.5596	1.847×10^{-3}
12.50	1200	800	485	0.4054	1.959×10^{-3}
	800	400	908	0.6931	1.789×10^{-3}
Promedio $k = 1.85 \times 10^{-3}$ mm/s $= 1.85 \times 10^{-4}$ m/s					

5.10 Determinación rápida de la permeabilidad en el campo

Con el aparato que se muestra en la figura 5.11 se logra un método rápido para la prueba de carga variable en el campo en suelos sin cohesión. El sistema consiste en un tubo de vidrio de 50 mm de diámetro y 500 mm de longitud u otras dimensiones similares a éstas, y un recipiente para agua que puede ser una cubeta grande. En la parte superior del tubo se marcan dos graduaciones separadas unos 200–250 mm, y el extremo inferior se cubre con una malla tupida de alambre.

Tal como se muestra en la figura, se sostiene el tubo en el recipiente con agua y se deposita con cuidado una capa de 50–100 mm de suelo en el interior del tubo, utilizando un embudo con una extensión de hule. Al extraer el tubo del recipiente, el nivel de agua comienza a descender. Se registra el tiempo necesario para que el nivel descienda de la graduación superior a la inferior. El promedio de varias pruebas puede considerarse como una buena aproximación de k .

Considérese un cambio de nivel dh que se registra en el tiempo dt :

Cantidad que fluye en una unidad de tiempo, $q = d^2 \frac{\pi}{4} \frac{dh}{dt}$

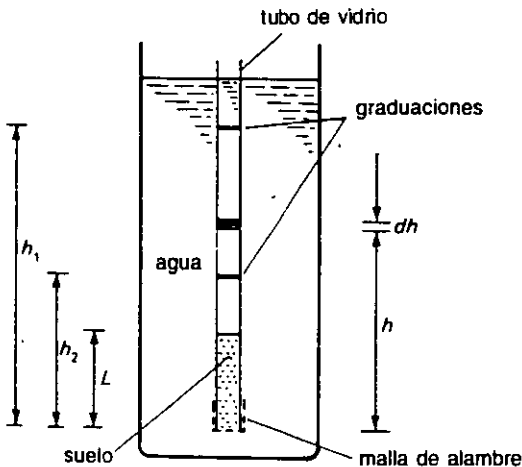


Figura 5.11 Prueba de caída rápida de carga

Área de sección transversal de la muestra, $A = d^2 \frac{\pi}{4}$

Gradiente hidráulico, $i = \frac{h}{L}$

Entonces, se inicia con la ley de Darcy [Ec.(5.3)]:

$$q = Aki$$

$$d^2 \frac{\pi}{4} \frac{dh}{dt} = d^2 \frac{\pi}{4} k \frac{h}{L}$$

o bien $\frac{dh}{h} = \frac{k}{L} dt$

Integrando, $\ln(h_1/h_2) = \frac{k}{L} (t_2 - t_1)$

e introduciendo el tiempo transcurrido, $t = t_2 - t_1$

$$k = \frac{L \times \ln(h_1/h_2)}{t} \quad (5.22)$$

Ejemplo 5.6 En una prueba rápida de carga variable se usa un tubo de vidrio de 50 mm de diámetro. La capa de arena en el fondo del tubo tiene 75 mm de espesor y las dos graduaciones están situadas a 200 y 100 mm del fondo del tubo (véase la Fig. 5.11). En cinco pruebas, los tiempos requeridos para que el nivel de agua pase de una graduación a otra son 66, 68, 65, 69 y 67 s.

Si se usa la ecuación (5.22), $k = \frac{75 \times \ln(200/100)}{t} = \frac{52}{t}$

Entonces, los valores de k son: 0.788, 0.765, 0.800, 0.754 y 0.776.

Se obtiene entonces un promedio de $k = 0.78 \text{ mm/s}$

Otro método rápido de campo para determinar la permeabilidad aproximada de un suelo de granos gruesos se basa en la medición de la *velocidad de infiltración* promedio. Se utilizan dos perforaciones o fosos de prueba de tal manera que exista entre ellos un gradiente hidráulico natural (Fig. 5.12). En la perforación situada corriente arriba se introduce una cierta cantidad de trazador colorante y se registra el tiempo (t) necesario para que dicho trazador colorante aparezca en la otra perforación.

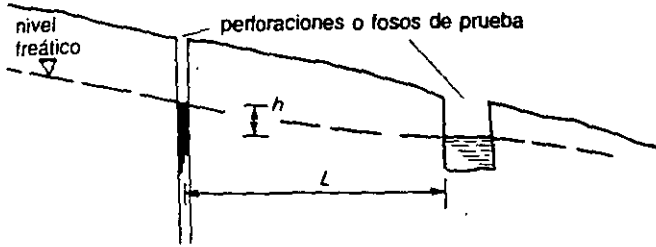


Figura 5.12 Prueba de infiltración en el campo

Entonces, velocidad de infiltración,
 y el gradiente hidráulico es
 Como lo que, al usar la ley de Darcy,

$$v_s = L/t$$

$$i = h/L$$

$$(v = ki)$$

$$k = \frac{v}{i} = \frac{nv_s}{i}$$

Se sustituye,

$$k = \frac{L^2}{ht} \tag{5.23}$$

jo de una cimentación, depende del soporte lateral producido por el suelo adyacente; al calcular la capacidad final de carga (véase también el Cap. 11), es necesario tomar en cuenta este factor. Si se elimina este soporte lateral, como puede suceder en las excavaciones sin apuntalamiento, el resultado más probable es un deslizamiento en el suelo que está debajo de la cimentación, arrastrando consigo dicha cimentación (Fig. 10.2a). De manera similar, el asentamiento puede ser el resultado de un movimiento de los cortes o taludes naturales del terreno debido a masas de suelo que deslizan o fluyen (Fig. 10.2b).

Efectos de los hundimientos causados por operaciones de minería

El método actual para la extracción de hulla de las minas recibe el nombre de método de *filón entero*, en el cual la hulla se va extrayendo de manera continua en un frente amplio. A medida que avanza la extracción, el espacio que queda se rellena parcialmente con material de desperdicio y se eliminan los pilares de apuntalamientos. Después, el techo va cediendo lentamente, arrastrando consigo toda la sobrecarga que está hasta la superficie en donde se produce un asentamiento. Aparece entonces en la superficie una onda de asentamientos, cuyo desplazamiento tiene un desfase con un ligero atraso, pero que sigue la dirección de avance del frente de extracción de la hulla. Es perfectamente posible calcular este grado de asentamiento y predecir el retraso.

La protección de los edificios para los efectos del hundimiento debe tomarse de acuerdo con las reglamentaciones legales o bien pagar una compensación. Los métodos de protección se clasifican en dos categorías:

- a) Control de las operaciones de minería; por ejemplo, dejando pilares en los túneles.
- b) Construcción especializada; por ejemplo, estructuras articulares, cimentaciones corridas poco profundas.

Para el caso sin drenado, $\nu = \nu_u = 0.5$, y E_u se calcula en general a partir de pruebas triaxiales sin drenado. Para estratos razonablemente homogéneos, E_u se considera constante, aunque aumenta con la profundidad. Sin embargo, para espesores de cargas mayores que 3 m, es mejor considerar una serie de subcapas, y asignarles las propiedades adecuadas del suelo a cada una. Se pueden obtener valores para el factor de influencia I_p a partir de tablas adecuadas, como por ejemplo las tablas 6.8 y 6.10.

Ejemplo 10.1 Una cimentación superficial de 32 m de longitud y 18 m de anchura transmitirá al suelo una presión de contacto uniforme de 240 kN/m^2 a una profundidad de 2.0 m. Déterminese el valor del asentamiento inmediato que puede llegar a presentarse bajo el centro de cimentación. Se puede suponer que dicha cimentación es flexible. Propiedades del suelo de cimentación: $E_u = 45 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0.5$ y $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$$\text{Asentamiento inmediato, } s_1 = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E_u} I_p$$

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{18} = 1.78$$

$$\text{De acuerdo con la tabla 6.8 (interpolando): } I_p = 1.36 + (1.53 - 1.36) \frac{1.78 - 1.50}{2.00 - 1.50} = 1.46$$

$$\text{Presión neta de contacto, } q = 240 - 20 \times 2 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Entonces, } s_1 = \frac{200 \times 18(1 - 0.5^2) \times 1.46 \times 10^3}{45 \times 10^3} = \underline{88 \text{ mm}}$$

Asentamiento inmediato de una capa delgada

En el cálculo de los valores de I_p de la tabla 6.8, se supone que la capa por debajo de la cimentación se prolonga hacia abajo a una profundidad considerable; sin embargo, si dicha capa es de un espesor inferior al doble de la anchura, se obtendrá una sobreestimación del asentamiento. Para capas de espesor limitado que están soportadas por un estrato duro, se puede usar la siguiente expresión (Janbu *et al*, 1956) para determinar el asentamiento promedio por debajo de una cimentación flexible:

$$s_1 = \frac{\mu_0 \mu_1 q B (1 - \nu^2)}{E_u} \quad [\text{ecuación (6.68)}]$$

Los valores de μ_0 y μ_1 se pueden obtener de la figura 6.49 y dependen tanto de la anchura como de la profundidad de la cimentación, así como del espesor de la capa por debajo de la misma. En el caso de una capa delgada por debajo de la capa de la cimentación (Fig. 10.3), el asentamiento inmediato puede calcularse obte-

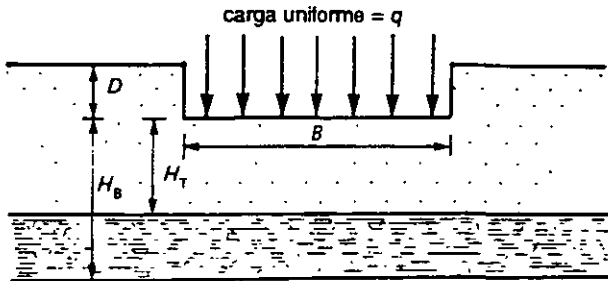


Figura 10.3

niendo primero un valor de $\mu_{1(B)}$ correspondiente a una capa de espesor H_B , para después obtener un valor de $\mu_{1(T)}$, que corresponde a una capa de espesor H_T . El asentamiento inmediato debido a la capa delgada se calcula usando la ecuación (6.68) en la cual $\mu_1 = \mu_{1(B)} - \mu_{1(T)}$.

Ejemplo 10.2 Una cimentación cuyas dimensiones son 6×3 m, va a transmitir una presión neta de contacto uniforme de 175 kN/m^2 a una profundidad de 1.5 m en una capa de arcilla que se prolonga hasta una profundidad de 5 m por debajo de la superficie. Suponiendo que $E_u = 40 \text{ MN/m}^2$ y $\nu = 0.5$, determínese la magnitud promedio de asentamiento inmediato que probablemente se presente.

Véase la figura 10.5: $\frac{D}{B} = \frac{1.5}{3.0} = 0.5 \quad \frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$

$$\mu_o = 0.9$$

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.17 \quad \frac{L}{B} = 2$$

$$\mu_1 = 0.55$$

Entonces a partir de la ecuación (6.68):

$$s_i = \frac{0.9 \times 0.55 \times 175 \times 3 \times 10^3 (1 - 0.5^2)}{40 \times 10^3} = 4.9 \text{ mm}$$

Ejemplo 10.3 Se requiere una cimentación flexible de dimensiones 12×18 para transmitir una presión uniforme de contacto de 160 kN/m^2 , a una profundidad de 1.7 m por debajo de la superficie. Existe una capa de arcilla arenosa entre 5 y 10 m por debajo de la superficie, en la cual $E_u = 35 \text{ MN/m}^2$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, y $\nu = 0.3$. Determínese la magnitud promedio de asentamiento inmediato que es probable que se presente debido a la compresión elástica de la capa de arcilla.

Presión neta de contacto, $q = 160 - 19 \times 1.7 = 128 \text{ kN/m}^2$

Véase la figura 6.49: $\frac{D}{B} = \frac{1.7}{8.0} = 0.2 \quad \frac{L}{B} = \frac{12}{8} = 1.5$

$$\therefore \mu_o = 0.97$$

Para la capa entre 0 y 10 m, esto es, $H_B = 10.0 - 1.7 = 8.3$ m

$$\frac{H_B}{B} = \frac{8.3}{8.0} = 1.04 \quad \frac{L}{B} = 1.5$$

$$\therefore \mu_{1(B)} = 0.49$$

Para la capa entre 0 y 5 m, esto es, $H_T = 5.0 - 1.7 = 3.3$ m

$$\frac{H_T}{B} = \frac{3.3}{8.0} = 0.41 \quad \frac{L}{B} = 1.5$$

$$\therefore \mu_1 = 0.27$$

Entonces, $\mu_1 = 0.49 - 0.27 = 0.22$

Y, a partir de la ecuación (6.68):

$$s_i = \frac{0.97 \times 0.22 \times 128 \times 8 \times 10^3 (1 - 0.3^2)}{35 \times 10^3} = \underline{5.7 \text{ mm}}$$

10.3 Asentamiento por consolidación

Proceso de consolidación

En el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como limos y arcillas, quedan sometidos a un proceso de *consolidación*, en el cual el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas que se depositan por encima. Después de un periodo (que puede ser de un considerable número de años) se alcanza un estado de equilibrio y la compresión termina. Se dice entonces que un suelo está *totalmente consolidado* cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que está *preconsolidado*; esto sucede, por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo la acción de una capa de hielo que ya no existe. Cuando se presenta un cambio en las condiciones del esfuerzo, se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio (véase también la sección 6.2).

Al considerar la mecánica de la compresión de los suelos, se puede suponer que tanto los granos minerales como el agua de los poros son incompresibles. De

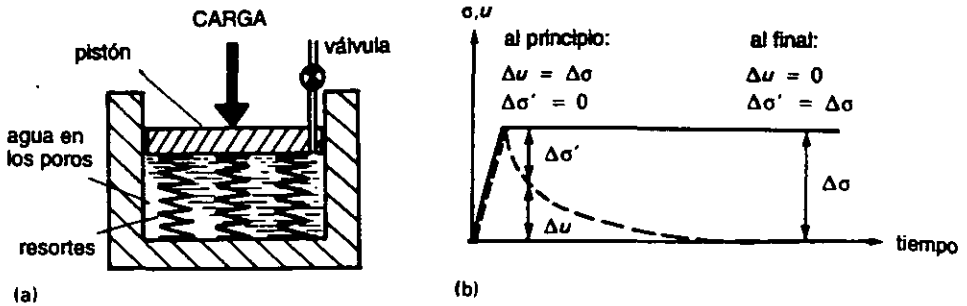


Figura 10.4 Consolidación unidimensional
(a) Modelo de Terzaghi, (b) curva esfuerzo/tiempo

esta manera, el efecto inmediato (sobre una masa de suelo) de un aumento del esfuerzo total, consiste en una elevación de la presión del agua en los poros. A medida que el agua de los poros va saliendo del suelo, este aumento de presión se disipa con lentitud. Cuando se ha disipado la totalidad del aumento de la presión del agua en los poros, el suelo vuelve a estar totalmente consolidado. Terzaghi (1943) sugirió el modelo que se muestra en la figura 10.4a para ilustrar el proceso, con resortes de acero para representar el suelo. Se supone que el pistón sin fricción está soportado por los resortes y que el cilindro está lleno de agua. Al aplicar una carga al pistón con la válvula cerrada, la longitud de los resortes permanece invariable, puesto que el agua (se supone) es incompresible. Si la carga induce un aumento del esfuerzo total de $\Delta\sigma$, entonces la totalidad de este aumento debe ser absorbido por un aumento igual de la presión del agua en los poros (Fig. 10.4b). Cuando se abre la válvula, el exceso de presión del agua en los poros causa el flujo de ésta hacia afuera, la presión disminuye y el pistón se hunde a medida que se comprimen los resortes. En esta forma, la carga se transfiere en forma gradual a los resortes, reduciendo su longitud, hasta que toda la carga es soportada por éstos. Por consiguiente, en la etapa final, el aumento del esfuerzo efectivo (“efectivo” en cuanto a causar compresión) es igual al aumento del esfuerzo total, y el exceso de presión del agua en los poros se ha reducido a cero. La velocidad de compresión depende del grado de apertura de la válvula; esto es análogo a la permeabilidad del suelo.

Compresibilidad

En el estudio de la consolidación, un suelo puede considerarse como un esqueleto compresible de partículas minerales (que en sí mismas son incompresibles). Si también se supone que el suelo permanece saturado a lo largo de todo el proceso de consolidación, se puede decir que la disminución de volumen que se produce es igual al volumen del agua que se expulsa hacia afuera, y que éste está representado por la variación de la relación de vacíos. Considérese un modelo de muestra de suelo sometido a un aumento de esfuerzo efectivo (Fig. 10.5). Se supondrá que el proceso es *unidimensional*, esto es, no hay cambio de las dimensiones laterales y sólo se modifica el espesor. La variación de volumen (ΔV) que resulta del aumento del esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$) puede, por tanto, representarse en forma idealizada ya sea con el cambio de espesor (ΔH) o el cambio de la relación

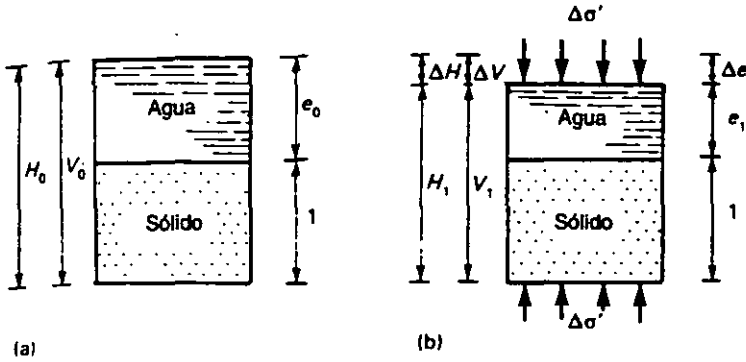


Figura 10.5 Interpretación de la compresibilidad usando un modelo de suelo (a) Antes, (b) después de la carga

de vacíos (Δe), con lo que las deformaciones volumétricas se pueden igualar en la siguiente forma:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Por consiguiente la variación de espesor de una capa con un espesor inicial H_0 es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 \tag{10.1}$$

Resulta evidente que la deformación volumétrica también es una función del aumento del esfuerzo, por lo que la magnitud del *asentamiento por consolidación* puede obtenerse a partir de:

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_0 \tag{10.2}$$

Donde m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica, esto es, variación de volumen unitario por aumento del esfuerzo efectivo.

Las unidades de m_v son recíprocas del esfuerzo, esto es, m^2/kN .

Prueba de consolidación unidimensional (prueba de edómetro)

Las características de compresibilidad de un suelo, relacionadas tanto con el grado como con la velocidad del asentamiento, se suelen determinar a partir de *pruebas de consolidación*, usando un aparato llamado *edómetro* (Fig. 10.6). Usando una muestra de suelo inalterada se corta un espécimen en forma de disco (por lo general de 75 mm de diámetro y 15-20 mm de espesor). El espécimen, encerrado en un anillo metálico, se coloca en forma de emparedado entre dos discos de piedra porosa, con el superior teniendo un diámetro ligeramente más pequeño que el del anillo metálico y el inferior un diámetro ligeramente mayor.

Este conjunto se coloca en la celda y se fija con un anillo de sujeción. Entonces, se aplica una carga estática vertical a través de un sistema de palanca y se

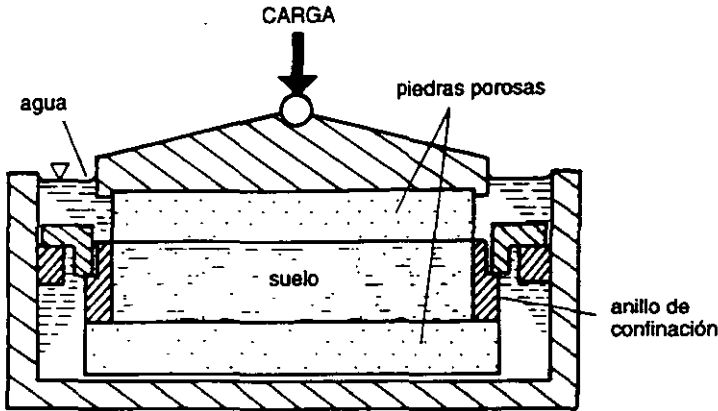


Figura 10.6 Celda de edómetro

mide la variación de espesor de la muestra por medio de una carátula indicadora de desplazamiento o un transductor. Las lecturas se continúan hasta que el espécimen está totalmente consolidado; por lo general, durante un periodo de 24 o 48 h. Después se aplican más incrementos de carga, siendo cada incremento el doble del anterior, y se repiten las lecturas. El número y valor de los incrementos de carga dependen del tipo de suelo y del intervalo de valores de esfuerzo que se anticipan en el campo. La presión que se aplica en la primera etapa debe ser, normalmente, igual al esfuerzo vertical *in situ* a la profundidad a la cual se obtuvo la muestra, excepto para arcillas suaves y muy suaves, para las que se debe usar un valor menor: 25, 12 o 6 kN/m², o hasta 1 kN/m² para arcillas y turbas orgánicas muy suaves.

Después de alcanzar la consolidación total con la carga final, se retira la carga en una o varias etapas y se permite que la muestra se recupere. El periodo de recuperación de una sola etapa permite que el espécimen se establezca antes de determinar el contenido final de humedad; de otra manera, se puede presentar una expansión del espécimen como resultado de la extracción del edómetro, lo cual introduciría un error. Si se requiere una curva de expansión, el retiro de la carga se lleva a cabo en etapas, registrando las variaciones de espesor.

La relación de vacíos que corresponde a una consolidación total de cada incremento de carga se puede obtener procediendo a la inversa, desde el contenido final de humedad y las lecturas finales de espesor:

Contenido de humedad después del periodo de expansión	= m_1
Relación de vacíos después del periodo de expansión	= $e_1 = m_1 G_s$
	(puesto que el suelo está saturado, $S_r = 1.0$).
Espesor al final de la etapa	= h_1
Espesor al inicio de la etapa	= h_0
Proporción de vacíos al final de la etapa	= e_1
Variación de espesor	= Δh

A partir de la ecuación (10.3):

$$\text{Variación de la relación de vacíos, } \Delta e = \frac{\Delta h}{h_1} (1 + e_1)$$

$$\text{Relación de vacíos al inicio de la etapa, } e_0 = e_1 - \Delta e$$

Curva e/σ'

Los datos obtenidos en las pruebas de consolidación permiten vincular la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo. La forma más práctica para mostrar esta relación, consiste en graficar una curva de la relación de vacíos con respecto al esfuerzo efectivo (Fig. 10.7). El método más directo para calcular el asentamiento por consolidación se basa en el uso de la curva e/σ' .

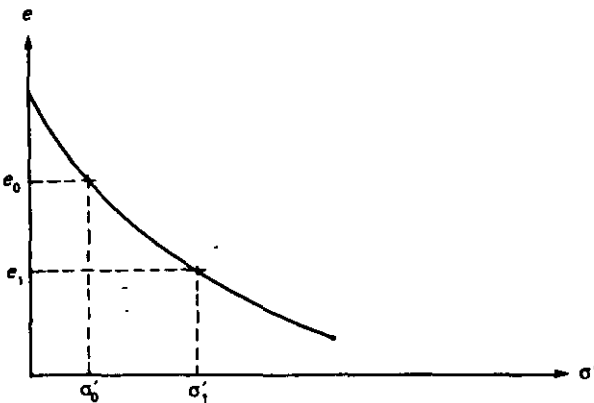


Figura 10.7 Curva: relación de vacíos/efuerzo efectivo

Supóngase un estrato de arcilla de espesor H_0 que se somete a un cambio de esfuerzo efectivo de σ'_0 a σ'_1 . Los valores correspondiente de e_0 y e_1 se obtienen de la curva e/σ' ; entonces, aplicando la ecuación (10.7):

$$\text{Asentamientos por consolidación } s_c = \Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H_0 \quad (10.3)$$

La forma de la curva e/σ' depende de la historia de consolidación del suelo. Esto se ilustra en la figura 10.8, que muestra el efecto del retiro de la carga del suelo en un punto A para permitir la expansión, para después volver a colocar la carga causando una recompresión. La curva de recompresión debe coincidir con la original en el punto A, y es más plana puesto que parte de la compresión original es irreversible. Esto pone en evidencia que una arcilla preconsolidada produce una curva más plana que la que se obtendría con una de consolidación normal. La figura 10.9 muestra una curva e/σ' para el proceso de deposición/erosión que típicamente se produce en un suelo preconsolidado. Durante la deposición nor-

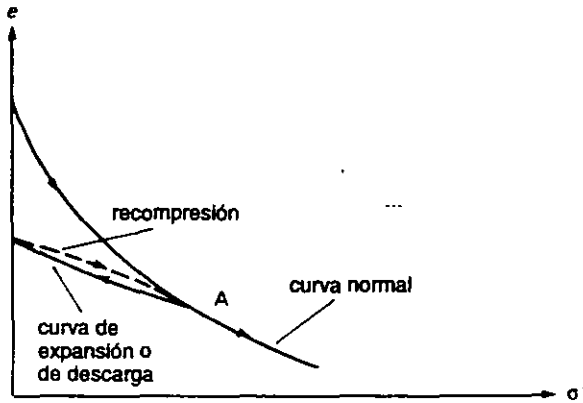


Figura 10.8 Expansión y recompresión

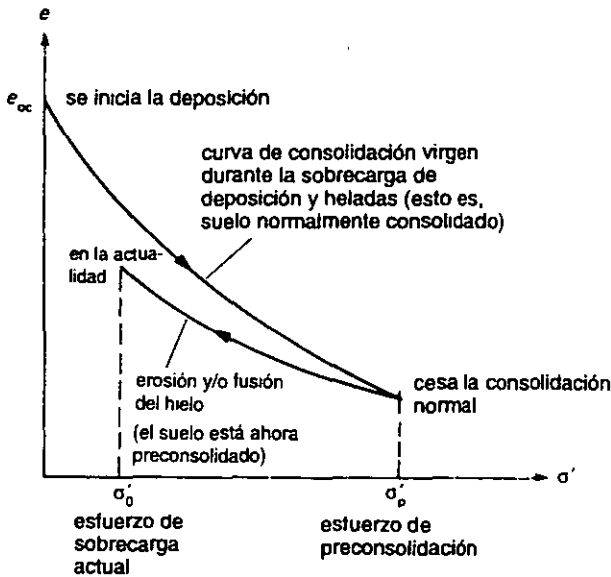


Figura 10.9 Curva e/σ' mostrando el proceso de preconsolidación

mal se obtiene una "curva virgen", pero después de la erosión o de la fusión del hielo, parte de la presión queda eliminada. Puesto que el esfuerzo efectivo disminuye desde la presión de preconsolidación (σ'_p) a la presión de sobrecarga actual (σ'_0), el suelo está preconsolidado.

Índice de compresión (C_c) (véase también la sección 6.2)

Cuando se traza una curva de e en función de $\log \sigma'$ a partir de los datos de la prueba, se encuentra que la curva de consolidación virgen es casi una línea recta (Fig. 10.10). La parte curvada inicial representa a la preconsolidación; mientras más larga sea esta curva inicial, mayor será el grado de preconsolidación. Cuando se aplica una secuencia de expansión y recompresión, la curva debe coincidir

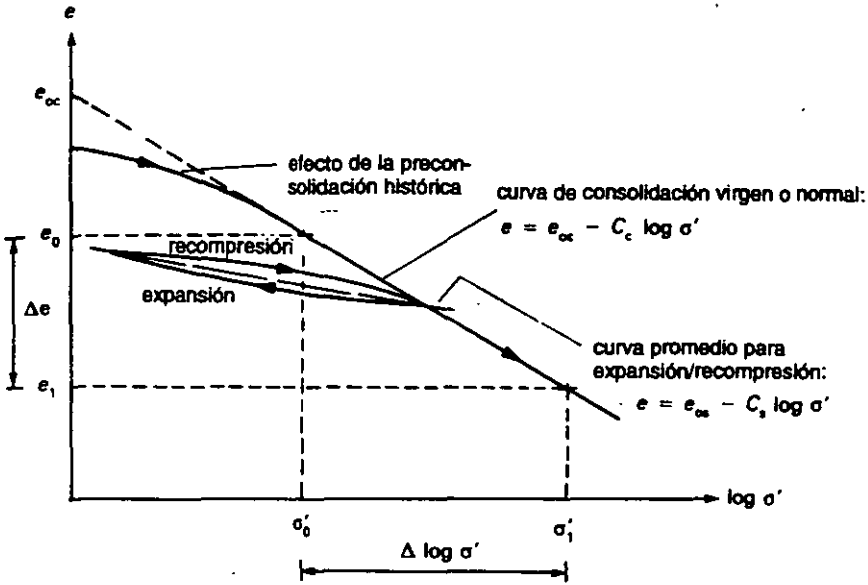


Figura 10.10 Curva de $e/\log \sigma'$ e índice de compresión

con la curva virgen en el mismo punto. La pendiente de la curva virgen recta recibe el nombre de *índice de compresión* (C_c):

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{e_0 - e_1}{\log(\sigma'_1/\sigma'_0)} \tag{10.4}$$

Por consiguiente, la relación de vacíos para una variación determinada del esfuerzo efectivo puede obtenerse con:

$$e_1 = e_0 - C_c \log(\sigma'_1/\sigma'_0) \tag{10.5}$$

El índice de compresión de un suelo determinado puede considerarse como constante para los cálculos de asentamiento, siempre y cuando el intervalo de valores del esfuerzo efectivo que está involucrado, esté situado entre los límites de la curva virgen de línea recta; esto es, que actúe como una arcilla normalmente consolidada.

Empezando con la ecuación 10.5 y estableciendo que $e_0 - e_1 = C_c \log(\sigma'_1/\sigma'_0)$

$$\text{Asentamiento por consolidación, } s_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \log(\sigma'_1/\sigma'_0) H_0 \tag{10.6}$$

Terzaghi y Peck (1967), demostraron con resultados experimentales que existe una relación aproximada entre el índice de compresión de arcillas normalmente consolidadas y su límite líquido:

$$C_c \cong 0.009 (LL - 10)$$

Donde LL = porcentaje de límite líquido

La pendiente promedio de la curva expansión/recompresión recibe el nombre de *índice de expansión* (C_e) (véase la sección 6.2).

Determinación del esfuerzo de preconsolidación

Casagrande (1936), sugirió un método gráfico empírico basado en la curva $e/\log \sigma'$ para determinar el esfuerzo de preconsolidación (Fig. 10.11). Primero se localiza el punto P, que corresponde a la curvatura máxima entre A y B, para después trazar dos líneas que pasan a través de P: una es una tangente a la curva TPT y la otra, PQ, es paralela al eje del esfuerzo. El punto de intersección S de la bisectriz PR (del ángulo QPT) y la proyección de la porción recta BC de la curva proporciona un valor aproximado del esfuerzo de preconsolidación σ'_p .

La presión de preconsolidación puede usarse como una guía muy útil para limitar el asentamiento de las arcillas preconsolidadas, puesto que el grado de compresión por consolidación no será mayor cuando el esfuerzo efectivo aumentado se inferior a σ'_p .

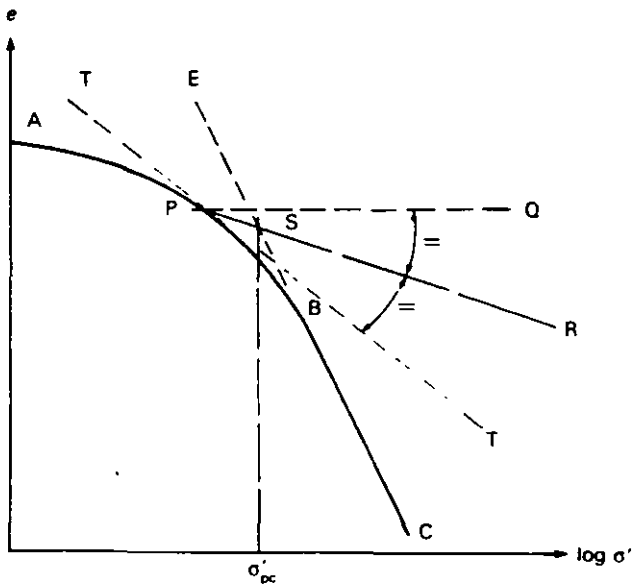


Figura 10.11 Método de Casagrande para determinar esfuerzos de preconsolidación

Coefficiente de compresibilidad volumétrica (m_v)

Tal como se define en la ecuación (10.2) el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) representa el grado de variación del volumen unitario que se produce a consecuencia de un aumento unitario del esfuerzo efectivo. El valor de m_v no es constante para un suelo dado, sino que varía con el nivel de esfuerzo efectivo. Para obtener un intervalo de valores m_v se usan los resultados de las pruebas de edómetro.

A partir de la ecuación (10.2)

$$s_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H$$

$$\text{Entonces, } m_v = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H}$$

Pero con la ecuación (10.3)

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Sustituyendo,

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0} \quad (10.7)$$

Donde, $\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$ = pendiente de la curva e/σ'

Ejemplo 10.4 En una prueba de edómetro con un espécimen de arcilla saturada se obtienen las siguientes lecturas. La carga se mantiene constante durante 24 h antes de la adición del siguiente incremento.

Esfuerzo aplicado (kN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
Espesor (mm)	19.60	19.25	18.98	18.61	18.14	17.68	17.24

Al terminar el último periodo de carga, ésta se retira y se permite que la muestra se expanda durante 24 h, al final de lo cual el espesor es de 17.92 mm y el contenido de humedad es de 31.8%. El peso específico del suelo es de 2.66.

- Grafíquese la curva e/σ' y determínese el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) para un intervalo de valores de esfuerzo efectivo de 220 a 360 kN/m².
- Grafíquese la curva $e/\log \sigma'$ y con ella determínese el índice de compresibilidad (C_c) y la presión o carga de preconsolidación (σ'_p).
- Grafíquese una curva m_v/σ' para este suelo.
- Usando los datos obtenidos en (a), (b) y (c), determínense y compárense los valores de asentamiento por consolidación para una capa de 4 m de espesor de la misma arcilla, cuando el esfuerzo efectivo promedio varía entre 220 y 360 kN/m².

Primero se determina la relación de vacíos final.

$$\text{Puesto que } S_r = 1.0, \quad e_1 = m_v G_s = 0.318 \times 2.66 = 0.842$$

$$\text{Variación de relación de vacíos, } \Delta e = \frac{\Delta h}{h_0} (1 + e_0)$$

$$\text{Por lo que, durante la etapa de expansión: } \Delta e = \frac{0.68}{17.92} (1.842) = 0.070$$

$$\text{durante la etapa 400-800 : } \Delta e = \frac{-0.44}{17.24} (1.772) = -0.045$$

El resto de los resultados y cálculos se muestran en la siguiente tabla:

σ' (kN/m^2)	$\Delta\sigma'$ (kN/m^2)	h (mm)	Δh (mm)	Δe	e	$\log \sigma'$	$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \times 10^{-3}$	m_v (m^2/MN)
0		19.60			1.014			
	25		-0.35	-0.036			1.440	0.715
25		19.25			0.978	1.40		
	25		-0.27	-0.028			1.120	0.566
50		18.98			0.950	1.70		
	50		-0.37	-0.038			1.760	0.390
100		18.61			0.912	2.00		
	100		-0.47	-0.048			0.480	0.251
200		18.14			0.864	2.30		
	200		-0.46	-0.047			0.235	0.126
400		17.68			0.817	2.60		
	400		-0.44	-0.045			0.113	0.062
800		17.24			0.772	2.90		
			0.68	-0.070				
0		17.92			0.842			

a) En la figura 10.12 se muestra la curva e/σ' :

Utilizando la curva: para $\sigma'_0 = 220$, $e = 0.858$
 para $\sigma'_1 = 366$, $e = 0.825$

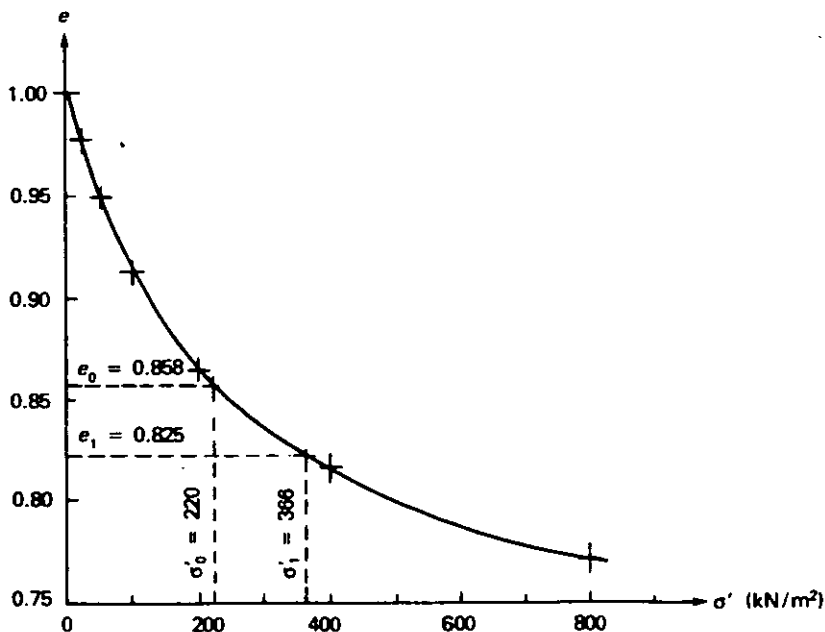


Figura 10.12

Con la ecuación (10.7):

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(360 - 220)1.858} = 0.127 \text{ m}^2/\text{MN}$$

b) En la figura 10.13 se muestra la curva $e/\log \sigma'$.

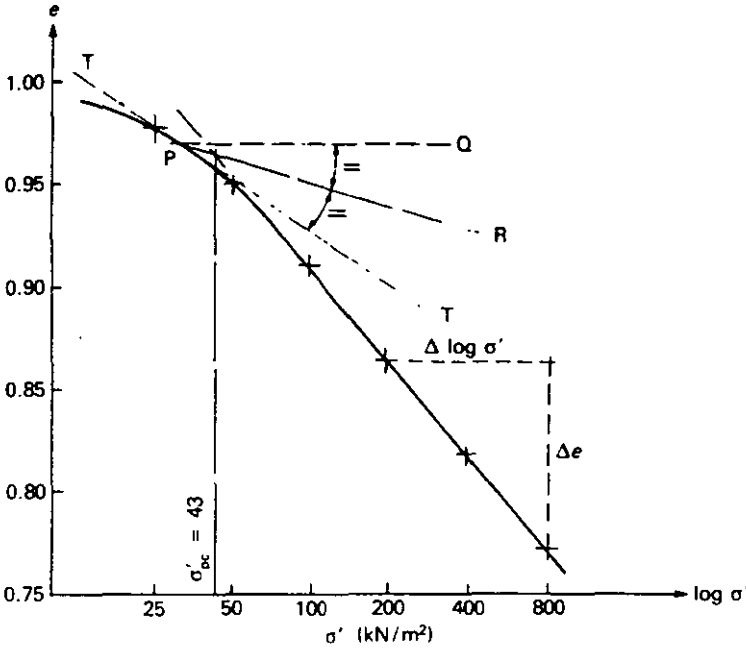


Figura 10.13

Índice de compresibilidad, $C_c =$ pendiente de la porción recta

$$= \frac{0.864 - 0.772}{\log 800 - \log 200} = \underline{0.153}$$

Usando el método de Casagrande, el esfuerzo de preconsolidación es $\sigma'_p = \underline{43 \text{ kN/m}^2}$

c) La columna identificada como m_v se obtiene a partir de:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \frac{1}{1 + e_0}$$

En la figura 10.14 se muestra la curva m_v/σ' con los valores de m_v localizados en el punto final de cada etapa de esfuerzo. (Siguiendo otro camino, se podrían haber calculado los valores de punto medio de m_v correspondientes a la media e de cada etapa.)

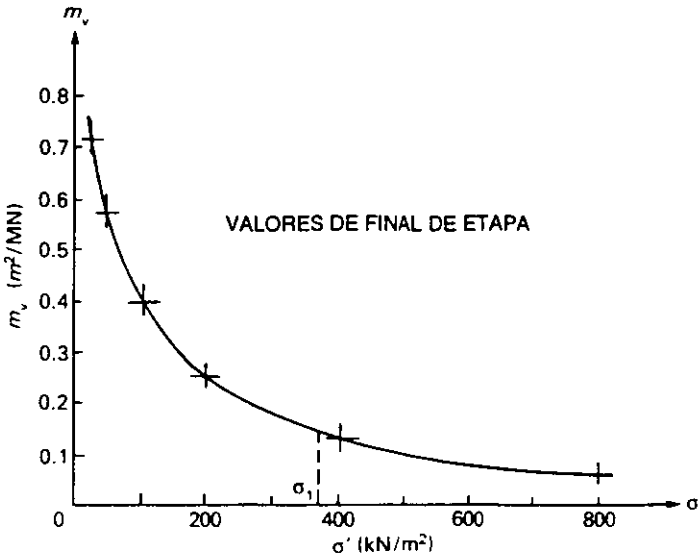


Figura 10.14

d) Con los datos de (a): $s_c = m_v \Delta \sigma' H$
 $= 0.127 \times 10^{-3} (360 - 220) \times 4 \times 10^3 = \underline{71 \text{ mm}}$

Con los datos (b): $s_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \log (\sigma'_1 / \sigma'_0) H_0$
 $= \frac{0.153}{1.858} \log (360 / 220) \times 4 \times 10^3 = \underline{70 \text{ mm}}$

Con datos de (c): usando la figura 10.14 los valores correspondientes al esfuerzo de final de etapa,

$(\sigma'_1 = 360 \text{ kN/m}^2) \quad m_v = 0.13 \text{ m}^2/\text{MN}$

Entonces, $s_c = 0.13 \times 10^{-3} (360 - 220) 4 \times 10^3 = \underline{73 \text{ mm}}$

1.5 Naturaleza y estructura de los minerales de arcilla

Los minerales de arcilla se producen de manera primordial por el intemperismo sobre feldspatos y micas (Fig. 1.1). Forman parte de un grupo complejo de aluminosilicatos de potasio, magnesio y hierro, conocidos como *minerales de retícula laminar* o reticulolaminares. Son de tamaño muy pequeño y de forma muy plana, por lo que poseen un área superficial considerable. Además, estas superficies presentan una carga eléctrica negativa, fenómeno que tiene gran importancia en la explicación de las propiedades de ingeniería de los suelos arcillosos.

Para explicar en forma simple las propiedades de ingeniería de los suelos arcillosos, es necesario comprender las características esenciales de su estructura reticulolaminar. La figura 1.3 muestra las dos unidades estructurales básicas: la unidad *tetraédrica*, constituida por un ion central de silicio rodeado por cuatro átomos de oxígeno; y la unidad *octaédrica*, formada por un ion central de aluminio o magnesio, rodeado por seis iones oxhidrilo. Observe que en ambos casos, el metal (con valencia positiva) está situado en el interior y que los iones negativos no metálicos forman el exterior.

Las estructuras laminares se forman cuando los iones oxígeno se enlazan covalentemente entre varias unidades. En esta forma, una *lámina de sílice* (Fig. 1.4a) queda formada por tetraedros enlazados, cuya fórmula general corresponde a $n \text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$. Las unidades octaédricas también se enlazan entre sí en sus vértices para formar una lámina que puede ser *gibsitita* ($\text{Al}_4(\text{OH})_6$), en la que sólo dos tercios de las posiciones centrales están ocupadas por iones Al^{3+} , produciendo una estructura *dioctaédrica* (Fig. 1.4b), o bien de *brucita* ($\text{Mg}_6(\text{OH})_6$), en la que todas las posiciones centrales están ocupadas por iones Mg^{2+} , produciendo una estructura *trioctaédrica* (Fig. 1.4c).

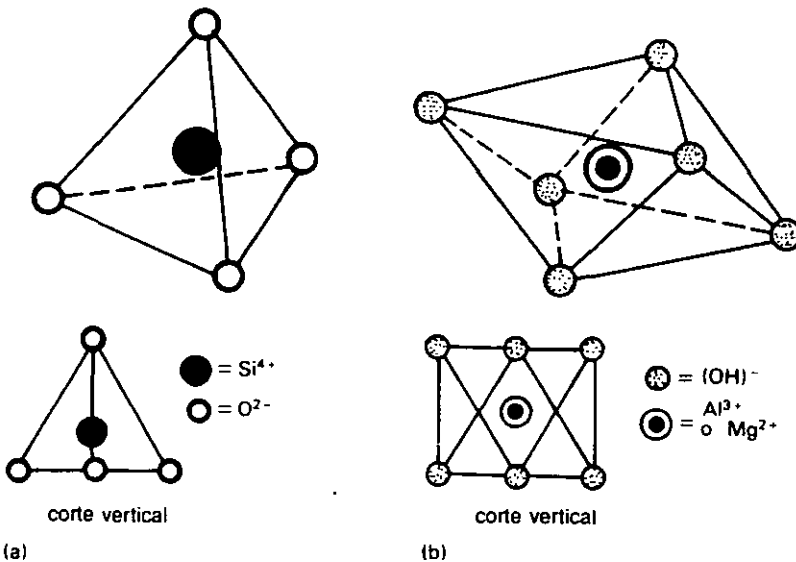


Figura 1.3 Elementos unitarios de los minerales de arcilla
 (a) Unidad tetraédrica, (b) unidad octaédrica

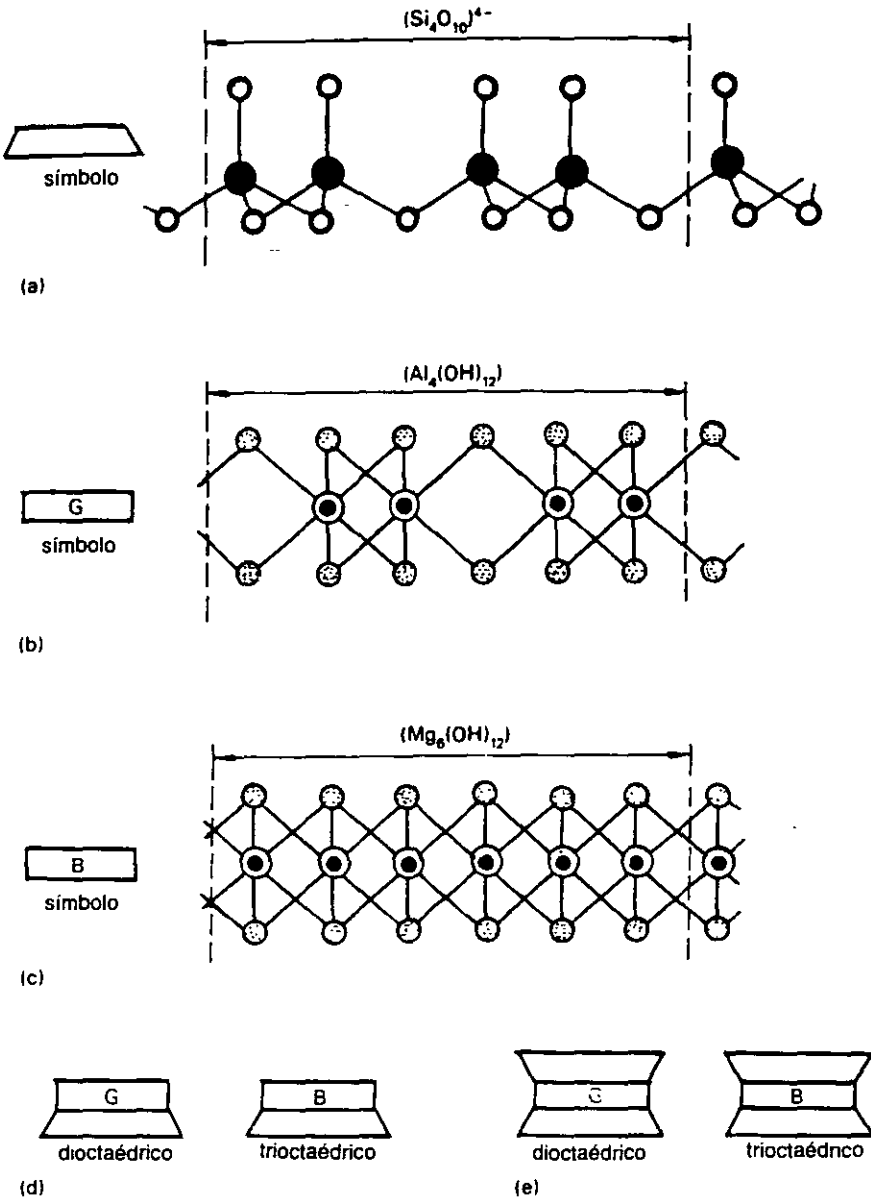


Figura 1.4 Estructuras de capas reticulares (a) Capa de sílice, (b) capa de gibsita, (c) capa de brucita, (d) reticulos de dos capas, (e) reticulos de tres capas

La separación entre los iones externos de las láminas tetraédrica y octaédrica es suficientemente similar para que puedan unirse por medio de iones oxígeno u oxhidrilo mutuos. Esto hace posible dos distribuciones, que son estructuras de *dos* o de *tres* láminas. En la redícula de dos láminas (Fig. 1.4d) las láminas tetraédricas y octaédricas están alternadas, mientras que la de tres

Tabla 1.1 Algunos minerales reticulolaminares

	Lámina dioctaédrica o de gibsita	Lámina trioctaédrica o de brucita
2 capas	Caolinita Diquita Necrita	Serpentina Crisotila
3 capas	Pirofilita Muscovita Montmorilonita Ilita	Talco Biotita Clorita Vermiculita

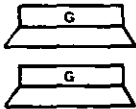
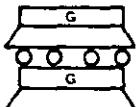
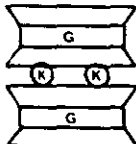
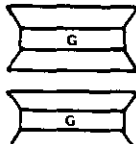
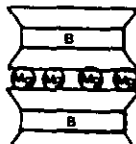
Nombre del mineral	Estructura simbolizada	Entre las láminas	Tamaño aproximado (μm)	Superficie específica (m ² /g)	Capacidad aprox. de intercambio (me/100g)
caolinita		enlace de liga H	$l = 0.2-2.0$ $t = 0.05-0.2$	10-30	5
haloisisita		H ₂ O	(tubular) $l = 0.5$ $t = 0.05$	40-50	15
ilita		enlace de K ⁺	$l = 0.2-2.0$ $t = 0.02-0.2$	50-100	30
montmorilonita		enlace entre cruzado débil entre iones Mg/Al	$l = 0.1-0.5$ $t = 0.001-0.01$	200-800	100
vermiculita		enlace de Mg ²⁺	$l = 0.15-1.0$ $t = 0.01-0.1$	20-400	150

Figura 1.5 Estructura y tamaños de los principales minerales de arcilla

Esfuerzos y deformaciones en suelos

6.1 Principios y definiciones de esfuerzo y deformación

Muchos de los problemas que se presentan en mecánica de suelos requieren de la comprensión del comportamiento del terreno bajo esfuerzos y deformaciones. Con este fin se han desarrollado modelos y descripciones matemáticas que parten de las teorías clásicas de elasticidad y plasticidad. Sin embargo, los suelos se diferencian mucho de otros materiales de ingeniería, como el acero y el concreto, debido a su naturaleza porosa y compuesta de partículas. Los grandes cambios en volumen y contenido de humedad del terreno ocasionan una masa que queda sujeta al drenado y a cambios en cargas externas. Las características de densidad, resistencia y de deformación pueden alterarse en forma irreversible de tal modo que los cambios ulteriores en la carga se aplican de hecho a un suelo diferente.

Las relaciones fundamentales pueden estudiarse considerando una variedad de estados de esfuerzos aplicados sobre un cubo unitario (Fig. 6.1a). Cuando se aplica un esfuerzo *isotrópico* (Fig. 6.1a), esto es, cuando los esfuerzos en las tres direcciones axiales son iguales, las dimensiones del cubo unitario original se convierten en $a(1 - \varepsilon)$, $b(1 - \varepsilon)$ y $c(1 - \varepsilon)$, por lo que la *deformación volumétrica unitaria* es (despreciando las cantidades pequeñas):

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{abc - [(1 - \varepsilon)(1 - \varepsilon)(1 - \varepsilon)abc]}{abc} = -3\varepsilon \quad (6.1)$$

donde, ε = deformación lineal unitaria.

Se puede visualizar un ejemplo práctico de esfuerzo isotrópico en la primera etapa de la prueba triaxial (Secc. 7.6): cuando la presión de la celda se ha elevado, los tres esfuerzos axiales son iguales, es decir $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$ (Fig. 6.1b). Cuando son iguales dos de los tres esfuerzos, y el tercero es diferente, como en la segunda etapa de la prueba triaxial, se dice que los esfuerzos tienen *simetría biaxial* (Fig. 6.2a). Los esfuerzos por debajo del centro de una superficie circular con carga, como por ejemplo el cimientado de un tanque de almacenamiento, también tendrán simetría biaxial, porque $\sigma_x = \sigma_y$. Bajo estructuras muy largas, como

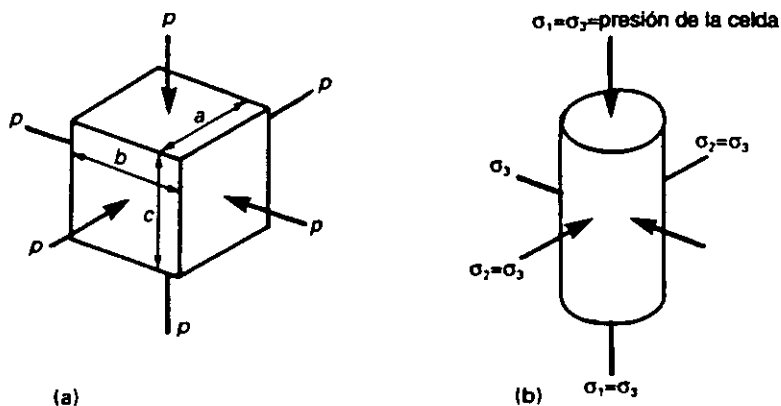


Figura 6.1 Esfuerzo isotrópico: (a) en un elemento rectilíneo, (b) en un espécimen de prueba triaxial

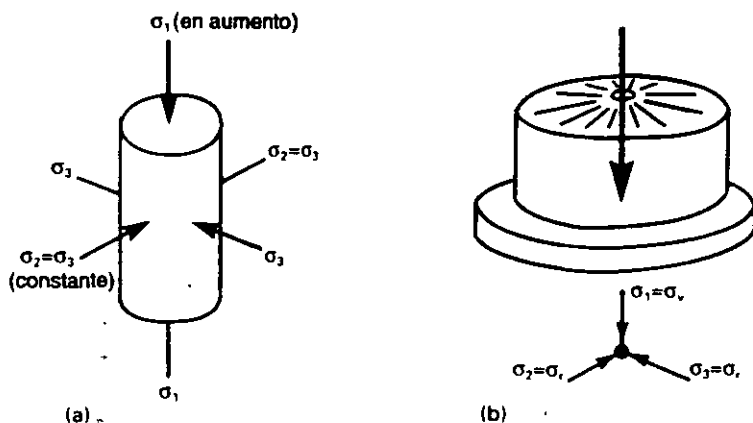


Figura 6.2 Esfuerzos con simetría biaxial: (a) en un espécimen triaxial durante carga axial, (b) bajo el centro de una zona circular con carga

por ejemplo muros de retención y cimientos largos, la deformación en dirección longitudinal será cero ($\epsilon_y = 0$), excepto en cada extremo, produciendo un estado de *deformación plana* (Fig. 6.3).

Bajo las superficies grandes con carga, como las losas de cimentación, se puede considerar cero la deformación en ambas direcciones laterales, y se produce sólo *deformación vertical unidimensional*. Se presenta un estado semejante de deformación unidimensional en el espécimen de la *prueba del edómetro* (Secc. 10.3), en el que el espécimen está confinado lateralmente por un anillo de metal (Fig. 6.4a). En una *prueba no confinada de compresión*, los dos esfuerzos laterales son cero (Fig. 6.4b)

Antes de proseguir con el examen de estos estados de esfuerzo, vale la pena revisar y definir las constantes elásticas básicas que se emplean en mecánica de suelos.

Módulo de Young:
$$E = \frac{\text{esfuerzo directo}}{\text{deformación directa (lineal)}} = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (6.2)$$

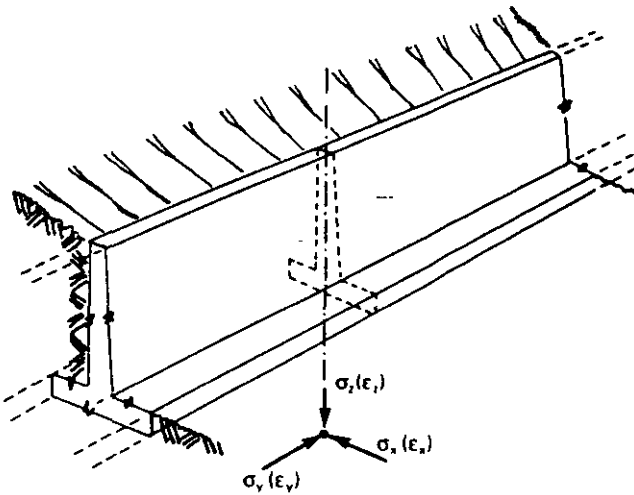


Figura 6.3 Deformación plana debajo de un muro de contención

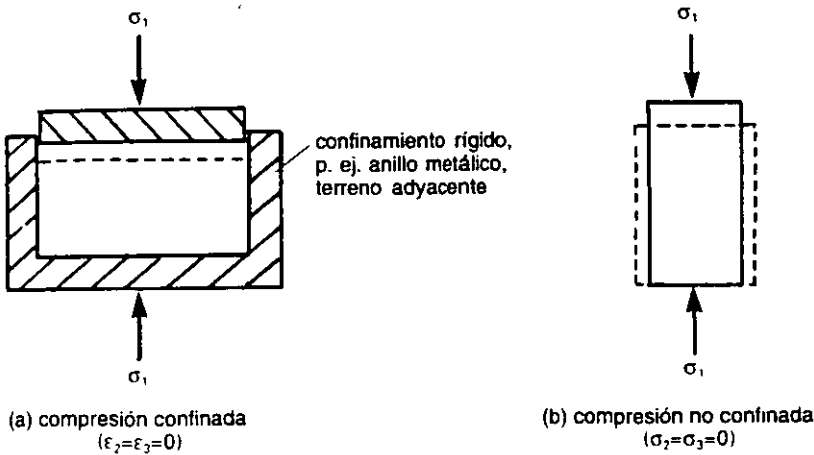


Figura 6.4 Compresión unidimensional

Módulo de corte:
$$G = \frac{\text{esfuerzo de corte}}{\text{deformación al corte}} = \frac{\tau}{\epsilon_s} \quad (6.3)$$

(módulo de rigidez)

Módulo volumétrico:
$$K = \frac{\text{esfuerzo isotrópico}}{\text{deformación volumétrica}} = \frac{p}{\epsilon_v} \quad (6.4)$$

(módulo de deformación volumétrica)

Relación de Poisson:
$$\nu = \frac{\text{deformación unitaria lateral}}{\text{deformación unitaria directa}} \quad (6.5)$$

Las relaciones entre las constantes elásticas también son importantes, pues que aun cuando es posible obtener algunos valores a partir de pruebas,

otros tienen que deducirse por medios teóricos. Primero, considérense las condiciones de cortante: la figura 6.5a muestra la elevación de un cubo sometido a *corte simple*, teniendo por dimensión de lado 2 unidades. El efecto del corte simple conduce a la deformación que se muestra en la figura 6.5b, la medición de la distorsión es el ángulo de deformación cortante ϵ_s . Se verá que las dimensiones PS y QR se han acortado a P'S' y Q'R'. El cuadrado original PQRS es ahora un rectángulo P'Q'R'S' y los *planos principales* de deformación obviamente son paralelos a P'Q' y a P'S'. El esfuerzo normal que actúa en un plano principal se llama *esfuerzo principal*, y σ_1 y σ_2 se definen como esfuerzos principales *mayor* y *menor*, respectivamente. Los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 producen, por consiguiente, un estado de esfuerzo que se llama *cortante puro*, que induce el mismo estado de deformación que el estado de cortante simple.

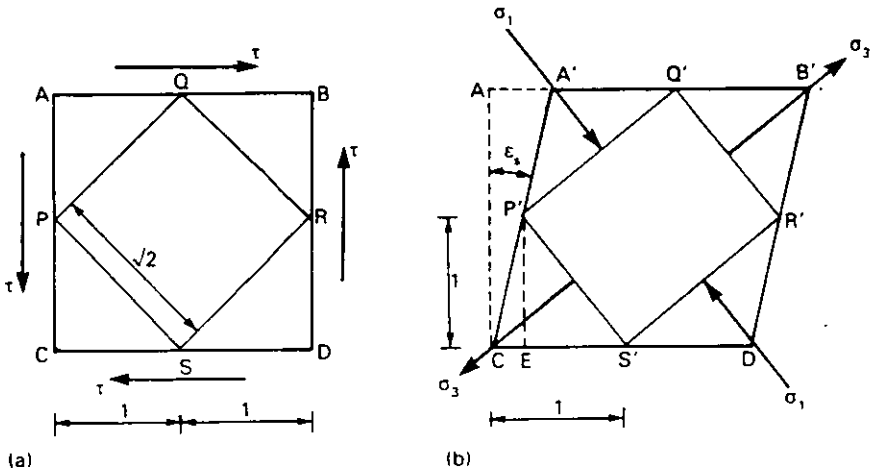


Figura 6.5 Definición de cortante simple y puro

La figura 6.6 muestra los círculos de Mohr de esfuerzo y deformación para esfuerzo cortante puro. Se ve que el esfuerzo al corte (τ) y la deformación correspondiente (ϵ_s) se pueden escribir como

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{6.6a}$$

$$\epsilon_s = (\epsilon_1 - \epsilon_3) \tag{6.6b}$$

Considérese ahora un elemento cúbico de elasticidad isotrópica ($E_1 = E_2 = E_3 = E$) sometido a los esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 y σ_3 . Las deformaciones unitarias principales correspondientes serán:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \nu\sigma_2 - \nu\sigma_3)$$

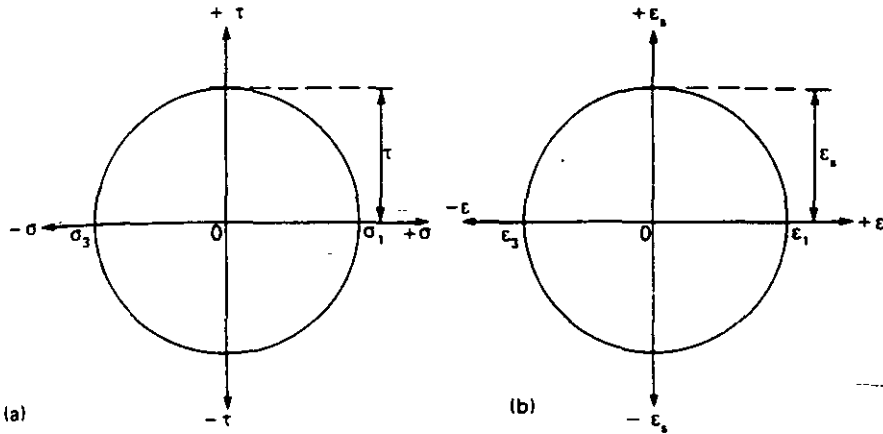


Figura 6.6 Círculos de Mohr para cortante puro
 (a) Círculo de esfuerzos de Mohr, (b) círculo de deformaciones de Mohr

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E} (-\nu\sigma_1 + \sigma_2 - \nu\sigma_3) \tag{6.7}$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E} (-\nu\sigma_1 - \nu\sigma_2 + \sigma_3)$$

Examinaremos las diversas condiciones esfuerzo/deformación con estas ecuaciones de deformación.

a) Esfuerzo isotrópico

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p \quad \text{y} \quad \epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_3 = \frac{1}{E} (1 - 2\nu)$$

y, a partir de la ecuación (6.4):
$$K = \frac{p}{e_v} = \frac{p}{3\epsilon_3}$$

Por lo que
$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \tag{6.8}$$

b) Cortante puro

$$\begin{aligned} \sigma_2 = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_3 = -\sigma_1 \\ \epsilon_2 = 0 \quad \text{y} \quad \epsilon_3 = -\epsilon_1 \end{aligned}$$

Esto puede verificarse con la ecuación (6.7):

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - 0 + \nu\sigma_1) = \frac{\sigma_1}{E} (1 + \nu)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}(-\nu\sigma_1 - 0 - \sigma_1) = -\frac{\sigma_1}{E}(1 + \nu)$$

Así que, de las ecuaciones (6.6) y sustituyendo en la ecuación (6.3):

$$G = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} = \frac{\sigma_1}{2\varepsilon_1}$$

Por lo tanto

$$G = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{E}{\sigma_1(1 + \nu)} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (6.9)$$

c) Deformación plana

$$\varepsilon_2 = 0 \quad \therefore \quad \sigma_2 = \nu(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1 + \nu}{E}[(1 - \nu)\sigma_1 - \nu\sigma_3]$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1 + \nu}{E}[-\nu\sigma_1 + (1 - \nu)\sigma_3]$$

y

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} (\sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\text{como } s = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3),$$

$$\varepsilon_v = \frac{2(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} s = \frac{s}{K_{ps}}$$

En la cual K_{ps} = módulo volumétrico para deformación plana

$$\text{Por lo tanto, } K_{ps} = \frac{E}{2(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (6.10)$$

d) Simetría biaxial

$$\sigma_2 = \sigma_3 \quad \text{y} \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_3$$

De las ecuaciones (6.7):

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \frac{1}{E} [-\nu\sigma_1 + (1 + \nu)\sigma_3]$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{(1 - 2\nu)}{E} (\sigma_1 + 2\sigma_3)$$

definiendo al *esfuerzo promedio normal* $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$,

$$\varepsilon_v = \frac{3(1 - 2\nu)p}{E} = \frac{p}{K}$$

Por lo tanto $E_v = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$ como en la ecuación (6.8)

e) Compresión unidimensional confinada

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_1 = \sigma_3$$

Por lo tanto, de las ecuaciones (6.7):

$$(-\nu\sigma_1 + \sigma_2 - \nu\sigma_3) = (-\nu\sigma_1 - \nu\sigma_2 + \sigma_3)$$

$$\text{Lo cual da} \quad \sigma_3 = \sigma_2 = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_1 \quad (6.11)$$

$$\begin{aligned} \text{Sustituyendo, } \varepsilon_1 &= \frac{1}{E} \left[\sigma_1 - \nu \left(\frac{\nu\sigma_1}{1 - \nu} \right) - \nu \left(\frac{\nu\sigma_1}{1 - \nu} \right) \right] \\ &= \frac{\sigma_1}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) \end{aligned}$$

También $\varepsilon_v = \varepsilon_1$ y la rigidez axial en compresión unidimensional confinada se puede expresar: $E_o = \sigma_1/\varepsilon_1$.

$$\text{Por lo tanto,} \quad E_o = E / \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) \quad (6.12)$$

También, $E_{vo} = E_o$, y nótese que cuando $\nu = 0.5$, $E_o = \infty$, es decir, que no se puede tener cambio de volumen sin drenado.

f) Compresión unidimensional no confinada

$$\sigma_2 = \sigma_3 = 0$$

De las ecuaciones (6.7): $\varepsilon_1 = \sigma_1/E$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\nu\sigma_1/E$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{1 - 2\nu}{E} \sigma_1 = \frac{p}{E_{vuc}}$$

y $p = \sigma_1$

$$\text{Por lo tanto, } E_{vuc} = \frac{E}{1 - 2\nu} \quad (6.13)$$

(Nótese que cuando $\nu = 0.5$, $K_{uc} = \infty$, es decir, que no se puede presentar cambio de volumen sin drenado.)

6.2 Efectos del drenado y del cambio de volumen

El suelo puede considerarse como una mezcla de agua y granos sólidos, ambos con propiedades elásticas. El suelo se diferencia de la mayor parte de los materiales sólidos en la forma en que pueden variar las proporciones relativas de volúmenes de agua y sólido al aplicar esfuerzos. Cuando el agua en los intersticios (poros) de una masa saturada del terreno se sujeta a un aumento de presión tiende a presentarse un flujo del agua hacia afuera, hacia las partes vecinas en las que la presión en los poros es menor o no ha aumentado. La velocidad de este flujo depende de la permeabilidad del suelo. En el caso de arenas y gravas este flujo es rápido; mientras que en las arcillas y limos el flujo es bastante lento. Después de que se ha disipado por completo el aumento de presión de poro, el esfuerzo aplicado produce un incremento del esfuerzo efectivo en la estructura granular del suelo. Las condiciones al principio y al final de este proceso son de importancia fundamental y se conocen como *condiciones sin drenar* y de *drenado*, respectivamente.

Condiciones sin drenar

Las condiciones sin drenar se presentan cuando se impide el drenaje (por ejemplo, como en las pruebas triaxiales sin drenar), o bien cuando el ritmo de aplicación del incremento de esfuerzo es demasiado rápido y no permite el flujo del agua de los poros (por ejemplo, inmediatamente después de la construcción de una cimentación en un suelo arcilloso). La deformación de la masa de suelo en este caso está relacionada con la rigidez del agua en los poros y de los sólidos del suelo.

$$K(\text{agua}) \cong 2.3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

$$K(\text{granos minerales}) \cong 5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Para esfuerzos inferiores a 1000 kN/m^2 (como los que existen en los problemas de ingeniería) la deformación unitaria volumétrica resultante, pocas veces es superior a 2×10^{-4} . Cuando se ignora esta pequeña cantidad de distorsión:

$$\varepsilon_{vu} = 0, \nu_u = 0.5 \text{ y } K_u = \infty$$

esto es, no habrá cambio de volumen debido al aumento del esfuerzo isotrópico.

Para un incremento en el esfuerzo unidimensional:

$$\text{Totalmente confinado} \quad E_{vu} = K_u = \infty$$

$$\text{Sin confinar} \quad E_v = \sigma_1 / \varepsilon_1$$

Donde σ_1 = incremento en el esfuerzo total.

Condiciones drenadas

Cuando el ritmo de aplicación de la carga es suficientemente lento como para que no aumente la presión de poro, el comportamiento elástico del suelo puede definirse en términos de esfuerzos efectivos. Las constantes son:

$$K' = \frac{p'}{\varepsilon_v}, \quad G' = \frac{\tau}{\varepsilon_s}, \quad E' = \frac{\sigma'_1}{\varepsilon_1} \quad \text{y} \quad \nu'$$

Puesto que $\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3$, entonces, $G' = G$

$$\text{por lo que, a partir de la ecuación (6.9): } E_v = E' \times \frac{1.5}{1 + \nu'} \quad (6.14)$$

El comportamiento del suelo en condiciones de drenado total durante una prueba de compresión unidimensional (edómetro) siempre es muy cercano a la curva idealizada de compresión que se muestra en la figura 6.7. La deformación lineal puede expresarse tanto en términos de un cambio de espesor, como de un cambio en la relación de vacíos (Δe);

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e} \quad \text{o} \quad d\varepsilon = \frac{-dh}{h} = \frac{-de}{1 + e} \quad (6.15)$$

Cuando se grafica e contra el $\log \sigma'$, la gráfica de compresión, expansión y recompresión consiste en su forma ideal de dos líneas rectas. Empezando con la formación del suelo en forma de un lodo suelto con esfuerzos bajos y relaciones de vacíos altas, una compresión lenta continua produce teóricamente la *línea virgen o de compresión normal*. Si las circunstancias de cualquier momento (por ejemplo, alteraciones, excavaciones) aumentan la relación de vacíos de la zona por encima de la línea de consolidación virgen, la condición es inestable y el suelo vuelve a caer a dicha línea. Después de una disminución del esfuerzo efectivo, el suelo se expande, siguiendo (en forma ideal) una línea de *expansión recta*. Al *recomprimir* el suelo, el decremento de volumen sigue la línea de expansión en reversa, esto es, el comportamiento es *elástico* hasta llegar al punto de unión B con la línea de consolidación virgen. Al seguir aumentando el esfuerzo efectivo desde este punto, se produce una compresión *plástica* a lo largo de la línea de consolidación virgen. El nivel de esfuerzo que corresponde al punto B se conoce como *esfuerzo de preconsolidación*,

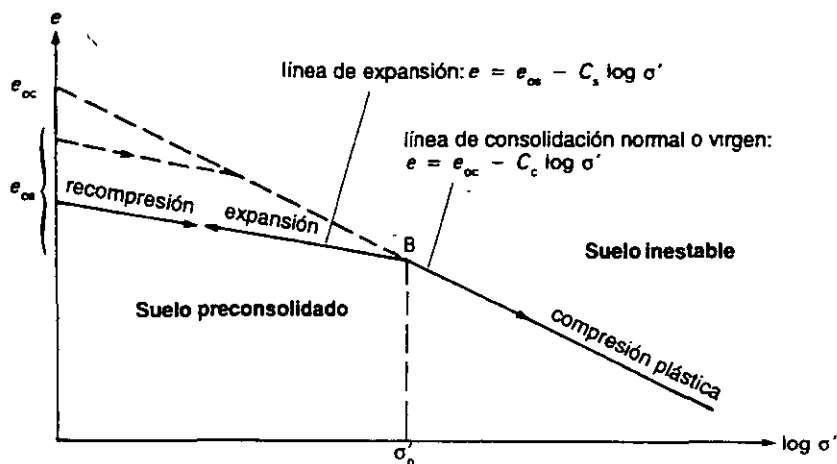


Figura 6.7 Curva ideal de compresión de un suelo

σ'_p (o esfuerzo de preconsolidación). El valor de σ'_p representa el nivel máximo de esfuerzo al cual se ha sometido el suelo (históricamente) antes de la aplicación de la carga actual. Se dice que un suelo tiene *consolidación normal* cuando su valor de relación de vacíos *in situ*/esfuerzo de sobrecarga, está situado en la línea de consolidación normal, y se le llama *preconsolidado* cuando está por debajo.

El valor del esfuerzo de preconsolidación puede obtenerse a partir de las pendientes de las líneas normal y de expansión.

$$\text{Línea de consolidación normal: } e = e_{oc} - C_c \log \sigma' \quad (6.16a)$$

$$\text{Línea de expansión } e = e_{os} - C_s \log \sigma' \quad (6.16b)$$

Donde C_c = pendiente de la línea de consolidación virgen, que recibe el nombre de *índice de compresión*

C_s = pendiente de la línea de expansión/recompresión, que recibe el nombre de *índice de expansión*

En la intersección de las dos líneas, e tiene un valor común teórico:

$$e = e_{oc} - C_c \log \sigma'_p = e_{os} - C_s \log \sigma'_p$$

$$\text{Por lo que } \log \sigma'_p = \frac{e_{oc} - e_{os}}{C_c - C_s} \quad (6.17)$$

No es práctico usar la ecuación (6.17) para calcular σ'_p a partir de resultados de laboratorio debido a la histéresis de la curva de expansión y recompresión: en la sección 10.2 se describe un método para obtener una estimación razonable. El valor de σ'_p es importante, puesto que si el suelo no está sometido a un esfuerzo más allá de este punto, es razonable suponer que la deformación (o asentamiento) es una forma de compresión *elástica*. Por consiguiente, el módulo elástico unidimensional puede obtenerse como sigue:

$$E'_0 = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = -(1 - e) \frac{d\sigma'}{de} \quad \text{a partir de la ecuación (6.15)}$$

Pero, diferenciando la ecuación (6.16b): $\frac{de}{d\sigma'} = -\frac{C_c}{\sigma'}$

Por lo que $E'_0 = (1 + e) \frac{\sigma'}{C_c}$ (6.18)

Esto indica la posibilidad de estimar la magnitud de E'_0 , siempre y cuando se disponga de un valor de C_c , por ejemplo, a partir de los resultados de una prueba con edómetro. Por otra parte, se puede tomar un valor aproximado de C_c de la tabla 6.1, para después suponer el valor de C_c como $C_c/10 < C_c < C_c/4$.

Tabla 6.1 Valores aproximados del índice de compresibilidad (C_c)

Tipos de suelo	Plasticidad (BS 5930)	Intervalo de C_c
ARCILLAS NC y	Extremadamente alta	> 0.72
	Muy alta	0.54-0.72
ARCILLAS limosas	Alta	0.36-0.54
	Intermedia	0.22-0.36
	Baja	< 0.22
ARCILLAS y LIMOS arenosos	Baja	< 0.10

Tómese por ejemplo una arcilla que tiene un índice de compresión $C_c = 0.20$; por consiguiente, $C_c \cong 0.05$:

Entonces, si $e = 0.5$, $E'_0 \cong 30\sigma'$
o bien, si $e = 0.8$, $E'_0 \cong 36\sigma'$

Puesto que σ' suele ser casi proporcional a la profundidad por debajo de la superficie, se deduce que E'_0 también aumenta en forma casi lineal con la profundidad. Para la estimación de desplazamiento vertical (asentamiento), se requiere el valor de E' . Usando la ecuación (6.12) y suponiendo que ν tiene un valor entre 0.10 y 0.30:

$$E' = E'_0 \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) = 0.98E'_0 \text{ a } 0.74E'_0 \quad (6.19)$$

Además, $G' = 0.45E'_0$ a $0.28E'_0$

6.3 Análisis de esfuerzos mediante el círculo de Mohr

El círculo de Mohr de esfuerzos constituye un método cómodo para analizar estados de esfuerzos bidimensionales. El lector se puede referir a detalles más completos y a la demostración de la construcción del círculo en cualquier texto ele-

mental de resistencia de materiales. Para los fines que aquí se persiguen será suficiente el siguiente procedimiento simplificado.

La figura 6.8 muestra un caso típico: un elemento del terreno o suelo por debajo de un corte está intersectado por una superficie tentativa de falla. El análisis necesita de valores y direcciones de los esfuerzos principales (σ_1 , σ_3) y de los esfuerzos normal y cortante (σ'_n , τ) en la superficie de falla. En la figura 6.9 se muestra una versión generalizada de este problema. El círculo de Mohr de esfuerzos (Fig. 6.9c) se puede definir en términos de los esfuerzos ortogonales (σ_x , σ_y , τ_{xy} , τ_{yx}) en el lugar de los puntos P y Q. Cuando se ha trazado el círculo, los puntos A y B representan, respectivamente, los esfuerzos principales mínimo y máximo.

$$OA = \sigma_3 \quad \text{y} \quad OB = \sigma_1$$

y el ángulo de inclinación de los planos principales está dado por $\angle CPB = \theta$.

En muchos problemas, por ejemplo en el análisis de resultados de pruebas triaxiales, se construye directamente el círculo de Mohr con valores de los esfuerzos principales. En estos casos, el objetivo puede ser obtener valores para los

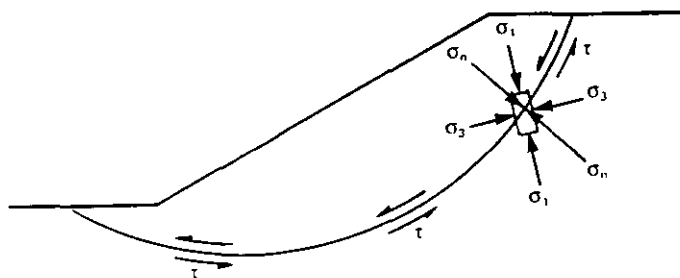


Figura 6.8 Esfuerzos principales en un elemento de suelo

esfuerzos normal y cortante sobre un plano determinado, que quizá sea un plano de deslizamiento por cortante (falla al cortante).

Veamos el plano AA' que pasa por el elemento a un ángulo α con respecto al esfuerzo mínimo principal. El punto D en el círculo de Mohr representa los esfuerzos en este plano:

Esfuerzo normal, $\sigma'_n =$ abscisa en D

Esfuerzo de corte, $\tau =$ ordenada en D

El esfuerzo cortante (τ) varía, por consiguiente, desde cero cuando $\alpha = 0$ hasta un valor máximo cuando $\alpha = 45^\circ$, de nuevo a cero cuando $\alpha = 90^\circ$. Su valor se puede obtener como sigue:

$$\tau = DE = CD \operatorname{sen}(180^\circ - 2\alpha) = CD \operatorname{sen} 2\alpha$$

pero

$$CD = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

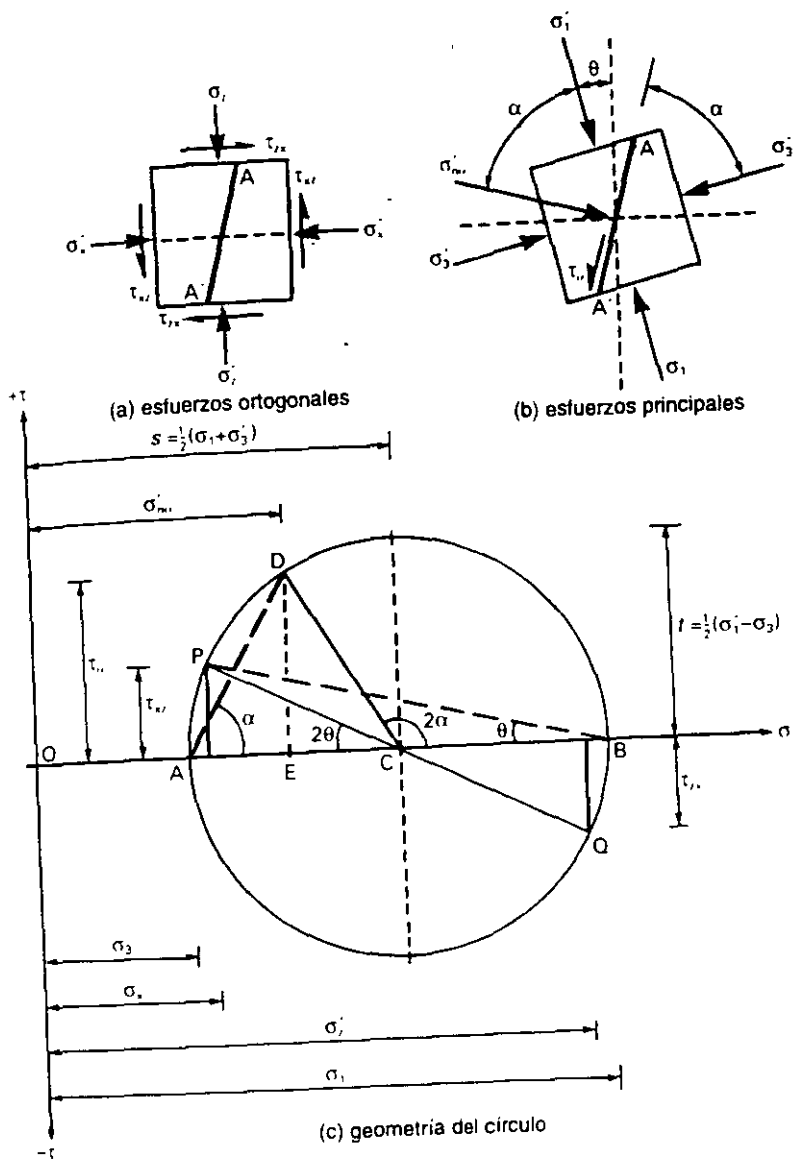


Figura 6.9 Círculo de Mohr de esfuerzos
 (a) Esfuerzos ortogonales, (b) esfuerzos principales, (c) geometría del círculo

Por lo tanto, $\tau = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \text{ sen } 2\alpha$ (6.20)

De igual modo, el esfuerzo normal será:

$$\sigma'_n = OE = OA + AE = \sigma'_3 + AD \cos \alpha$$

$$\text{pero } AD = 2 AC \cos \alpha = AB \cos \alpha = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos \alpha$$

por lo tanto $\sigma'_n = \sigma'_3 + (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos^2 \alpha$

$$= \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\alpha$$
 (6.21)

La ventaja principal de emplear la construcción del círculo de Mohr reside en la facilidad con la que se pueden determinar las definiciones de esfuerzo cortante y esfuerzo normal en correspondencia a regímenes especiales de esfuerzos.

La figura 6.10 muestra cómo se representa el esfuerzo desviador (q) mediante el diámetro del círculo de Mohr:

$$q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

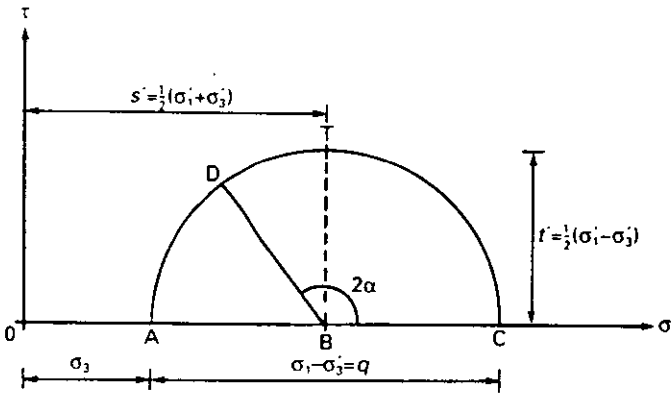


Figura 6.10

El punto T en el círculo representa el esfuerzo cortante máximo ($\alpha = 45^\circ$) y tiene las coordenadas (s' , t') que son invariantes de esfuerzo:

$$s' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \tag{6.22a}$$

$$t' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \tag{6.22b}$$

Cuando se construye el círculo correspondiente para los esfuerzos totales, tendrá el mismo diámetro, pero está desplazado a la derecha a lo largo del eje del esfuerzo normal una cantidad igual a la presión de poro (u) (Fig. 6.11).

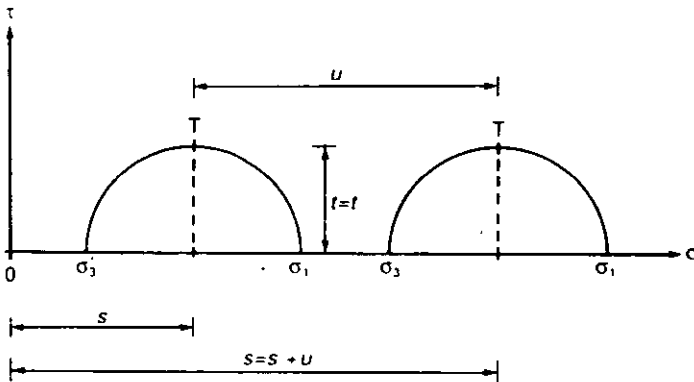


Figura 6.11

Esfuerzo total: $\sigma_1 = \sigma'_1 + u$
 $\sigma_3 = \sigma'_3 + u$

Restando, $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$
 o sea $q = q'$ (6.23)

También $s = s' + u$
 y $t = t'$ (6.24)

De igual modo, $p = p' + u$ (6.25)

6.4 La teoría de falla de Mohr-Coulomb

En el caso de una falla de deslizamiento por corte, o por continua flexibilidad, el círculo de Mohr que contiene los esfuerzos normal y de corte en el plano de deslizamiento es desde luego un círculo límite. A los círculos límite para diferentes valores del esfuerzo principal tocan una tangente común que se llama *envolvente de fallas* (Fig. 6.12). La ecuación de esta envolvente de falla, a la cual se le llama *ecuación de Coulomb*, es:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (6.26)$$

En la que φ' = ángulo de fricción, o ángulo de resistencia al corte
 c' = cohesión aparente

De la geometría de la construcción de Mohr y Coulomb, el ángulo del plano de falla es

$$\alpha_f = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi') = 45^\circ + \varphi'/2 \quad (6.27)$$

Si se pueden llevar varias muestras del mismo suelo a un estado de *falla de deslizamiento al corte*, o de *continua flexibilidad*, y se miden los esfuerzos principales, σ'_1 y σ'_3 , se puede emplear la construcción de Mohr y Coulomb para determinar la envolvente de falla y con ello los valores de los parámetros c' y φ' .

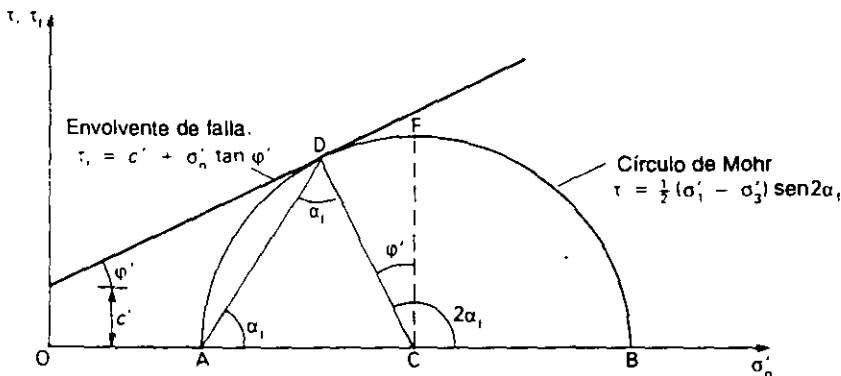


Figura 6.12 Teoría de falla de Mohr-Coulomb

6.11 Esfuerzos debidos a una carga corrida continua

Las cimentaciones sobre zapatas corridas son aquellas en que la longitud es considerablemente mayor en comparación con su anchura. Con frecuencia, soportan cargas distribuidas de manera uniforme a lo largo de su longitud, o bien la distribución se considera como casi uniforme. En tales casos, se dice que la longitud es semiinfinita, con lo cual el problema es bidimensional.

Al estudiar las cargas a través de una sección transversal, existen dos tipos comunes de distribuciones que proporcionan las bases para resolver la mayor parte de los casos prácticos:

- a) Carga corrida uniforme-distribución constante a lo ancho.
- b) Carga corrida triangular-variación lineal a lo ancho.

La figura 6.38 ilustra la aplicación de estos tipos básicos de cargas a problemas comunes, tales como cimentaciones sobre zapatas o losas corridas para muros, que pueden suponerse que transmiten una presión de contacto uniforme, y las cargas debidas a un terraplén, que pueden resolverse en una porción central uniforme y dos porciones laterales triangulares. Pueden ser inducidas cargas excentricas debido al viento y a otras fuerzas horizontales, o como resultado de la presión lateral de tierras en el caso de los muros de retención. Los esfuerzos en

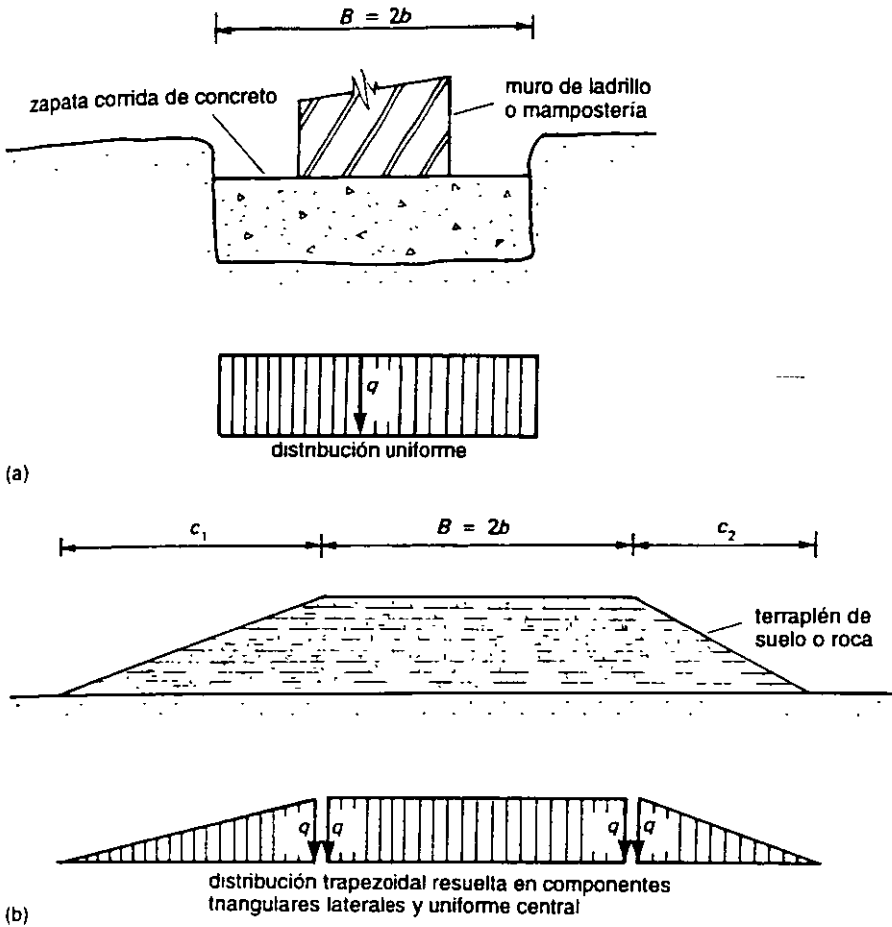


Figura 6.38 Cargas corridas uniformes y triangulares (a) Carga de cimentación en zapata corrida, (b) carga de terraplén

cualquier punto por debajo de estas cargas corridas pueden obtenerse superponiendo las diversas distribuciones componentes.

Carga corrida uniforme

El enfoque analítico de este caso consiste en obtener primero los *esfuerzos principales* (σ_1, σ_3) en un punto dado. Después, se usa el círculo de esfuerzos de Mohr y se evalúan los esfuerzos ortogonales en términos de los ángulos α y β (Fig. 6.39).

Esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} (\beta + \text{sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen } \beta)$$

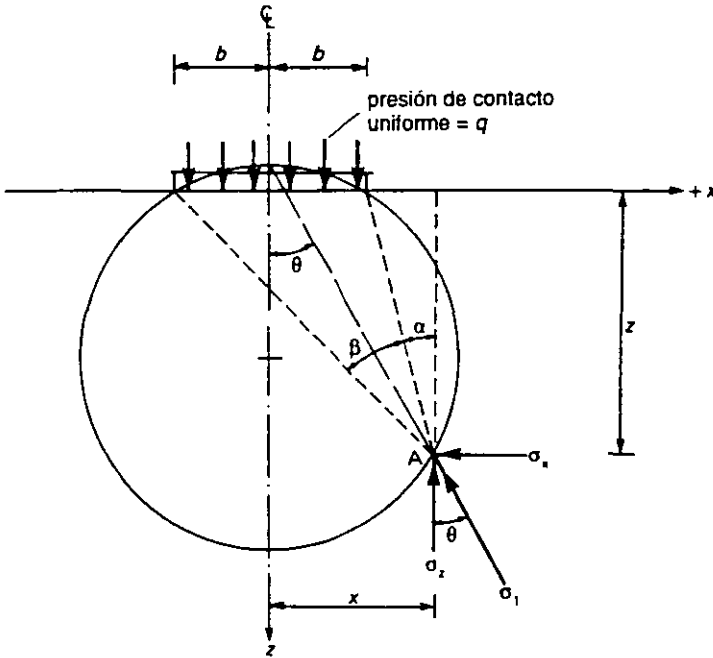


Figura 6.39 Esfuerzos debidos a una carga corrida uniforme

Lo que conduce a los siguientes esfuerzos ortogonales:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\beta + \text{sen } \beta \cos(2\alpha + \beta)] \tag{6.56}$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\beta - \text{sen } \beta \cos(2\alpha + \beta)] \tag{6.57}$$

y al esfuerzo cortante vertical

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} [\text{sen } \beta \cos(2\alpha + \beta)] \tag{6.58}$$

Los valores de los ángulos α y β pueden determinarse a partir de las dimensiones de la sección transversal por medios trigonométricos. Sin embargo, para fines prácticos resulta conveniente usar una expresión del factor de influencia:

$$\sigma_z = qI_z \tag{6.59}$$

Donde I_z es el factor de influencia para una carga corrida uniforme, que se obtiene de la ecuación (6.56). En la tabla 6.4 se incluyen los valores de I_z que corresponden a las relaciones conjugadas z/b y x/b .

Tabla 6.4 Factor de influencia (I_z) para esfuerzos verticales debidos a una carga corrida uniforme (q)

z/b	x/b												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0	1.25	1.50	2.0	3.0	5.0	10.0
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.997	0.996	0.992	0.979	0.909	0.775	0.500	0.059	0.011	0.002	0.000	0.000	0.000
0.4	0.977	0.973	0.955	0.906	0.773	0.651	0.498	0.178	0.059	0.011	0.001	0.000	0.000
0.6	0.937	0.928	0.896	0.825	0.691	0.598	0.495	0.258	0.120	0.030	0.004	0.000	0.000
0.8	0.881	0.869	0.829	0.755	0.638	0.566	0.489	0.305	0.173	0.056	0.010	0.001	0.000
1.0	0.818	0.805	0.766	0.696	0.598	0.540	0.480	0.332	0.214	0.084	0.017	0.002	0.000
1.2	0.755	0.743	0.707	0.646	0.564	0.517	0.468	0.347	0.243	0.111	0.026	0.004	0.000
1.4	0.696	0.685	0.653	0.602	0.534	0.495	0.455	0.354	0.263	0.135	0.037	0.005	0.000
1.6	0.642	0.633	0.605	0.562	0.566	0.474	0.440	0.356	0.276	0.155	0.048	0.008	0.000
1.8	0.593	0.585	0.563	0.526	0.497	0.453	0.425	0.353	0.284	0.172	0.060	0.010	0.000
2.0	0.550	0.543	0.524	0.494	0.455	0.433	0.409	0.348	0.288	0.185	0.071	0.013	0.001
2.5	0.462	0.458	0.445	0.426	0.400	0.386	0.370	0.328	0.285	0.205	0.095	0.022	0.002
3.0	0.396	0.393	0.385	0.372	0.355	0.345	0.334	0.305	0.274	0.211	0.114	0.032	0.003
3.5	0.345	0.343	0.338	0.329	0.317	0.310	0.302	0.281	0.258	0.210	0.127	0.042	0.004
4.0	0.306	0.304	0.301	0.294	0.285	0.280	0.275	0.259	0.242	0.205	0.134	0.051	0.006
5.0	0.248	0.247	0.245	0.242	0.237	0.234	0.231	0.222	0.212	0.188	0.139	0.065	0.010
6.0	0.208	0.208	0.207	0.205	0.202	0.200	0.198	0.192	0.186	0.171	0.136	0.075	0.015
8.0	0.158	0.157	0.157	0.156	0.155	0.154	0.153	0.150	0.147	0.140	0.122	0.083	0.025
10	0.126	0.126	0.126	0.126	0.125	0.125	0.124	0.123	0.121	0.117	0.107	0.082	0.032
15	0.085	0.085	0.085	0.084	0.084	0.084	0.084	0.083	0.083	0.087	0.078	0.069	0.041
20	0.064	0.064	0.064	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.062	0.061	0.056	0.041
50	0.025												
100	0.013												

Esfuerzos debidos a una carga corrida continua

$\sigma_z = qI_z$ (véase la Fig. 6.39)

Carga corrida triangular

Cuando puede suponerse que la presión de contacto varía linealmente a través del ancho (esto es, con x), los esfuerzos ortogonales en un punto determinado A (Fig. 6.40) son como sigue:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{c} \beta - \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha \right] \tag{6.60}$$

$$\sigma_x = \left[\frac{x}{c} \beta + \frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha - \frac{z}{c} \log_e \left(\frac{x^2 - z^2}{x - c^2 - z^2} \right) \right] \tag{6.61}$$

y el esfuerzo cortante vertical es:

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} \left[1 + \cos 2\beta - \frac{2z}{c} \alpha \right] \tag{6.62}$$

Los valores de los ángulos α y β pueden determinarse con las dimensiones de la sección transversal por medios trigonométricos. Sin embargo, para fines prácticos es conveniente utilizar la expresión del factor de influencia:

$$\sigma_z = qI_T \tag{6.63}$$

Donde I_T es el factor de influencia para una carga triangular, que se obtiene con la ecuación (6.60). En la tabla 6.5 se muestran los valores de I_T correspondientes a las relaciones conjugadas z/c y x/c .

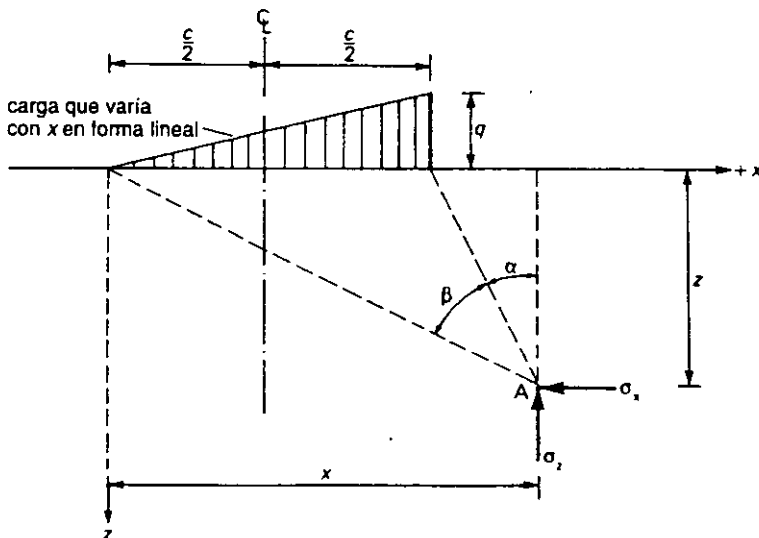


Figura 6.40 Esfuerzos debidos a una carga triangular en banda

Tabla 6.5 Factores de influencia (I_y) para esfuerzos verticales debidos a una carga corrida triangular

z/c	x/c													
	-2.0	-1.5	-1.0	-0.5	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0*	1.25	1.5	2.0
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.200	0.400	0.600	0.800	0.900	0.500	0.000	0.000	0.000
0.2	0.000	0.000	0.000	0.002	0.061	0.209	0.395	0.577	0.697	0.648	0.437	0.050	0.009	0.001
0.4	0.000	0.001	0.003	0.013	0.110	0.227	0.372	0.497	0.527	0.475	0.379	0.136	0.042	0.007
0.6	0.001	0.003	0.008	0.031	0.140	0.232	0.334	0.409	0.414	0.380	0.328	0.177	0.080	0.018
0.8	0.003	0.006	0.016	0.049	0.155	0.225	0.294	0.339	0.337	0.317	0.285	0.187	0.106	0.032
1.0	0.005	0.011	0.025	0.064	0.159	0.211	0.258	0.286	0.283	0.270	0.250	0.184	0.121	0.046
1.2	0.008	0.016	0.034	0.075	0.157	0.195	0.227	0.245	0.243	0.235	0.221	0.175	0.126	0.057
1.4	0.011	0.021	0.041	0.083	0.151	0.179	0.202	0.215	0.213	0.207	0.197	0.165	0.127	0.066
1.6	0.015	0.026	0.048	0.087	0.143	0.165	0.182	0.190	0.189	0.184	0.178	0.154	0.124	0.072
1.8	0.018	0.031	0.053	0.089	0.135	0.152	0.164	0.171	0.170	0.166	0.161	0.143	0.120	0.076
2.0	0.021	0.035	0.057	0.089	0.127	0.140	0.150	0.155	0.154	0.151	0.148	0.134	0.115	0.078
2.5	0.028	0.042	0.062	0.086	0.110	0.117	0.122	0.125	0.124	0.123	0.121	0.113	0.103	0.078
3.0	0.033	0.046	0.062	0.080	0.095	0.100	0.103	0.105	0.104	0.104	0.102	0.098	0.091	0.074
3.5	0.037	0.048	0.060	0.073	0.084	0.087	0.089	0.090	0.090	0.089	0.089	0.085	0.081	0.069
4.0	0.038	0.048	0.058	0.067	0.075	0.077	0.078	0.079	0.079	0.079	0.078	0.076	0.073	0.064
5.0	0.039	0.045	0.051	0.057	0.061	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.062	0.060	0.055
6.0	0.037	0.041	0.046	0.049	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.052	0.051	0.048
8.0	0.032	0.035	0.037	0.038	0.039	0.039	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.039	0.039	0.038
10.0	0.028	0.029	0.030	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.031	0.031
15.0	0.020	0.020	0.021	→										0.021
20.0	0.015	0.016	0.0126	→										0.016
50.0	0.006	→												

(véase la Figura 6.40)

* En $x/c = 0.9999$ y $z/c = 0$ $I_y = 0.9999$

6.16 Distribución de esfuerzos-bulbos de presión

Con lo estudiado hasta ahora en este capítulo se verá que la intensidad del esfuerzo por debajo de una cimentación, inducida por la carga sobre la misma, disminuye tanto vertical como lateralmente. Por consiguiente, es posible deducir que a cierta profundidad y/o distancia lateral desde el desplante de la cimenta-

ción, la intensidad del esfuerzo resultará casi insignificante con respecto al problema práctico considerado.

Cuando se grafican valores iguales de esfuerzo vertical sobre una sección transversal, se obtiene un diagrama conocido como *bulbo de presión*. La figura 6.50 muestra bulbos de presión trazados para diferentes tipos de cimentación, en los que se grafica el esfuerzo, expresado como una fracción de la intensidad de la carga aplicada con respecto al ancho de la cimentación. El tamaño del bulbo de presión de un valor dado puede proporcionar una guía útil cuando se analiza qué partes de la masa del suelo por debajo del cimiento serán afectadas por la carga aplicada en forma significativa. Resulta especialmente útil observar la extensión lateral y vertical de los bulbos de presión que representan esfuerzos iguales a

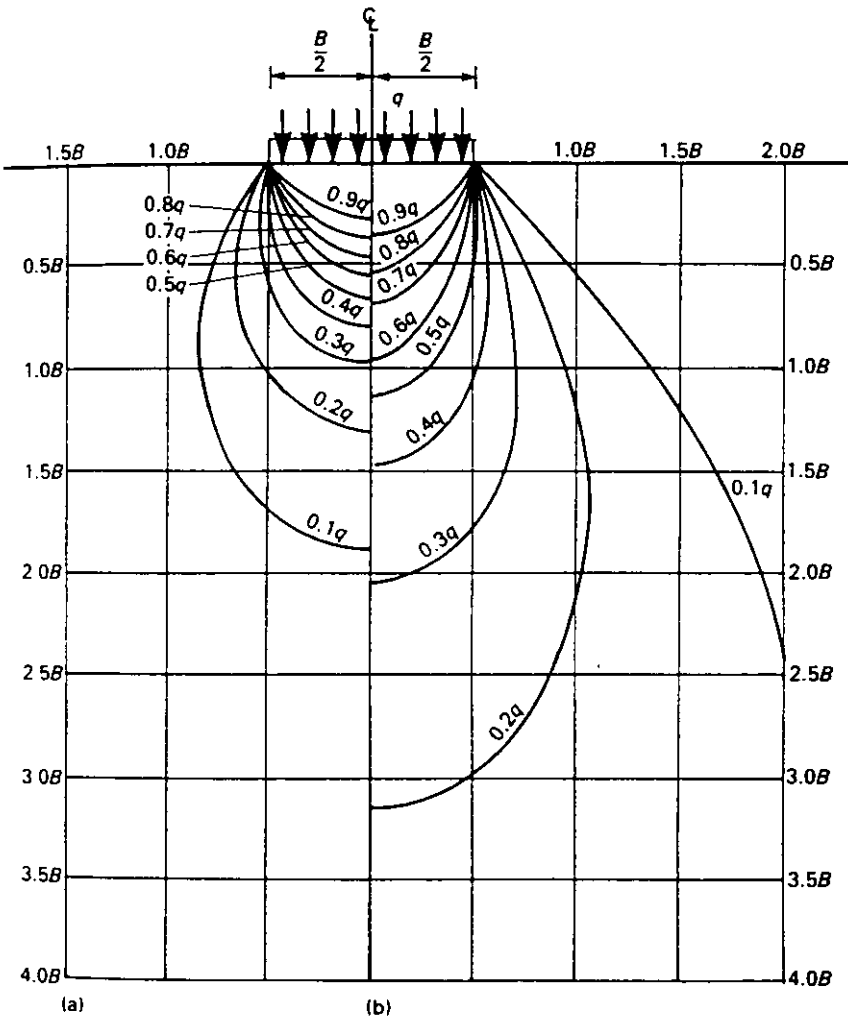


Figura 6.50 Bulbos de presión para esfuerzos verticales
(a) Cimentación circular, (b) cimentación corrida

0.2q y 0.1q. Existen dos casos de "formas" extremas representadas por una carga uniforme circular y una carga corrida uniforme; los rectángulos de cargas uniformes producen valores intermedios. Usando las tablas 6.4 y 6.6, se pueden obtener los siguientes valores aproximados de la profundidad y ancho de los bulbos de presión de 0.2q y 0.1q.

	Carga circular uniforme		Carga corrida uniforme	
	0.2q	0.1q	0.2q	0.1q
Profundidad máxima del bulbo de presión por debajo del centro de la cimentación	1.3B	1.9B	3.2B	6.6B
Semiancho máximo del bulbo de presión (esto es, distancia lateral desde el C)	0.7B	0.9B	1.1B	2.1B

Las dimensiones de los bulbos de presión pueden proporcionar una guía muy útil para decidir hasta qué grado se debe llevar a cabo la exploración en el campo. La profundidad mínima de perforaciones de exploración suele ser de 1.5B, pero en algunos casos este valor puede ser poco adecuado, como lo indican las cifras anteriores. También debe apreciarse que los bulbos de presión combinados para cimientos adyacentes, serán más profundos que para los mismos cimientos aislados. En la figura 6.51 se muestran los efectos tanto del ancho de los cimientos como de su agrupación. El estrato blando no queda sometido a un esfuerzo importante por el cimiento (a), pero sí está sometido a un esfuerzo vertical por encima de 0.2q, debido a la cimentación (b) o también al efecto combinado (d) de las cimentaciones adyacentes (c).

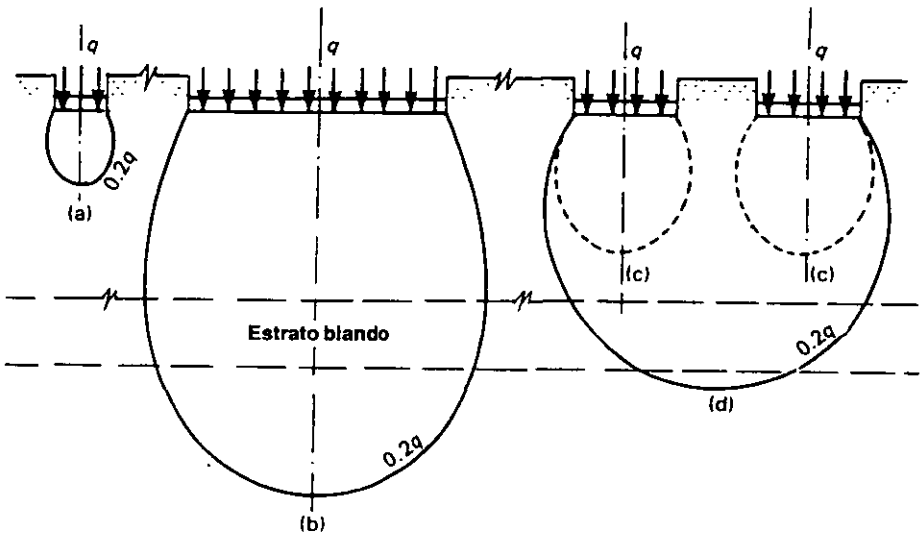


Figura 6.51 Bulbos de presión que indican la profundidad a la cual un suelo está sometido a esfuerzos importantes

Resistencia de los suelos al corte

7.1 Resistencia al corte y el modelo de fricción

Se define a la *resistencia al corte*, o *resistencia al esfuerzo cortante* de un suelo como el valor máximo, o límite, de la resistencia al corte que se puede inducir dentro de su masa antes de que ceda. Bajo ciertas condiciones, la flexibilidad conducirá a la formación de una *superficie de deslizamiento por corte*, sobre la cual puede tener lugar una cantidad apreciable de movimiento de deslizamiento, por ejemplo, avalanchas, rotación de taludes o fallas en excavaciones. La evaluación de los parámetros de la resistencia al corte es parte necesaria de los procedimientos analíticos y de diseño relacionados con cimientos, muros de retención y pendientes de terreno. En esencia, la resistencia al corte en el seno de una masa sólida se debe al desarrollo de la resistencia a la fricción entre partículas adyacentes, de modo que los análisis se basan principalmente en el *modelo de fricción*.

La fuerza transmitida por dos cuerpos en contacto estático (Fig. 7.1) puede resolverse en dos componentes: la componente *normal* N , perpendicular a la superficie de deslizamiento y la componente *tangencial* T , paralela a la misma. En el momento en el que se inicia el deslizamiento, la relación T/N habrá llegado a un valor límite (máximo), que recibe el nombre de *coeficiente de fricción* (μ):

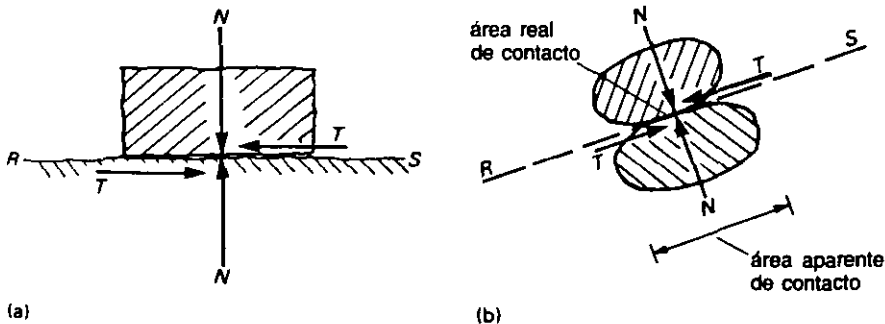


Figura 7.1 Modelo de fricción

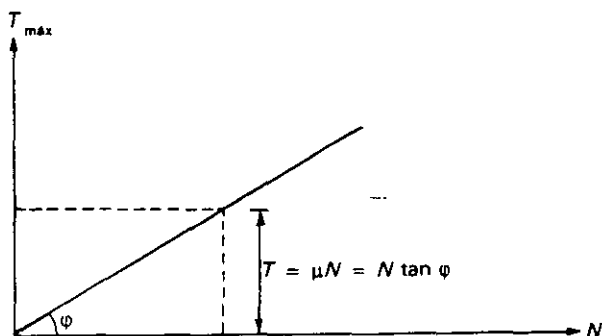


Figura 7.2 Ángulo de fricción interna

$$T_{\text{límite}} = \mu N$$

Si se supone que el valor promedio de T/N permanece constante para un material dado, se puede escribir el valor límite de T como sigue:

$$T_{\text{límite}} = N \tan \varphi' \quad (7.1)$$

donde $\varphi' = \text{ángulo de fricción interna}$ o simplemente *ángulo de fricción*, y es el ángulo dado en la gráfica de T/N (Fig. 7.2).

Una de las causas sugeridas (Bowden y Tabor, 1950 y 1964) de la resistencia a la fricción es que en los puntos *verdaderos* de contacto, las partículas quedan trabadas o entrelazadas entre sí. Para que se presente el deslizamiento es necesario que el material ceda localmente en los puntos de contacto. El esfuerzo de flexibilidad de un material puede determinarse en forma aproximada midiendo la dureza a la indentación. Los valores típicos son del orden de 4000 MN/m^2 para el acero de herramientas y 7000 MN/m^2 para el cuarzo. En esta forma, para una herramienta de acero que transmite un esfuerzo normal de 100 MN/m^2 , el área verdadera de contacto será de aproximadamente $1/40$ del área aparente. En el caso de una arena típica, el esfuerzo normal debido a 25 m de sobrecarga sería 0.5 MN/m^2 , por lo que el área verdadera de contacto entre los granos será tan pequeña como $1/14,000$ del área superficial (Fig. 7.1b).

El modelo de fricción da una base útil para desarrollar descripciones matemáticas del comportamiento del suelo al cortante. Sin embargo, se debe ampliar para incluir varios factores importantes peculiares de los suelos. Por ejemplo, cualquier aplicación de carga a un suelo inducirá cambios apreciables en su volumen y en un suelo saturado se presentarán cambios en el contenido de humedad a una tasa determinada por la permeabilidad. El intervalo de permeabilidad, desde la de arenas hasta la de arcillas abarca unos diez órdenes de magnitud, de modo que las *velocidades* correspondientes del cambio de volumen varían mucho. El valor límite del esfuerzo cortante está influido tanto por la magnitud como por la velocidad de deformación, así como por la historia de esfuerzos del suelo (véase el Cap. 6).

Veamos primero los efectos de la magnitud de la deformación. La figura 7.3 muestra una curva típica de esfuerzo cortante/deformación unitaria para el cor-

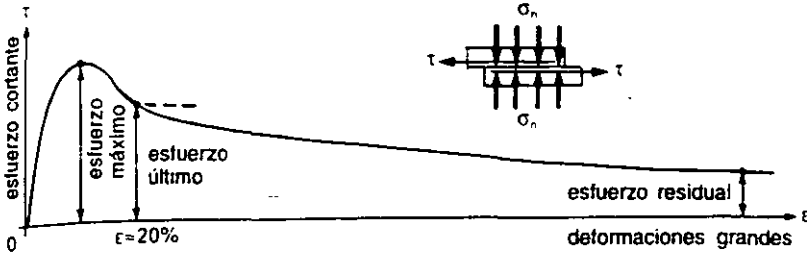


Figura 7.3 Esfuerzo máximo, último y residual

te de un elemento prismático del terreno. Cuando se corta el elemento a esfuerzo normal constante (σ_n), el esfuerzo cortante antes que nada aumenta rápidamente mientras que la deformación unitaria aumenta con lentitud. Cuando cede el suelo, la deformación aumenta en forma considerable mientras que el esfuerzo cortante se nivela y a continuación comienza a decrecer. El valor máximo del esfuerzo cortante en el punto de flexibilidad se llama *esfuerzo máximo* y representa el valor límite que corresponde al valor del esfuerzo normal. El esfuerzo cortante continúa decreciendo hasta que se nivela de nuevo a un valor menor, que se llama *esfuerzo último*. El esfuerzo último representa la resistencia al cortante del material en su *volumen crítico* (véase la sección 6.6). En la mayor parte de los casos, se alcanzará el valor último a deformaciones unitarias de entre 10 y 20 por ciento.

A deformaciones unitarias mucho mayores, por ejemplo, en las superficies activas de deslizamiento en suelos arcillosos, el esfuerzo cortante límite decrece aún más, y cuando los desplazamientos son mayores que un metro, se puede reducir a un valor tan bajo como el 10 por ciento del esfuerzo máximo. A ese valor muy bajo del esfuerzo con deformación grande se le llama *esfuerzo residual*. Los valores del esfuerzo residual se relacionan con el reordenamiento gradual de las partículas de arcilla en las superficies largas de deslizamientos, y quizá también con los efectos de pulimiento o espejo de falla.

Envolventes de resistencia

Una *envolvente de resistencia* es una representación gráfica de una condición límite particular (τ/ϕ'_n). Los puntos bajo la envolvente representan posibles relaciones de esfuerzo anteriores a la flexibilidad, mientras los que están sobre la envolvente representan la relación de esfuerzos en la flexibilidad. No pueden existir puntos reales por encima de la envolvente.

La figura 7.4a muestra las gráficas esfuerzo/deformación unitaria que resultan de pruebas de corte en tres especímenes con drenado del mismo suelo denso o preconsolidado a esfuerzos normales $\sigma_{n(1)} < \sigma_{n(2)} < \sigma_{n(3)}$. Cuando se intercambian los valores de los esfuerzos máximo (τ_f/σ'_n), y último (τ_c/σ'_n) de esfuerzo cortante empleando la misma escala, hasta intersectar las ordenadas a lo largo del eje de esfuerzos normales (Fig. 7.4b), se obtienen las envolventes correspondientes trazando la recta de mejor ajuste a los puntos graficados. El ángulo entre la envolvente y el eje de esfuerzos normales se llama *ángulo de resisten-*

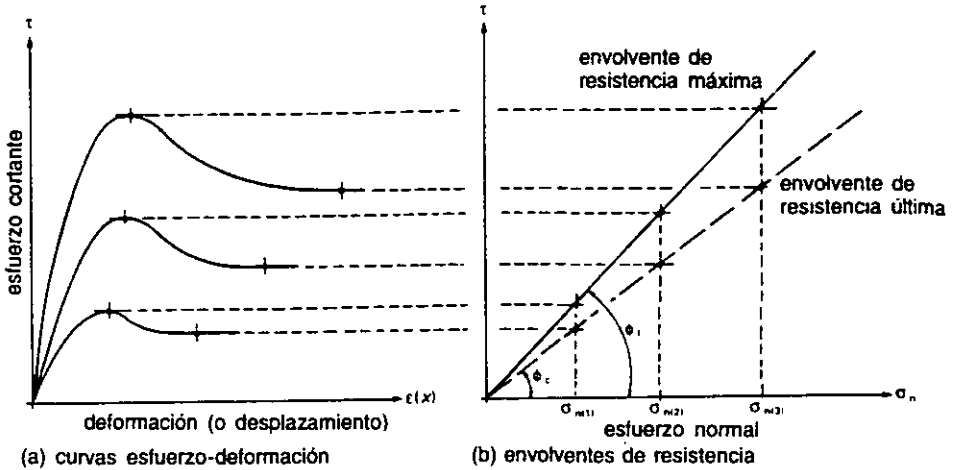


Figura 7.4 Envolventes de resistencia máxima y última

cia al cortante (ϕ') y se puede considerar como buena estimación del ángulo de fricción especificado en la ecuación del modelo [Ec. (7.1)]. Es necesario agregar un subíndice a ϕ' , para especificar la condición tratada:

- ϕ'_f = ángulo máximo de resistencia al corte
- ϕ'_{ult} = ángulo último de resistencia al corte
- ϕ'_c = ángulo crítico de resistencia al corte (se puede tomar como $= \phi'_{ult}$.)
- ϕ'_r = ángulo residual de resistencia al corte

Resistencia al corte sin drenado y cohesión

Las gráficas que se mostraron arriba se relacionan con las condiciones de carga con drenado, es decir, no se induce un aumento en la presión de poro. Bajo condiciones *sin drenado*, los suelos saturados tendrán aparentemente un esfuerzo cortante límite constante para todos los valores del esfuerzo normal, porque, según la ecuación (4.8), $\Delta\sigma'_n = \Delta\sigma_n - \Delta u$. Así, un aumento en el esfuerzo normal total ocasiona un aumento semejante en la presión de poro, y por lo tanto el es-

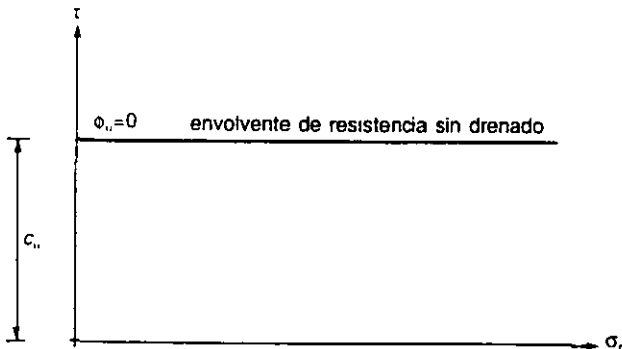


Figura 7.5 Envolvente de resistencia al corte sin drenado

fuerzo efectivo normal permanece constante. Una serie de pruebas sin drenado en especímenes saturados del mismo suelo, efectuada bajo esfuerzos normales diferentes, dará como resultado una envolvente de resistencia similar a la de la figura 7.5.

El ángulo aparente de resistencia al cortante (ϕ_u) es cero y la envolvente de resistencia intersecta al eje de esfuerzo cortante en un valor que se llama *resistencia al corte sin drenado*, o bien *cohesión sin drenado* (c_u) del suelo. Esta resistencia del suelo saturado aparentemente es constante. Sin embargo, se deben notar dos condiciones importantes relacionadas con cualquier valor observado de c_u . Primero, el valor es relevante sólo para una masa de suelo sin drenado y, segundo, que el valor corresponde a determinado contenido de humedad, y volumen específico. Se obtendría un valor distinto de resistencia al corte sin drenado a un contenido diferente de humedad, o diferente volumen específico.

La palabra *cohesión* puede dar ideas erróneas, y con frecuencia se entiende mal. La opinión anterior acerca de la naturaleza de esta fuerza aparente que sujeta a los granos de suelo entre sí se basaba en la adhesión entre las partículas como consecuencia de las condiciones electrostáticas de las superficies de los minerales arcillosos. En el caso de la carga sin drenado, la cohesión aparente está relacionada con los efectos de la presión de poro. Las pruebas de resistencia con drenado llevadas a cabo en arcillas preconsolidadas muestran una ordenada al origen de la cohesión (c') que parece sugerir que puede existir una verdadera fuerza de cohesión entre las partículas sólidas del suelo (Fig. 7.6). Sin embargo, es muy poco probable lo anterior, porque las pruebas con drenado en especímenes del mismo suelo bajo condiciones de consolidación normal producen clara-

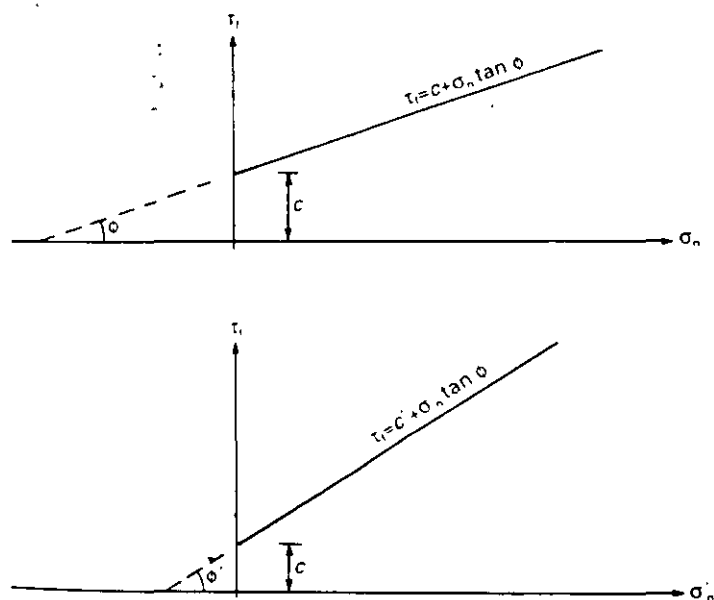


Figura 7.6 Ecuación de Coulomb y envolvente de falla.
(a) en términos de esfuerzo total, (b) en términos del esfuerzo efectivo

mente una ordenada al origen $c' = 0$. Es mucho más probable que un valor obtenido para $c' > 0$ sea el resultado del trabajo adicional que se efectúa contra un aumento de volumen, en el caso de las muestras preconsolidadas. Para las arcillas remodeladas, incluyendo arcillas en las cercanías de superficies de deslizamientos con gran deformación (condiciones residuales), se debe tomar el valor de c' como igual a cero.

c_u = resistencia al cortante, sin drenado (ó cohesión sin drenado)

c' = cohesión aparente (referida al esfuerzo efectivo)

7.2 Falla al esfuerzo cortante y sus parámetros

Coulomb fue el primero en sugerir, en 1776, tanto una ecuación simple como la teoría que relaciona la resistencia al corte de un suelo, con el esfuerzo de compresión aplicado. Supuso que la resistencia cohesiva es constante para un suelo dado e independiente del esfuerzo de compresión aplicado, pero que la resistencia a la fricción varía en forma directa con la magnitud del esfuerzo normal desarrollado en el plano de deslizamiento. En esta forma, es posible escribir la ecuación de una línea recta como sigue:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (7.2)$$

Donde τ_f = esfuerzo cortante a lo largo del plano de deslizamiento

c = cohesión aparente

σ_n = esfuerzo normal que actúa en el plano de deslizamiento

φ = ángulo de fricción interna

En la figura 7.6a se ilustra una representación gráfica de la ecuación de Coulomb. Puede apreciarse que el valor de la *cohesión* (c) está representado por la *intersección* en el eje del esfuerzo cortante y que la tangente del ángulo de fricción interna (φ) es de hecho la *pendiente* de la recta.

En la actualidad, generalmente se acepta que la resistencia cortante del suelo está relacionada con el *esfuerzo efectivo*. Por consiguiente, la expresión modificada se transforma (Fig. 7.6b) en:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (7.3)$$

Donde c' = cohesión aparente con respecto al esfuerzo efectivo

σ'_n = esfuerzo normal efectivo en el plano de deslizamiento

u = presión de poro en el plano de deslizamiento

φ' = ángulo de fricción interna con respecto al esfuerzo efectivo

Los parámetros de la resistencia al corte c' y φ' serán constantes para un suelo determinado, siempre y cuando la relación de vacíos, la densidad y la presión de poro, también permanezcan constantes para diferentes valores del esfuerzo nor-

mal. No puede ser éste el caso, ni en el campo ni durante las pruebas de laboratorio, porque bajo carga con drenado cambiará el volumen y bajo carga sin drenado cambiará la presión de poro. Por lo tanto es necesario referir los valores medidos al tipo de prueba y condiciones bajo las cuales se midieron.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb, así como otros conceptos importantes de fallas de suelo se describen con más detalle en el capítulo 6.

Medición de la resistencia al corte y parámetros prácticos

El objetivo de las pruebas de resistencia al corte consiste en establecer valores empíricos de los parámetros de dicha resistencia. Las condiciones de drenaje durante la prueba son de gran importancia y tienen efecto considerable sobre los valores medidos. Por consiguiente, resulta crítico que los valores medidos para la cohesión o el ángulo de fricción se refieran a las condiciones de prueba. Las pruebas de corte se llevan a cabo en dos etapas principales que implican los siguientes casos de drenado.

Sin drenaje

En este tipo de pruebas que a veces se llaman pruebas *rápidas sin drenado* no se permite el drenaje del agua en los poros, por lo que cualquier aumento del esfuerzo total produce el consiguiente aumento en la presión de poro (Seccs. 4.6 y 4.7). En el caso de suelos completamente saturados (coeficiente de presión de poro $B = 1$), el aumento de la presión de poro será igual al incremento del esfuerzo total; por consiguiente, no se produce un aumento del esfuerzo efectivo:

Si $\Delta u = \Delta \sigma_n$; entonces $\Delta \sigma' = 0$

lo que da (Fig. 7.6): $\tau_f = c_u$ (7.4)

Donde c_u = cohesión sin drenar (resistencia al cortante sin drenar)

Ya que no se toma en cuenta la presión de poro, la resistencia sin drenado que se mide así, sólo se refiere al esfuerzo total y es confiable solamente cuando el espécimen de prueba está saturado; es decir, para un suelo saturado $\phi_u = 0$. El valor de c_u depende también de la relación de vacíos, o del volumen específico del suelo y corresponde al esfuerzo *último* (estado crítico); ya que no se desarrolla un esfuerzo *máximo* mayor.

Pruebas con consolidación sin drenar

En este procedimiento el espécimen de prueba se deja consolidar primero bajo condiciones de esfuerzo isotrópico constante y drenado completo, después de lo cual se aumenta la carga axial sin permitir drenado. La etapa inicial de consolidación lleva al suelo a un estado prescrito de volumen y de presión de poro, a partir del cual se pueden medir con exactitud los siguientes cambios en volumen o en la presión de poro.

Las pruebas con consolidación sin drenar se emplean para obtener los parámetros c' y ϕ' del esfuerzo efectivo, y para obtener las características de cambio de volumen y rigidez. Si se evalúan los parámetros de resistencia al corte sin drenado, se deben identificar como c_{cu} y ϕ_{cu} .

Pruebas con drenado

En la prueba con consolidación sin drenar, el espécimen se somete primero a una consolidación en condiciones de esfuerzo constante isotrópico y drenaje total. Cuando se completa la etapa de consolidación, se incrementa la carga axial a un ritmo suficientemente lento para que no se presente un incremento en la presión de poro. El incremento en el esfuerzo efectivo es entonces igual al incremento del esfuerzo total ($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$).

Los esfuerzos máximos se desarrollan en suelos densos o muy consolidados, dando lugar a la envolvente de falla:

$$\tau_f = c' = \sigma'_n \tan \varphi'_f \quad (7.5)$$

En la cual $\varphi'_f =$ ángulo máximo de fricción.

Para los suelos con consolidación normal la envolvente de falla basada en el esfuerzo efectivo último pasa por el origen, es decir, $c' = 0$, de modo que

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi'_c \quad (7.6)$$

En la cual $\varphi'_c =$ ángulo crítico de fricción.

Para condiciones residuales que implican grandes deformaciones, la envolvente de falla se curva ligeramente a bajos esfuerzos normales y c'_r tiende a cero. El ángulo residual de fricción (φ'_r) depende, por lo tanto, del esfuerzo (véase también la Secc. 7.14), pero con frecuencia se emplea la siguiente ecuación:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \varphi'_r \quad (7.7)$$

La figura 7.7 muestra tres envolventes de resistencia (de falla) en relación con una curva esfuerzo/deformación.

Presión lateral del terreno

8.1 Equilibrio hidrostático y elástico

La presión en un punto dado bajo la superficie de un líquido en estado de equilibrio hidrostático (es decir, sin flujo) es igual en todas direcciones y aumenta linealmente con la profundidad. La figura 8.1 muestra la distribución de la presión lateral de un líquido contra una superficie de retención. El empuje resultante por unidad de longitud de superficie es, por lo tanto, igual al área del diagrama triangular de presión.

Presión lateral, $\sigma'_h = \gamma_w z$

Empuje lateral, $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$ (8.1)

Donde γ_w = peso unitario del líquido

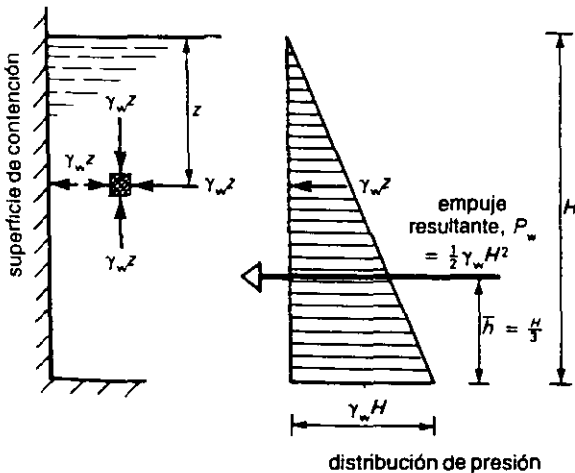


Figura 8.1 Presión lateral originada por un líquido

La línea de acción de P_x pasa por el centro del área del diagrama de presión, es decir, $\bar{h} = \frac{1}{3}H$.

En los suelos, granos, carbón y otros materiales granulados se desarrolla resistencia por fricción interna entre los granos adyacentes. La magnitud de la *presión de tierra* lateral depende de las características de resistencia del suelo al cortante, de las condiciones de deformación lateral, de la presión de agua en los poros y del estado de equilibrio del suelo. Éstos a su vez dependen de las condiciones de drenado, de la interacción del suelo y la pared y de la magnitud y naturaleza de los desplazamientos relativos.

Se dice que un cuerpo está en estado de *equilibrio elástico* cuando un pequeño cambio en el esfuerzo al que está sometido produce un cambio correspondiente en su deformación. En un estado de *equilibrio plástico*, a esfuerzo constante tiene lugar una deformación irreversible. El *criterio de falla de Mohr-Coulomb* (sección 6.4) constituye un medio de representar un estado de equilibrio plástico. Se puede suponer que una masa de suelo bajo esfuerzo creciente permanecerá en estado de equilibrio elástico hasta que se alcance la condición de flexibilidad plástica (falla).

Los estados de deformación, en relación con los cálculos de la presión de tierra, caen en tres categorías:

- a) En estado de reposo: equilibrio elástico sin desplazamiento lateral.
- b) Estado activo: equilibrio plástico cuando tiene lugar la expansión lateral.
- c) Estado pasivo: equilibrio plástico cuando tiene lugar la contracción lateral.

Presión de tierra en reposo

Si el estado de esfuerzos en una masa de suelo está por debajo de la envolvente de falla Mohr-Coulomb (o línea de estado crítico), el suelo está todavía en equilibrio elástico (Fig. 8.2). También, bajo condiciones naturales de deposición hay una cantidad despreciable de deformación horizontal. Bajo esas condiciones se dice que la masa de suelo está *en reposo*, o en estado K_0 , y el esfuerzo horizontal efectivo (σ'_h) que corresponde al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en un punto dado es:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (8.2)$$

Siendo K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo.

El valor de K_0 depende de la historia de carga y descarga y de la densidad relativa del suelo. Jaky (1944) propuso la siguiente relación para suelos consolidados normalmente, que parece correlacionarse bien con los valores observados (Bishop, 1958, Brooker y Ireland, 1965):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'_c \quad (8.3a)$$

En la cual φ'_c = valor último o crítico de φ' .

K_0 aumenta hasta aproximadamente 1.0 para suelo ligeramente preconsolidado y aumenta más con la relación de preconsolidación (R_c):

$$K_{0(\text{oc})} = K_{0(\text{nc})} \sqrt{R_c} \quad (8.3b)$$

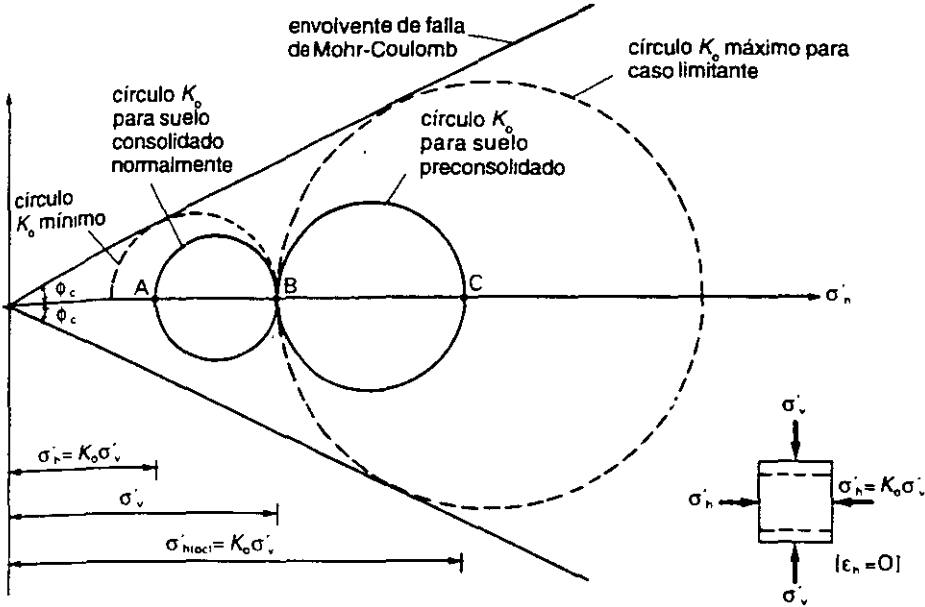


Figura 8.2 Presión de tierra en reposo

El valor máximo de K_0 corresponde a un estado en la línea de estado crítico (véase sección 6.6), es decir $K_0 \dagger \tan^2 (45^\circ + \phi'_c/2)$. Si se presenta la expansión lateral, disminuye el valor de σ'_h hasta que se presenta el estado activo de flexibilidad plástica, es decir, $K_0 \ddagger \tan^2 (45^\circ - \phi'_c/2)$.

Los valores medidos de K_0 se pueden obtener a partir de pruebas unidimensionales de carga en el laboratorio. Por ejemplo, por debajo de la línea del estado crítico

$$\frac{dq'}{dp'} = \frac{3(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\sigma'_1 + 2\sigma'_3} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$$

lo cual da
$$K_0 = \frac{3 - dq'/dp'}{3 + 2dq'/dp'} \tag{8.3c}$$

También, de la ecuación (6.11):
$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \tag{8.3d}$$

Con un medidor de presión de barrenación propia (Mair y Wood, 1987), se puede medir el esfuerzo total horizontal *in situ* y la presión de poro, y con ello se puede hacer una estimación de K_0 . En la tabla 8.1 se dan valores típicos de K_0 .

8.2 Equilibrio plástico y teoría de Rankine

Los círculos en reposo que aparecen en la figura 8.2 representan un estado por debajo del necesario para la falla por deslizamiento. Sin embargo, con flexibilidad lateral aumentará o disminuirá σ'_h , con un cambio correspondiente del diá-

Tabla 8.1 Intervalo de valores de K_0

Tipo de suelo	K_0
Arena suelta	0.45–0.6
Arena densa	0.3–0.5
Arcilla no consolidada	0.5–0.7
Arcilla preconsolidada	1.0–4.0
Arcilla compactada	0.7–2.0

metro del círculo de Mohr (AB o BC). Con expansión lateral se alcanza el estado de equilibrio plástico (falla) en el valor mínimo de σ'_h ; con contracción lateral el estado límite está en el valor máximo de σ'_h . En ambos casos la resistencia del suelo al cortante se moviliza por completo. Rankine (1857) llamó a esos estados *activo* y *pasivo*, respectivamente. La magnitud de σ'_h sólo depende de la resistencia del suelo al cortante y de la resistencia vertical efectiva, y por ello el problema es estáticamente determinado, es decir, que no se necesita tener en cuenta la magnitud del desplazamiento.

Consideremos una masa de suelo homogéneo sin cohesión de extensión semi-infinita que tiene un ángulo φ' de fricción interna. En un punto dado por debajo de una superficie horizontal se puede decir que los esfuerzos efectivos son:

$$\text{Esfuerzo vertical, } \sigma'_v = \sigma'_1$$

$$\text{Esfuerzo horizontal, } \sigma'_h = \sigma'_3$$

Los círculos de Mohr que representan los dos estados posibles de equilibrio plástico tocan la envolvente de falla (Fig. 8.3) porque se relacionan con una condición límite. Los puntos A y C representan los esfuerzos laterales conjugados límite para los estados activo y pasivo, respectivamente.

OA = σ'_{ha} = presión lateral activa.

OC = σ'_{hp} = presión lateral pasiva.

La *expansión* lateral conducirá a $\sigma'_{ha} < \sigma'_v$

La *contracción* lateral conducirá a $\sigma'_{hp} > \sigma'_v$

De acuerdo con la geometría de los círculos de Mohr, las orientaciones correspondientes del plano de falla están dadas por los ángulos α_a y α_p :

$$\text{Donde } \alpha_a = \frac{1}{2}(2\alpha) = \frac{1}{2}(90^\circ + \varphi') = 45^\circ + \varphi'/2 \quad (8.4a)$$

$$\text{y } \alpha_p = \frac{1}{2}(180^\circ - 2\alpha) = \frac{1}{2}[180^\circ - (90^\circ + \varphi')] = 45^\circ - \varphi'/2 \quad (8.4b)$$

La relación entre la presión lateral límite y el esfuerzo vertical se representa mediante un *coeficiente de presión de tierra*.

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \quad (K_a = \text{coeficiente de presión activa de tierra})$$

También, para los triángulos semejantes ODB y ODA, $\frac{OB}{OD} = \frac{OD}{OA} = \frac{DB}{DA}$

Pero $\frac{DB}{DA} = \tan \alpha$, dando $\frac{OB}{OA} = \tan^2 \alpha = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$

Entonces $K_a = \frac{OA}{OB} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$

Por lo tanto $K_a = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$ (8.5a)

Igualmente, $K_p = \frac{1 + \text{sen } \varphi'}{1 - \text{sen } \varphi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$ (8.5b)

Suelos cohesivos con y sin drenado

Caso con drenado

La teoría original de Rankine considera presiones en materiales granulares, es decir, con fricción, pero no considera la cohesión. Sin embargo, en condiciones con drenado y en suelos preconsolidados, la resistencia al cortante se expresa por completo o en parte en términos de la cohesión aparente (c_u o c'). En 1915 publicó Bell una solución basada en el método de Rankine, pero que tomaba en cuenta una ordenada al origen de cohesión en el eje del esfuerzo cortante (Fig. 8.4). Se muestra el círculo de Mohr, al igual que una envolvente de falla que corresponde a un suelo preconsolidado. Como en el caso sin cohesión, el punto de partida es la relación de los esfuerzos efectivos.

$$\frac{PA}{PB} = \frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_{ha}}{c' \cot \varphi' + \sigma'_v}$$

Pero también $\frac{PA}{PB} = \frac{PF - AF}{PF + BF} = \frac{1 - FD/PF}{1 + FD/PF} = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'} = K_a$

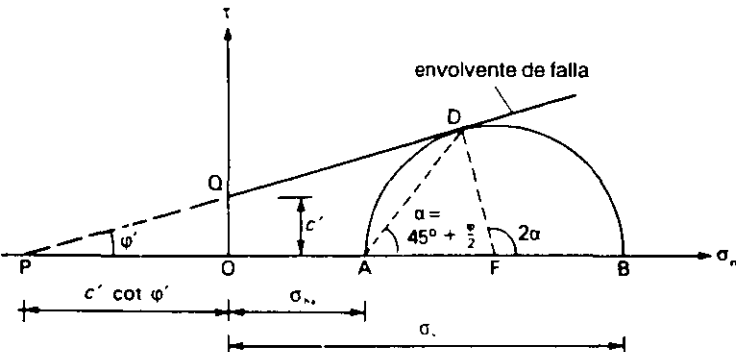


Figura 8.4 Círculo de Mohr para presión activa en suelo cohesivo

Por lo tanto $c' \cot \varphi' + \sigma'_{ha} = K_a(c' \cot \varphi' + \sigma'_v)$

Rearreglando, $\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v + (K_a - 1)c' \cot \varphi'$

$$\begin{aligned} \text{Ahora bien, } (K_a - 1) c' \cot \varphi' &= c' \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi' - (1 + \operatorname{sen} \varphi') \cos \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} \frac{\cos \varphi'}{\operatorname{sen} \varphi'} \\ &= -2c' \frac{\cos \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} \\ &= -2c' \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen}^2 \varphi'}}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} \\ &= -2c' \frac{\sqrt{1 - \operatorname{sen} \varphi'}}{\sqrt{1 + \operatorname{sen} \varphi'}} = -2c' \sqrt{K_a} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la presión activa $\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$ (8.6a).

De igual modo, la presión pasiva $\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$ (8.6b)

Caso sin drenado

Las ecuaciones (8.6a y b) se aplican para carga con drenado y por ello representan el caso a largo plazo del equilibrio plástico limitante. Para problemas de equilibrio *sin drenado* (a corto plazo) en suelos saturados, el ángulo de fricción $\varphi_u = 0$ (véase sección 7.1) y por lo tanto $K_a = K_p = 1$, de modo que las presiones totales laterales son:

Presión activa, $\sigma_{ha} = \sigma_v - 2c_u$ (8.7a)

Presión pasiva, $\sigma_{hp} = \sigma_v + 2c_u$ (8.7b)

8.3 Presión lateral sobre muros de contención: caso con drenado

La figura 8.5 muestra el conjunto más simple de condiciones en la forma de un muro con parte trasera vertical lisa que sostiene una masa de suelo que tiene una superficie horizontal sin carga. De acuerdo con la teoría de Rankine:

A la profundidad z , $\sigma'_{ha} = K_a \gamma' z$ (8.8)

Donde γ' = peso unitario total efectivo del suelo
 = γ (sobre el nivel freático)
 = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ (bajo el nivel freático)

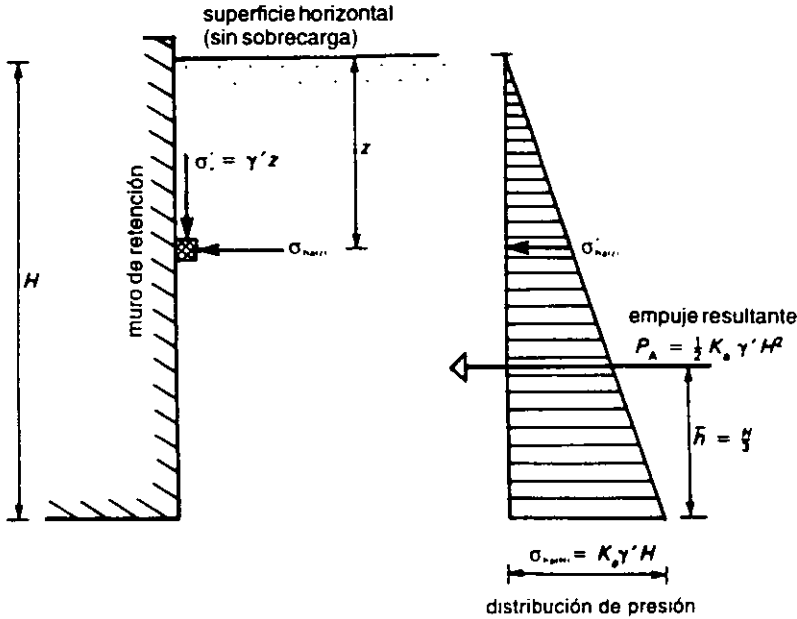


Figura 8.5 Distribución de presión activa en suelo no cohesionado

En la base del muro, es decir, cuando $z = H$, $\sigma'_{ha} = K_a \gamma H$

El empuje activo resultante sobre el muro está dado por el área del diagrama de distribución de presiones y actúa en el centro de su área:

$$\text{Empuje activo resultante, } P_A = \frac{1}{2} \sigma'_{ha} H = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (8.9)$$

actuando a la distancia $\frac{1}{3} H$ sobre la base.

Ejemplo 8.1 Un muro de contención con pared vertical lisa retiene a una masa de suelo con superficie horizontal, hasta una profundidad de 5.4 m. Calcular la magnitud del empuje resultante activo sobre el muro y especificar su línea de acción. El suelo tiene un ángulo (ϕ') de fricción igual a 30° y un peso unitario (γ) igual a 19.8 kN/m^3 . El nivel freático queda bajo la base del muro

Primero se calcula K_a :
$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0.033$$

A una profundidad de 5.4 m:
$$\sigma'_{ha} = 0.033 \times 19.8 \times 5.4 = 35.6 \text{ kN/m}^2$$

Empuje activo resultante,
$$P_A = \frac{1}{2} \times 35.6 \times 5.4 = \underline{96 \text{ kN/m}}$$

Actuará a una altura sobre la base igual a
$$\frac{1}{3} \times 5.4 = \underline{1.8 \text{ m}}$$

Efecto de la superficie de terreno en pendiente

Cuando la superficie del terreno está en pendiente, el esfuerzo vertical a una profundidad determinada tendrá un valor de $\sigma'_v = \gamma' z \cos \beta$ cuando la superficie no tiene carga (Fig. 8.6). Se supone que la presión lateral de tierra sobre un plano vertical actúa paralela a la superficie del terreno. La relación entre la presión lateral y el esfuerzo vertical se puede obtener, de nuevo, analíticamente a partir del círculo de Mohr. Aunque tanto la construcción y el análisis son algo más complicados, las ecuaciones básicas siguen siendo esencialmente las mismas.

Presión activa, $\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v \cos \beta$

Presión pasiva, $\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v \cos \beta$

Donde
$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} \quad (8.10a)$$

y
$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} = \frac{1}{K_a} \quad (8.10b)$$

Si el ángulo de la pendiente superficial es igual al ángulo de fricción, es decir, $\beta = \varphi'$, coinciden los estados activo y pasivo y $\sigma'_{ha} = \sigma'_{hp} = \sigma'_v \cos \beta$. El suelo estará entonces en un estado de equilibrio plástico límite con uno de los conjuntos de planos de falla paralelo a la superficie. En un suelo netamente sin cohesión ($c' = 0$), el ángulo de la pendiente superficial no puede ser mayor que el ángulo de reposo, que es el ángulo de fricción del suelo en su estado más suelto.

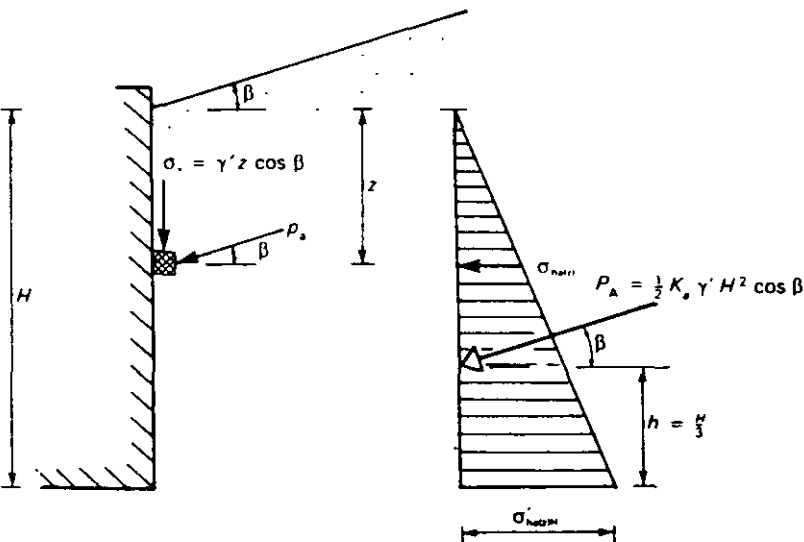


Figura 8.6 Distribución de presión activa bajo una superficie con pendiente

Ejemplo 8.2 Repetir el ejemplo 8.1 para el caso de un suelo cuya superficie sube a partir de la parte superior del muro con una pendiente de 1v en 3h.

Ángulo de la pendiente, $\beta = \arctan(1/3) = 18.44^\circ$

$\cos \beta = 0.9487$ y $\cos \varphi' = 0.8660$

$$\text{Entonces } K_a \cos \beta = 0.9487 \frac{0.9487 - \sqrt{0.9487^2 - 0.8660^2}}{0.9487 + \sqrt{0.9487^2 - 0.8660^2}} = 0.399$$

y a una profundidad de 5.4 m: $\sigma'_{ha} = 0.399 \times 19.8 \times 5.4 = \underline{42.66 \text{ kN/m}^2}$

y el empuje activo resultante, $P_A = \frac{1}{2} \times 42.66 \times 5.4 = \underline{115 \text{ kN/m}}$

Este actuará a una altura sobre la base igual a $\frac{1}{3} \times 5.4 = \underline{1.8 \text{ m}}$, inclinado a 18.44° (1v en 3h) con respecto a la horizontal.

Efecto de suelo estratificado

Cuando el suelo detrás de un muro de contención consiste de dos o más capas, se determina la distribución de presión lateral dentro de cada estrato y se traza un diagrama compuesto. Supongamos que en la interfase entre dos capas (R está sobre S) las propiedades del suelo son φ'_R , γ_R y φ'_S , γ_S respectivamente, y que el esfuerzo vertical efectivo es σ'_v . Entonces, inmediatamente sobre la interfase $\sigma'_{ha} = K_{aR} \sigma'_v$ e inmediatamente abajo de ella $\sigma'_{ha} = K_{aS} \sigma'_v$. El diagrama de presión (véase ejemplo 8.3) presenta un salto repentino en la presión lateral; en la realidad esto no sucede, porque se han omitido los esfuerzos cortantes horizontales que se desarrollan a lo largo de la interfase. Sin embargo, es razonable suponer esa distribución, porque los errores consiguientes en las magnitudes y posición del empuje resultante son despreciables.

Ejemplo 8.3 Un muro de contención que tiene una superficie vertical posterior lisa retiene a un suelo a una profundidad de 12 m. La masa de suelo consiste de dos capas horizontales:

Capa superior:	$c' = 0$	$\varphi' = 28^\circ$	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	espesor 7.0 m
Capa inferior:	$c' = 0$	$\varphi' = 34^\circ$	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	

El nivel freático está bajo la base del muro. Calcular la magnitud y posición del empuje activo resultante.

$$k_a \text{ superior} = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0.361 \quad k_a \text{ inferior} = \frac{1 - \sin 34^\circ}{1 + \sin 34^\circ} = 0.283$$

Presiones de la capa superior

$$\text{A } z = 0: \quad \sigma'_{ha} = 0$$

$$\text{A } z = 7.0 \text{ m: } \sigma'_{ha} = 0.361 \times 18 \times 7 = 45.5 \text{ kN/m}^2$$

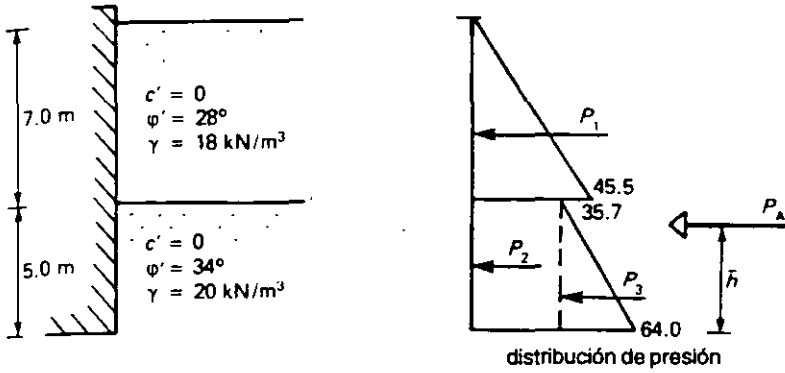


Figura 8.7

Presiones de la capa inferior

$$\begin{aligned}
 \text{A } z = 7.0 \text{ m: } \quad \sigma'_v &= 18 \times 7 = 126 \text{ kN/m}^2 \\
 \therefore \sigma'_{ha} &= 0.283 \times 126 = 35.7 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{A } z = 12.0 \text{ m: } \quad \sigma'_v &= 126 + 20 \times 5 = 226 \text{ kN/m}^2 \\
 \therefore \sigma'_{ha} &= 0.283 \times 226 = 64.0 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

En la figura 8.7 se muestra la distribución de presión, cuya área total da el empuje resultante por metro:

$$\begin{aligned}
 P_A &= P_1 + P_2 + P_3 \\
 &= \frac{1}{2} \times 45.5 \times 7 + 35.7 \times 5 + \frac{1}{2} (64.0 - 35.7) \times 5 = \underline{409 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

Para localizar a \bar{h} , se toman momentos con respecto a la base ($P_A \bar{h} = \sum(P_i h_i)$):

$$\begin{aligned}
 \bar{h} &= \frac{P_1 \left(5 + \frac{7}{3}\right) + P_2 \times \frac{5}{2} + P_3 \times \frac{5}{3}}{P_1 + P_2 + P_3} \\
 &= \frac{159.3 \times 7.333 + 178.5 \times 2.5 + 70.8 \times 1.667}{409} = \underline{4.24 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Efecto de la sobrecarga en la superficie (con drenado)

Si se aplica una *sobrecarga uniforme* (q) en la superficie completa se puede suponer que el esfuerzo vertical efectivo aumenta en la cantidad de la sobrecarga.

Entonces, a una profundidad z : $\sigma'_v = \gamma'z + q$ y $\sigma'_{ha} = k_a(\gamma'z + q)$

Así, se aumentan correspondientemente las presiones laterales ya sea en $K_a q$ o en $K_p q$ según sea el caso.

Ejemplo 8.4 Repetir el ejemplo 8.1 con las mismas condiciones, pero incluir una sobrecarga uniforme igual a 48 kN/m^2 aplicada en la superficie.

Como en el caso anterior, $K_a = 0.333$ y por lo tanto a una profundidad de 5.4 m:

debido al peso del suelo: $\sigma'_{hs} = 35.6 \text{ kN/m}^2$

debido a la sobrecarga: $\sigma'_{hs} = 0.333 \times 48 = 16.9 \text{ kN/m}^2$

La figura 8.8 muestra la distribución de presión, siendo P_1 y P_2 las resultantes de las áreas rectangular y triangular, respectivamente.

$$P_1 = 16 \times 5.4 = 86.4 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 35.6 \times 5.4 = 96.1 \text{ kN/m}$$

Empuje activo total resultante, $P_A = P_1 + P_2 = 182.5 \text{ kN/m}$

Altura \bar{h} de la resultante sobre la base:

$$\bar{h} = \frac{86.4 \times 2.7 + 96.1 \times 1.8}{182.5} = 2.23 \text{ m}$$

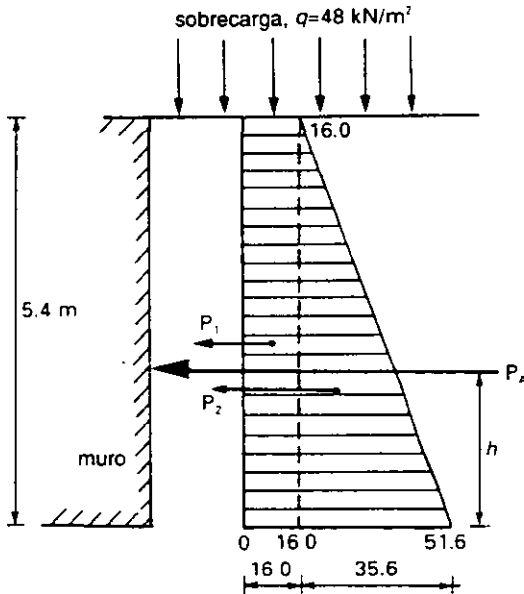


Figura 8.8

En el caso de *cargas lineales* y de *cargas puntuales* se pueden obtener soluciones matemáticas de acuerdo con la teoría de la elasticidad. Se ha encontrado que es necesario hacer algunas modificaciones para que los resultados teóricos coincidan con las presiones observadas.

atrás. Los muros *encofrados* se forman con entramados de miembros trabados de concreto precolado, metálicos o de madera, cuyos interiores se rellenan a continuación con suelo. Los muros de *jaba* son pilas de jaulas de tela de alambre rellenas de grava muy gruesa o piedra.

Modos de inestabilidad y factores de seguridad

Al aplicar la teoría de Rankine a muros con parte posterior escalonada se debe suponer que el suelo contenido está soportado contra una cara vertical que se prolonga hacia arriba del talón hasta la superficie del terreno (Fig. 8.27). La Reacción *V* del terreno sobre la base del muro será igual a la suma de las fuerzas que actúan hacia abajo:

$$V = W_1 + W_2 + W_3 + Q + P_A \text{ sen } \beta$$

La excentricidad de la reacción del terreno con respecto al centro de la base se calcula tomando momentos con respecto al punto frontal de la base.

Volteo

Se acostumbra suponer que si se presentara el volteo (Fig. 8.28a), éste sería alrededor del frente de la base del muro. Por lo tanto el factor de seguridad contra volteo se puede definir por consiguiente como la relación de los momentos de estabilización a los momentos de volteo con respecto a la parte delantera de la base. En la CP2 (1951) se recomienda que este factor de seguridad no sea menor de 2.0, pero cuando existe la posibilidad de elevación del nivel de agua detrás del muro, se debe usar un valor mínimo de 2.5

$$F_{\text{or}} = \frac{\Sigma(\text{momentos de } W, Q, \text{ etc., con respecto al frente de la base})}{\Sigma(\text{momentos de } P_A, \text{ etc., con respecto al frente de la base})}$$

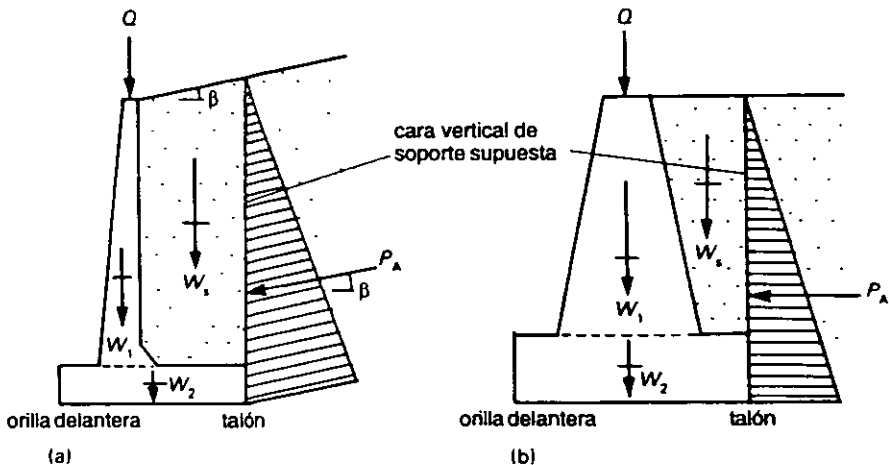


Figura 8.27 Soporte efectivo de un muro de contención

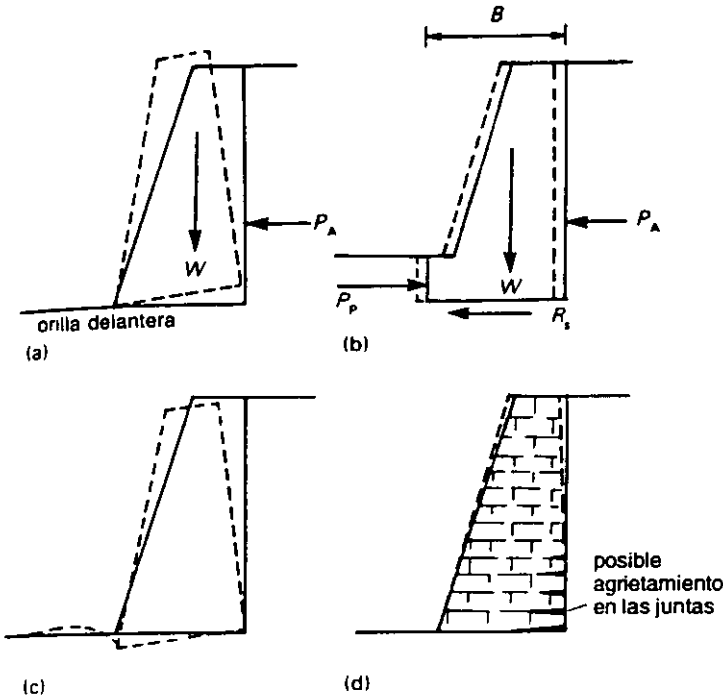


Figura 8.28 Modos de falla de muros de contención
 (a) Volteo ($F \leq 2.0$), (b) deslizamiento ($F \leq 2.0$), (c) falla de soporte en el suelo de la base, (d) tensión en uniones

Deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento hacia adelante (Fig. 8.28b) se define como la razón de la suma de las fuerzas horizontales de resistencia a la suma de las fuerzas horizontales de perturbación. Se puede tomar la resistencia al deslizamiento R_s entre la base y el suelo como:

$$R_s = V \tan \delta \quad \text{o} \quad R_s = c_w B \quad (\text{según el caso})$$

Para concreto colado en el lugar, se pueden tomar los valores de fricción y adhesión del muro como $\delta = \phi'$ y a c_w respectivamente.

Para calcular la resistencia pasiva frente al muro, se deben tener en cuenta los efectos de intemperismo, perturbación por operaciones de tráfico y construcción, la presencia de excavaciones, ductos de servicio, raíces de árboles, etcétera. Puede ser que se necesite una fuerte flexibilidad del muro para movilizar por completo la resistencia pasiva. Se puede obtener un valor reducido aproximado si no se toman en cuenta los primeros 0.5 a 1 m de profundidad del suelo. Aunque se recomienda que se factoricen los parámetros de resistencia al cortante, por principio, el CP2 recomienda un factor de seguridad contra valores no factorizados igual a 2.0 como mínimo.

$$F_s = \frac{P_s + P_p}{P_A}$$

Presión de soporte bajo la base

La distribución de la presión de soporte bajo la base (Fig. 8.28c) es trapezoidal (Fig. 8.29a), y en general la presión máxima se presenta bajo la parte delantera de la base. El valor máximo no debe ser mayor que la capacidad permisible de soporte. Se establecen los valores de x , y por consiguiente de e tomando momentos con respecto al borde delantero de la base. Se puede calcular como sigue la presión de soporte, considerando 1 m de longitud:

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{M}{Z} \quad \text{y} \quad q_B = \frac{V}{B} - \frac{M}{Z}$$

pero $M = Ve$ y $Z = \frac{1 \times B^2}{6}$

Entonces $q_A = \frac{V}{B} + \frac{6Ve}{B^2}$ (8.38a)

y $q_B = \frac{V}{B} - \frac{6Ve}{B^2}$ (8.38b)

Se notará que en la ecuación (8.38b), cuando $e > B/6$, el valor de q_B será negativo. Esto no puede ocurrir en la práctica, porque no se puede transmitir tensión entre la base del muro y el suelo. En los casos en los que $e > B/6$, es decir, cuando V intersekte a la base fuera del tercio medio, se debe usar la siguiente ecuación (Fig. 8.29a):

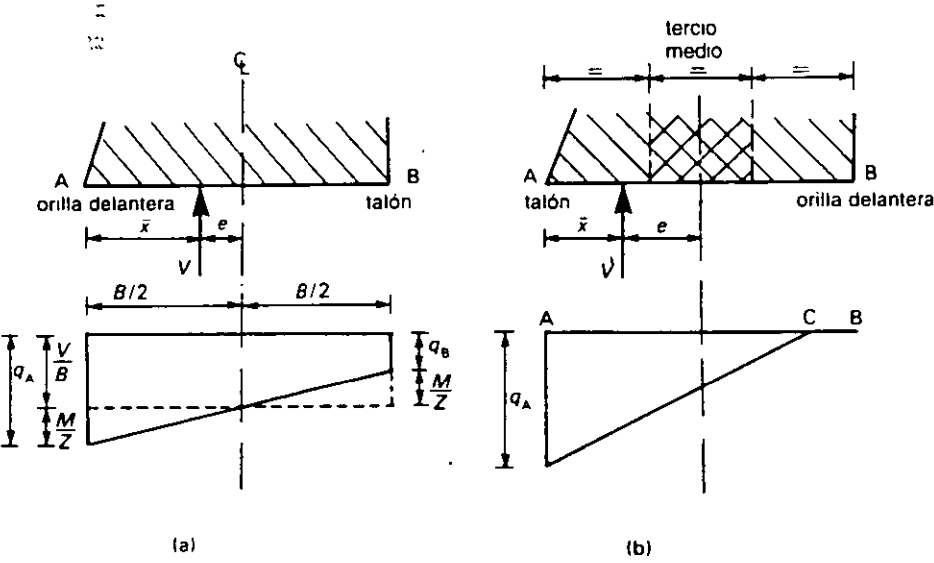


Figura 8.29 Distribución de la presión de reacción del terreno

$$Q_A = \frac{2V}{3\bar{x}} \quad (8.39)$$

y entre C y B, $q = 0$.

Falla de tensión en uniones

Como se explicó en el párrafo anterior, cuando $e > B/6$ se presentará tensión (Fig. 8.28d) en el muro cerca de la base. En general, se aconseja evitar este caso aumentando la anchura de la base, porque mientras que el efecto de la tensión en muros de concreto puede ser mínima, puede tener consecuencias serias en la construcción con uniones.

No debe permitirse que los muros de mampostería y ladrillo, y los muros hechos con unidades precoladas como jabas trabajen a la tensión. El efecto principal será abrir las uniones y con ello permitir el ingreso de agua con el deterioro consecuente del material de unión. La tensión no se presentará en el muro siempre que la reacción V del terreno intersecte a la base *dentro de su tercio medio*; a esto se le conoce como la *regla del tercio medio*.

Falla de deslizamiento giratorio o rotacional

En los suelos cohesivos se presenta un tipo común de falla cuando se desarrolla una superficie de falla aproximadamente cilíndrica bajo la base del muro (Fig. 8.30). Esto se puede provocar si se quita material cerca de la orilla delantera de la base o si la resistencia del suelo al cortante se ha reducido debido al intemperismo o a los efectos del agua en el terreno. En el capítulo 9 se describe el análisis de este tipo de falla.

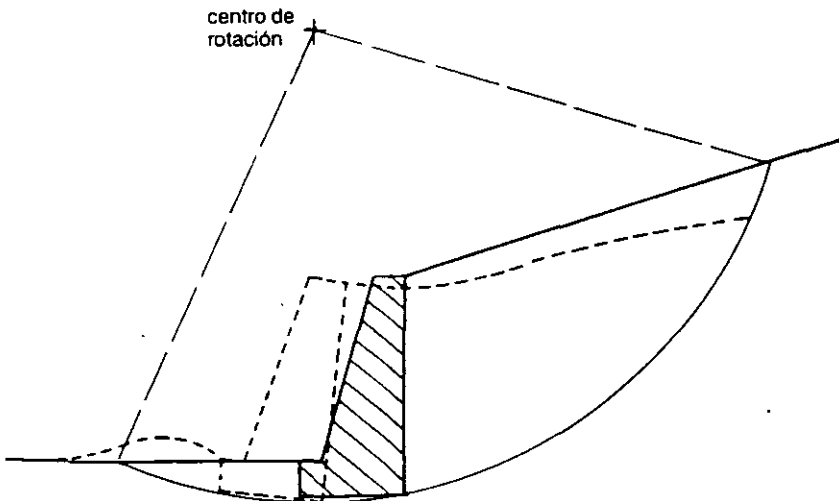


Figura 8.30 Falla de deslizamiento rotacional

8.10 Muros con restricción y cimbrado de zanjas

Para que se desarrollen las condiciones totalmente activas, el muro o cualquier otro tipo de estructura de contención debe ceder lo suficiente. Cuando se aplica alguna forma de restricción, se restringirán la cantidad y/o modo de flexibilidad, en cuyo caso la estructura puede tener que resistir mayores presiones que las que resultan de los cálculos de estado activo.

Por ejemplo, si un muro o estructura está completamente restringida para que no sea posible flexibilidad lateral alguna, se debe diseñar para resistir las fuerzas ocasionadas por la *presión de tierra en reposo*. Esta condición se presenta con frecuencia en el caso de muros de contención de sótanos que se construyen para ayudarse de las estructuras adyacentes.

Ejemplo 8.8 Calcular el porcentaje de error en el que se incurriría si se llegaran a usar por error presiones activas en lugar de los valores en reposo correspondientes cuando: (a) $\varphi' = 30^\circ$ y (b) $\varphi' = 45^\circ$.

$$\text{a) } K_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.333 \quad \text{y} \quad K_o = 1 - \sin 30^\circ = 0.500$$

Si el coeficiente correcto que se debe usar es K_o , el error es:

$$\xi = \frac{0.500 - 0.333}{0.500} \times 100 = \underline{33\%}$$

$$\text{b) } K_a = \frac{1 - \sin 45^\circ}{1 + \sin 45^\circ} = 0.172 \quad \text{y} \quad K_o = 1 - \sin 45^\circ = 0.293$$

$$\xi = \frac{0.293 - 0.172}{0.293} \times 100 = \underline{41\%}$$

Cimbrado apuntalado de trincheras (zanjas)

Cuando se introduce cimbra para dar soporte en zanjas, generalmente se sujeta en su lugar mediante apuntalamientos laterales. Bajo estas condiciones es improbable que el suelo esté en estado activo. Además, la distribución de presión dependerá principalmente de la disposición y el orden en que se instalen los puntales. En consecuencia, es necesario encontrar soluciones empíricas o aproximadas. Terzaghi y Peck (1967), de acuerdo con observaciones con cargas y pruebas de modelos reales, sugirieron la distribución de presión que se muestra en la figura 8.31. Para suelos sin cohesión, interpretaron primero que el empuje total es $0.64K_a\gamma H^2$, con distribución trapezoidal de presión sobre la cimbra (Fig. 8.31a); esta distribución también la recomienda la CP2 (1951). En 1967 y 1969, Terzag-

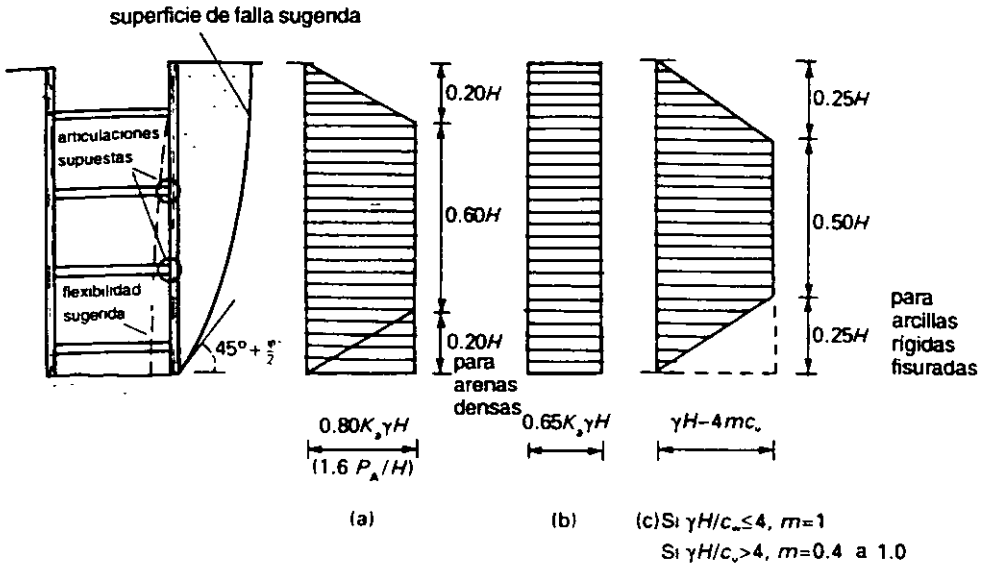


Figura 8.31 Distribución de la presión en una tablestacada

hi y Peck dieron a conocer una distribución uniforme de presión que resulta aproximadamente de la magnitud del empuje (Fig. 8.31b). Para los suelos cohesivos sugieren también una distribución trapezoidal (Fig. 8.31c). La estabilidad en la arcilla depende del número de estabilidad ($\gamma H / c_u$); cuando este número es menor que 4 el suelo adyacente está en un estado de equilibrio elástico. Se debe tomar el valor de m como 1.0 cuando la arcilla es rígida y preconsolidada, es decir, $\gamma H / c_u \leq 4$, cuando es para arcillas consolidadas normalmente, y para $\gamma H / c_u > 4$, se debe usar un valor entre 0.4 y 1.0.

Ejemplo 8.9 Se debe sostener una zanja de 6.5 m de profundidad apuntalando la cimbra horizontalmente a 1 m, 3 m y 5 m bajo el nivel de terreno, espaciando los puntales a 2 m. Si el suelo tiene un peso unitario de 19.8 kN/m^3 y un ángulo de fricción igual a 35° , calcular la carga que soporta cada puntal.

$$K_s = \tan^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0.271$$

Suponiendo una distribución uniforme de presión lateral (Fig. 8.31b),

$$\sigma'_h = 0.65K_s \gamma H = 0.65 \times 0.271 \times 19.8 \times 6.5 = 22.67 \text{ kN/m}^2$$

En la figura 8.32 se muestra la distribución de presión para cada puntal, dando los siguientes componentes de fuerza:

$$P_1 = 22.67 \times 3.0 \times 1.5/2 = 51.0 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 22.67 \times 3.0 \times 0.5/2 = 17.0 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = P_4 = 22.67 \times 2.0 \times \frac{1}{2} = 22.7 \text{ kN/m}$$

$$P_5 = P_6 = 22.67 \times 1.5 \times 1/2 = 17.0 \text{ kN/m}$$

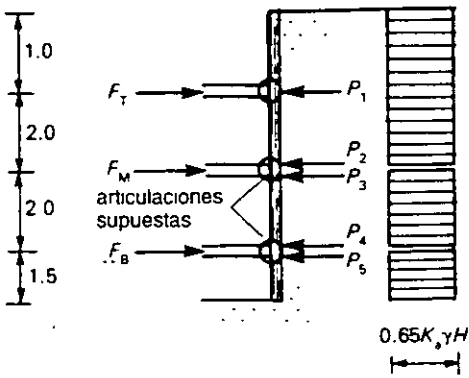


Figura 8.32

Por lo tanto, las fuerzas en los puntales serán:

$$F_T = P_1 \times 2 = \underline{102 \text{ kN}}$$

$$F_M = (P_2 + P_3) \times 2 = \underline{79 \text{ kN}}$$

$$F_B = (P_4 + P_5) \times 2 = \underline{79 \text{ kN}}$$

La reacción \$P_6\$ la da el suelo.

te en evaluar las condiciones de carga y establecer la presión de contacto esperada. Con pruebas de laboratorio, se obtienen valores tanto de la resistencia al corte como de las características de asentamiento del suelo. Contando con esta información, el proyectista puede ya evaluar las capacidades de carga y compararlas con las presiones esperadas. El tamaño y profundidad del cimiento se ajustan entonces para llegar al diseño que tenga eficiencia tanto estructural como económica. En este contexto no sólo deben tomarse en cuenta las necesidades finales del funcionamiento de la estructura, sino también los procesos seguros y eficientes de construcción.

11.4 Capacidad última de carga de una cimentación corrida

Como en la mayor parte de los procedimientos analíticos de la mecánica de suelos, primero se idealiza el comportamiento de una cimentación real en forma de un modelo simplificado. Con ello, el modelo proporciona la base para el análisis matemático, que casi siempre requiere alguna modificación empírica para obtener una buena correlación entre el comportamiento teórico y el observado.

Al principio, en este caso, la capacidad de carga se considera para una cimentación corrida infinitamente larga colocada sobre la superficie de una capa profunda del suelo. Se supone que el suelo no tiene peso y que es uniforme en todos sus sentidos. Se propone una falla por cortante generalizado suponiendo también una condición de equilibrio límite aplicable al punto de falla. En la figura 11.3 se muestra este tipo de cimentación de anchura B apoyada sobre la superficie de un suelo arcilloso en condiciones de carga sin drenado ($\phi_u = 0$). La presión de sobrecarga debida a una profundidad real de apoyo igual a D se considera como sobrecarga por encima de la superficie del terreno $CABD$: $\sigma_v = \gamma D$. Se supone que el suelo se comporta en forma elástica hasta alcanzar un estado de equilibrio límite, y de allí en adelante éste estará en equilibrio plástico a lo largo de las superficies de deslizamiento cortante que se muestran.

Cuando se alcanza la *capacidad de carga última* (q_u) una cuña de suelo (ABF) es empujada hacia abajo, desarrollándose en ella el estado activo de Rankine, donde su mayor y principal esfuerzo es vertical y el menor horizontal. Los secto-

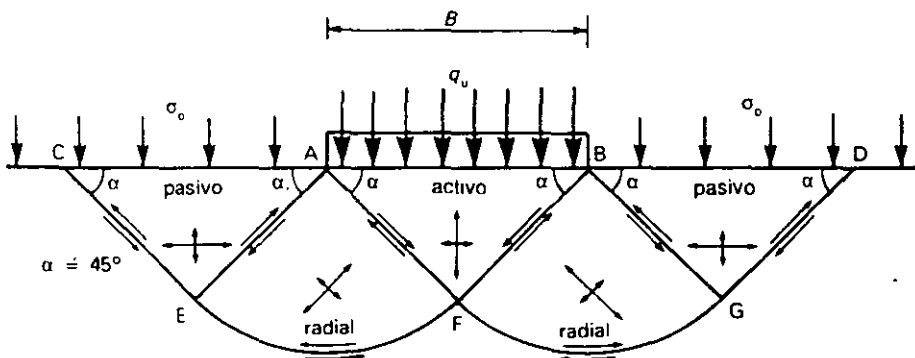


Figura 11.3 Falla por cortante generalizado para un suelo no drenado ($\phi_u = 0$)

res adyacentes (AFE y BGF), son empujados lateralmente para girar con respecto a los bordes de la losa o zapata. En este caso, los planos de corte parten radialmente de los bordes A y B y las direcciones del esfuerzo principal giran con un ángulo total de 90°; de esta manera, en las cuñas externas (CAE y BDG), los esfuerzos principales quedan orientados de acuerdo con el estado pasivo de Rankine.

Bajo condiciones sin drenado ($\varphi_u = 0$, es decir, $\tau_f = c_u$), las curvas FE y FG son arcos circulares, de modo que se puede obtener una solución como sigue:

$$q_u = (\pi + 2)c_u + \sigma_{vo} = 5.14 c_u + \sigma_{vo} \tag{11.2}$$

Bajo condiciones con drenado ($\varphi' > 0$), los ángulos α de los planos de corte corresponden a los valores activos y pasivos de Rankine de $(45^\circ + \varphi'/2)$ y $(45^\circ - \varphi'/2)$ respectivamente (Fig. 11.4). Las curvas FE y FG toman entonces la forma de espirales logarítmicas y la solución tiene la forma de:

$$q_u = cN_c + \sigma'_{vo}N_q \tag{11.3}$$

Donde N_c y N_q son factores adimensionales que dependen del ángulo de resistencia al corte con drenado (φ').

Se han obtenido varias soluciones exactas para N_c y N_q pero, puesto que las disparidades numéricas suelen ser poco significativas, casi siempre se usan los valores originales propuestos por Prandtl (1921) y Reissner (1924):

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

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

Claro está que el suelo ya no es un material sin peso, por lo que se requiere un término en la expresión de q_u para tomar en cuenta la densidad del suelo. Terzaghi (1943), propuso una expresión de tres términos, nuevamente para una cimentación corrida de longitud infinita con anchura B .

$$q_u = cN_c + \sigma_{vo}N_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \tag{11.4}$$

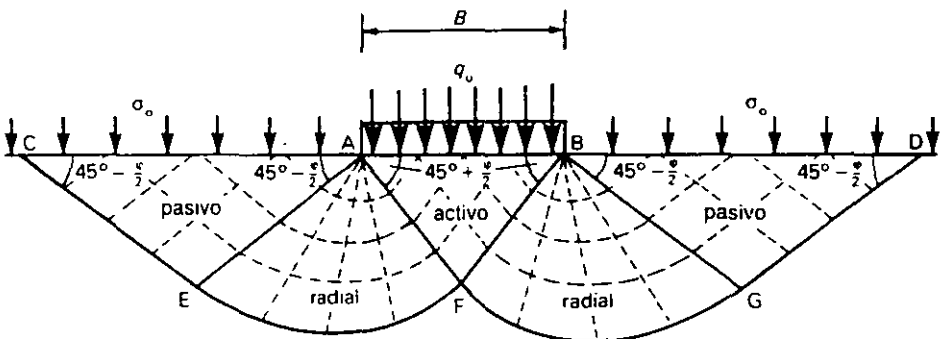


Figura 11.4 Falla por cortante generalizado para un suelo drenado

Donde N_c y N_q se definen como antes, y N_γ es un coeficiente que define la capacidad de carga de un suelo de densidad γ , donde tanto c como σ_{vo} son iguales a cero. Hasta ahora no se han obtenido soluciones exactas para N_γ ; Terzaghi obtuvo algunos valores empíricos, basado en un ángulo de falla de zona $\alpha = \phi'$, pero trabajos posteriores han demostrado que $\alpha = 45^\circ + \phi'/2$ es un valor más realista. Todavía no existe consenso para un conjunto de valores empíricos de N_γ . Sin embargo, varias investigaciones han mostrado que se pueden usar dos expresiones aproximadas muy similares, que son tan buenas como cualesquiera otras y que producen errores máximos de menos del 10%. Éstas son:

$$N_\gamma = 2.0(N_q + 1) \tan \phi' \text{ (Caquot y Kerisel, 1953)}$$

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi' \text{ (Hansen, 1961)}$$

La tabla 11.2 presenta valores de N_c , N_q , junto con los valores de Hansen de N_γ . Se han propuesto modificaciones a N_c y N_q y N_γ que tienen en cuenta cargas inclinadas y excéntricas: de Beer (1965, 1966), Meyerhof (1953), Hansen (1961) y Sokolovski (1960). Para la mayor parte de los cimientos con profundidad adecuada sólo es necesario tener en cuenta la forma; las excepciones son las zapatas aisladas sujetas a una carga horizontal apreciable o a momentos de volteo (véase sección 11.5).

Tabla 11.2 Factores de capacidad de carga ($\phi > 0$)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	15	11.0	3.94	1.42	30	30.1	18.4	18.1
1	5.38	1.09	0.00	16	11.6	4.34	1.72	31	32.7	20.6	21.2
2	5.63	1.20	0.01	17	12.3	4.77	2.08	32	35.5	23.2	24.9
3	5.90	1.31	0.03	18	13.1	5.26	2.49	33	38.6	26.1	29.3
4	6.19	1.43	0.05	19	13.9	5.80	2.97	34	42.2	29.4	34.5
5	6.49	1.57	0.09	20	14.8	6.40	3.54	35	46.1	33.3	40.7
6	6.81	1.72	0.14	21	15.8	7.07	4.19	36	50.6	37.8	48.1
7	7.16	1.88	0.19	22	16.9	7.82	4.96	37	55.6	42.9	56.9
8	7.53	2.06	0.27	23	18.1	8.66	5.85	38	61.4	48.9	67.4
9	7.92	2.25	0.36	24	19.3	9.60	6.89	39	67.9	56.0	80.1
10	88.34	2.47	0.47	25	20.7	10.7	8.11	40	75.3	64.2	95.5
11	8.80	2.71	0.60	26	22.3	11.9	9.53	41	83.9	73.9	114
12	9.28	2.97	0.76	27	23.9	13.2	11.20	42	93.7	85.4	137
13	9.81	3.26	0.94	28	25.8	14.7	13.10	43	105	99	165
14	10.4	3.59	1.16	29	27.9	16.4	15.40	44	118	115	199
								45	134	135	241
								46	152	159	294
								47	174	187	359
								48	199	222	442
								49	230	266	548
								50	267	319	682

Valores de N_c de acuerdo con Prandtl
 N_q de acuerdo con Reissner
 N_γ de acuerdo con Hansen
 Para $\phi_v = 0$, véase la figura 11.5
 (valores de N_c)

11.5 Diseño de estabilidad última para cimientos superficiales

En los análisis que se resumieron en la sección anterior, se supone que la longitud del cimiento es infinitamente grande. Para dar un método general para fines de diseño de ingeniería se definen en general tres categorías de forma: corrida, rectangular y circular. A la luz de los trabajos de Beer (1967) y de Vesic (1970), parece aceptable la siguiente ecuación, con determinadas limitaciones, a cimientos superficiales de profundidad adecuada, y cargados verticalmente.

$$q_{u(\text{neta})} = cN_c s_c + \sigma_{vo} N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma - \gamma D \quad (11.5)$$

Donde N_c , N_q y N_γ son factores de capacidad de carga (Tabla 11.2) y s_c , s_q y s_γ son factores de forma (Tabla 11.3).

Tabla 11.3 Factores de forma para cimentaciones superficiales ($\phi > 0$)

Forma de la cimentación	s_c	s_q	s_γ
Corrida	1.00	1.00	1.00
Rectangular	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
Circular o cuadrada	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6

Tomado de DeBeer (1967) y Vesic (1970)

Las principales limitaciones de esta ecuación general son:

- No se toma en cuenta la compresibilidad del suelo y los cambios consecuentes de volumen.
- No se toman en cuenta cambios en el nivel freático o en la presión de poro.
- Se supone que existe una relación lineal entre ϕ' , y el esfuerzo normal efectivo, lo cual puede no ser el caso a valores grandes del esfuerzo efectivo.

Su aplicación tal como la presentamos debe restringirse, por lo tanto, al caso de carga sin drenado en arcillas, y de carga con drenado en arenas densas, en las cuales el esfuerzo normal efectivo es de moderado a bajo. En otras condiciones, es probable que gobiernen en el diseño criterios alternativos, como por ejemplo, el asentamiento.

Cimientos sobre arenas y gravas

En suelos de alta permeabilidad se pueden presentar rápidos cambios en el nivel del agua subterránea con los efectos consecuentes sobre la densidad del suelo y las presiones de poro. Los cálculos de capacidad de carga se deben efectuar en

	posición del nivel freático	2º término $\sigma'_o N_q$ $= (q_o + \gamma' z) N_q$	3º término $\frac{1}{2} B \gamma' N_\gamma$
	en la superficie	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$
	en la base de la cimentación	$\gamma' = \gamma$	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$
	por debajo de la zona pasiva	$\gamma' = \gamma$	$\gamma' = \gamma$
<p>Nota: Cuando existe una componente ascendente del flujo de infiltración con un gradiente hidráulico i, el peso unitario efectivo (γ') debe reducirse en una cantidad igual a $i \gamma_w$.</p>			

Figura 11.5 Reducción de γ' debida al agua subterránea

términos del esfuerzo efectivo y la ecuación (11.5) se debe escribir del siguiente modo:

$$q_{ult(neta)} = \sigma'_{vo} N_q s_{q_q} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma - \gamma' D \tag{11.6}$$

Nótese que se elimina el “término de cohesión” ya que $c' = 0$. En general, los valores de N_q y N_γ se deducen a partir de pruebas *in situ* (véase sección 11.8), o se pueden tomar de la tabla 11.2 en relación al ángulo ϕ' , de resistencia al corte con drenado. El valor de σ'_{vo} es la presión efectiva de sobrecarga a la profundidad del cimiento:

$$\sigma'_{vo} = q_o + \Sigma(\gamma' \Delta z) \tag{11.7}$$

En donde q_o = intensidad de la sobrecarga superficial
 Δz = espesor de la capa

El valor de γ' , es el *peso unitario efectivo* de cada capa de suelo y se determina como sigue:

Sobre el nivel freático: $\gamma' = \gamma$

Abajo del nivel freático:

sin infiltración: $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$
 con infiltración vertical *hacia arriba*: $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w - i\gamma_w$
 con infiltración vertical *hacia abajo*: $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w + i\gamma_w$

Donde γ_w = peso unitario del agua = 9.81 kN/m³
 i = gradiente hidráulico del flujo de infiltración

En los suelos sin cohesión con valores de ϕ' entre moderados y altos, la capacidad de carga se reduce en forma sustancial, cuando el nivel freático está situado entre la zona que se extiende desde la superficie hasta una profundidad B por debajo de la cimentación. La figura 11.5 muestra los valores de γ' que se deben usar en las ecuaciones (11.6) y (11.8) para varias posiciones críticas del nivel freático. Aunque es posible calcular el efecto del nivel freático a niveles intermedios, resulta más simple y probablemente más seguro suponer que se tendrá la posición más alta.

Ejemplo 11.1 Un cimiento superficial largo de 2.5 m de anchura se debe desplantar a una profundidad de 2.0 m en una arena compacta bien drenada que tiene las siguientes propiedades:

$$c' = 0 \quad \phi' = 34^\circ \quad \gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

Calcular la carga segura por metro de longitud basada en la capacidad última de carga y aplicando un factor de seguridad igual a 3.0.

Primero se calcula la capacidad neta última de carga. Suponiendo que no hay sobrecarga superficial adyacente al cimiento:

$$q_{u(\text{neto})} = \gamma' D N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma - \gamma' D$$

De la tabla 11.2: $N_q = 29.4$, $N_\gamma = 34.5$

De la tabla 11.3: $s_q = s_\gamma = 1.0$

En condiciones de buen drenado: $\gamma' = \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} \text{Por lo tanto, } q_{u(\text{neto})} &= 19 \times 2(29.4 - 1) + \frac{1}{2} \times 19 \times 2.5 \times 34.5 \\ &= 1899 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad segura de carga, } q_s &= q_{u(\text{neto})} / F + \gamma' D \\ &= 1899/3 + 19 \times 2 = 671 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga segura por metro de longitud, } Q_s = 671 \times 2.5 = \underline{1678 \text{ kN}}$$

11.9 Cimentaciones en pilotes

El uso de cimentaciones en pilotes cuando se tienen terrenos malos o saturados de agua tiene antecedentes prehistóricos. Las evidencias del uso de pilotes de

madera hechos con los troncos rectos de árboles y posteriormente pilotes de vigas paralelas y de punta cónica, pueden encontrarse arqueológicamente desde las primeras civilizaciones hasta el tiempo presente. Los pilotes actuales utilizan las técnicas más modernas de la ciencia y la tecnología, y algunas de ellas, como las técnicas de diseño, son muy sofisticadas. Sin embargo, las razones básicas para usar pilotes, a diferencia de otros tipos de cimentación, siguen siendo las mismas. A continuación se mencionan algunos problemas de cimentación, los cuales se resuelven con sistemas de pilotes:

- a) Cuando la capa de suelo con la capacidad de carga adecuada está situada a demasiada profundidad para el uso económico de cimentaciones convencionales.
- b) Cuando una o varias capas de suelo situadas justo debajo de una estructura son blandas o de mala compactación.
- c) Cuando una o varias capas del suelo justo debajo de una estructura son de naturaleza que va de moderada a altamente variable.
- d) En lugares donde los estratos del suelo y en algunos casos la propia superficie están muy inclinados.
- e) En lugares cerca de ríos o de riberas donde la acción de la marea o de las olas así como la socavación, pueden hacer variar la cantidad de material cerca de la superficie.
- f) Para estructuras que transmiten cargas altamente concentradas.
- g) Para estructuras que transmiten cargas horizontales o inclinadas significativas.
- h) Para obras que estructural o funcionalmente pueden ser sensibles al asentamiento diferencial.

El lector interesado en un tratamiento detallado de los tipos de pilotes y los métodos para usarlos puede acudir a referencias relacionadas con la ingeniería de la cimentación, como Tomlinson (1986) o Whittaker (1976).

Desde el punto de vista del diseño y la construcción, los pilotes se clasifican en dos tipos:

- a) Pilotes *hincados o de desplazamiento*, que por lo general están preformados antes de ser hincados o martillados en el terreno.
- b) Pilotes de *perforación o de reemplazo*, que requieren contar con una perforación en la cual se forma el pilote, por lo general con concreto reforzado.

Armstrong (1973) publicó una guía tabular muy útil para la selección de tipo de pilote.

Otro método para clasificar los pilotes se basa en la forma en que se deriva su capacidad de carga:

Pilotes de punta (Fig. 11.18a). En este caso el pilote actúa como una columna con confinación lateral, y la carga se transmite hacia la punta mientras que el suelo resiste con su capacidad de carga.

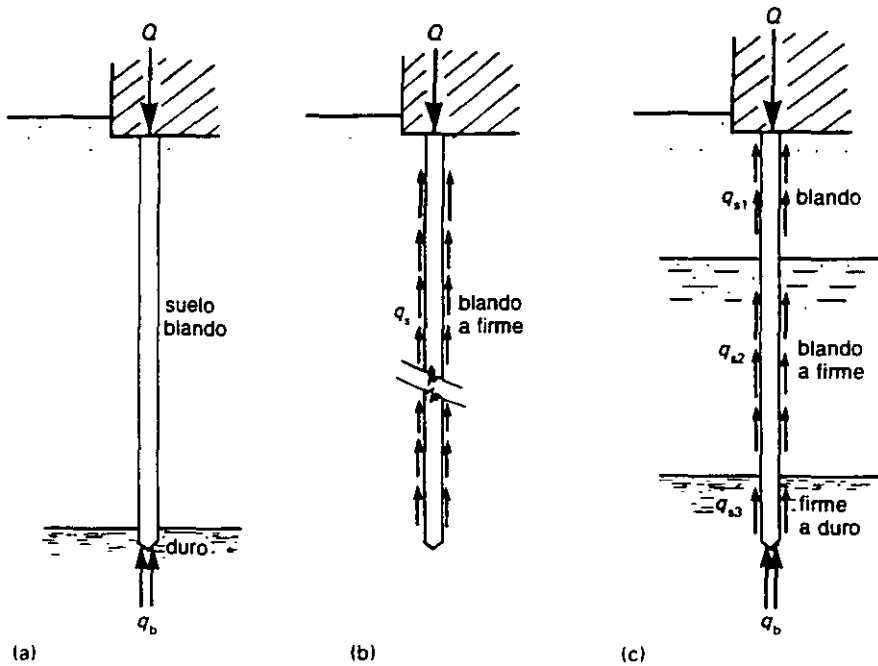


Figura 11.18 Capacidad de carga de los pilotes
 (a) De punta, (b) de fricción, (c) combinación: punta y fricción

Pilotes de fricción (Fig. 11.18b). En este caso, la carga se transmite al suelo a través de la adherencia o de la resistencia a la fricción a lo largo del fuste de los pilotes. Los pilotes de fricción puros tienden a ser muy largos, puesto que la capacidad de carga es una función del área del fuste en contacto con el suelo. En los suelos sin cohesión, como las arenas cuya densidad va de intermedia a baja, los pilotes de

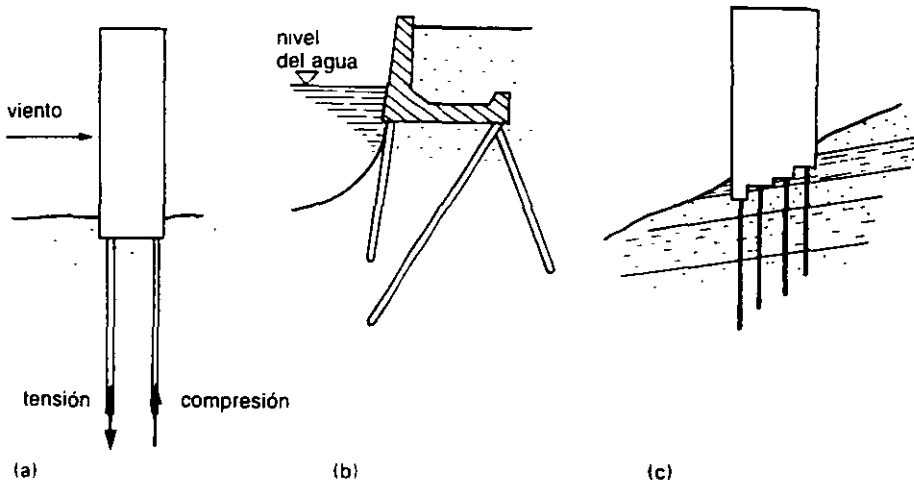


Figura 11.19 Tipos especiales de pilotes
 (a) Pilotes de tensión, (b) pilotes inclinados, (c) pilotes de corte

fricción suelen usarse para aumentar la densidad, por tanto, la resistencia al corte.

Sin embargo, en la mayor parte de los casos, la capacidad de carga depende tanto de la punta como de la fricción del fuste (Fig. 11.18b). Algunos otros tipos de pilotes para problemas especializados son *pilotes de tensión* (Fig. 11.19a), por ejemplo, para prevenir el derrumbe de edificios altos; *pilotes inclinados* (Fig. 11.19b), por ejemplo, instalaciones en puertos y en ríos; y *pilotes de corte* (Fig. 11.19c), por ejemplo, para resistir fuerzas o movimientos horizontales.

Desde el punto de vista del diseño es muy conveniente dividir los pilotes en dos clases: *hincados* y *de perforación*, puesto que el enfoque para obtener el valor para la capacidad de transmisión de carga es bastante diferente para ambos. Para pilotes *hincados* se usan fórmulas dinámicas y para pilotes de perforación se usan fórmulas *estáticas*. Las fórmulas estáticas también pueden usarse para pilotes hincados, en especial cuando se trata de suelos sin cohesión.

11.10 Fórmulas dinámicas para el cálculo de pilotes

La resistencia última estática de los pilotes se predice a partir de la dinámica de la propia operación de hincar los pilotes. La energía cinética impartida por el martillo se iguala al trabajo realizado por el pilote en su penetración en el suelo.

Energía cinética neta = trabajo realizado durante la penetración

Básicamente, para un martillo de peso W , que cae desde una altura h y causa una penetración s , la carga de resistencia puede obtenerse a partir de:

$$W_h - (\text{pérdidas de energía}) = R_s$$

Las pérdidas de energía pueden ser debidas al rebote del martillo, a la compresión de los pilotes o de las cabezas de los mismos, a la fricción, al calor y a la deformación causada en el suelo. Se han propuesto varias fórmulas para tomar en consideración todos estos efectos. Cada caso particular con una ecuación específica, tiene su propio grado de confiabilidad; pero en todos los casos, en especial cuando se trata de suelos sin cohesión, los resultados deben correlacionarse con pruebas de carga estática adecuadas. Ramey y Johnson (1979) publicaron los resultados de un estudio en el cual se comparan los datos de pruebas de carga en forma estadística con las capacidades de transmisión de carga que se predicen para cinco de las fórmulas más comunes.

11.11 Ecuaciones de capacidad estática para el cálculo de pilotes

El enfoque estático para el diseño de pilotes es muy parecido al que se utiliza en las cimentaciones poco profundas. Es decir, se aplica la teoría elasticoplástica convencional, haciendo uso de los parámetros de resistencia al corte con o sin drenado de los suelos. Las diferencias principales se deben a que el suelo en la base y a lo largo del fuste está bastante por abajo de la superficie del terreno.

Se considera que la capacidad última de carga de un pilote individual es la suma de sus resistencias de punta y de fuste movilizadas por la carga aplicada:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W \\ &= A_b q'_b + \Sigma A_s q'_s - W \end{aligned} \quad (11.37)$$

Donde A_b y A_s = áreas de la punta y del fuste respectivamente
 q_b = capacidad neta última de carga del suelo en el extremo del pilote
 q_s = adherencia movilizada o resistencia a la fricción a lo largo del fuste
 W = peso del pilote - peso del suelo reemplazado
 $= 0.25\pi d^2 L(\gamma_p - \gamma)$
 d = diámetro del pilote
 L = long. del pilote
 γ_p = densidad media del pilote

Obsérvese que W es despreciable en la mayoría de los casos, especialmente cuando los pilotes son de madera, pero es considerable en el caso de pilotes de acero.

Suelos sin cohesión

La capacidad última de carga de las arenas depende de manera primordial de su densidad relativa, pero cuando se hinca un pilote se produce un efecto de aumento de D_r . Como esto puede tener un efecto significativo en las subsiguientes propiedades de resistencia al corte, la predicción de la capacidad de carga usando parámetros medidos antes de hincar el pilote, suele ser difícil. En tales casos, es esencial la correlación con los resultados de pruebas de carga.

La capacidad neta última de carga en la base del pilote es:

$$q'_b = \sigma'_v N_q \quad (11.38)$$

Donde σ'_v = presión efectiva de sobrecarga en la base
 N_q = factor de capacidad de carga

Meyerhof (1976) y Berezantsev *et al* (1961) han obtenido valores de N_q que se correlacionan bastante bien con los límites aceptables de asentamiento (Fig. 11.20).

El término de resistencia friccionante comprende el área del fuste enterrada, multiplicada por la fricción promedio en la superficie del fuste, sumada para una serie de estratos. Para un estrato dado, la resistencia por fricción en la superficie está determinada por:

$$q_s = K_s \sigma'_v \tan \delta = \beta_s \sigma'_v \quad (11.39)$$

Donde K_s = coeficiente de presión de tierra, dependiente en alto grado de la densidad relativa del suelo

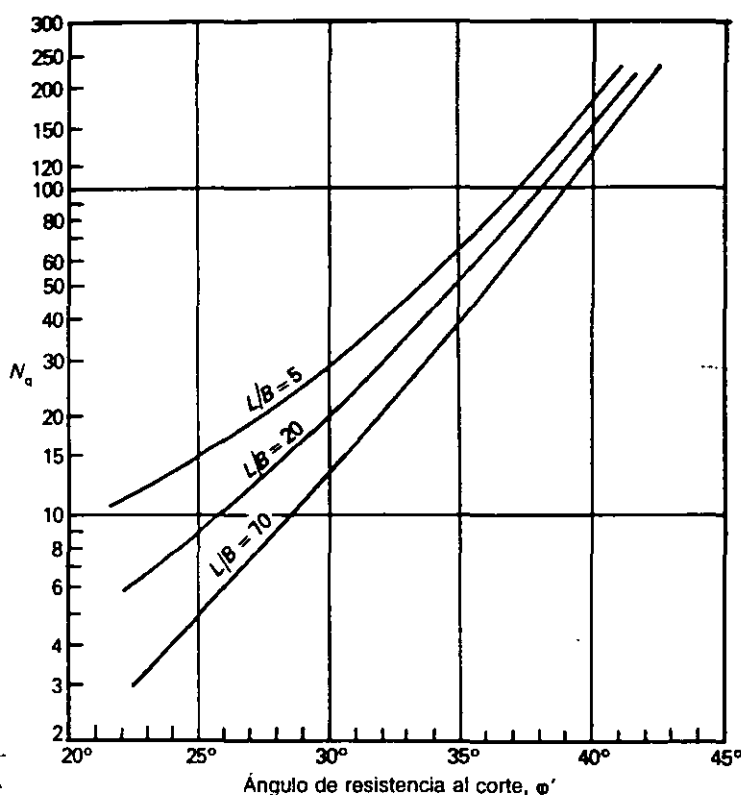


Figura 11.20 Valores de N_q para fórmulas de pilotes (Tomado de Berezantsev y cols., 1961)

σ'_v = presión efectiva promedio de sobrecarga en el estrato
 δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo

Las resistencias de fricción en la base y el fuste no se desarrollan en forma lineal con la profundidad por debajo de ciertas profundidades. Esto se debe probable y principalmente a efectos de bóveda en el suelo, que se relacionan con su densidad y compresibilidad relativas. Por lo tanto, se recomienda que la presión efectiva de sobrecarga [en las Ecs. (11.38) y (11.39)] se calculen en forma lineal con la profundidad tan sólo hasta una *profundidad límite* (z_L) y en adelante se supongan constantes a mayores profundidades. En la figura 11.21 se dan valores de z_L que se correlacionan aproximadamente con la densidad relativa (D_r , %) y ϕ' .

Cuando $z < z_L$: $\sigma'_v = \gamma z - u_z$

Cuando $z \geq z_L$: $\sigma'_v = \gamma z_L - u_{zL}$

La tabla 11.9 muestra valores empíricos sugeridos para K_p , δ y el valor combinado β_p para pilotes de concreto y de acero en arenas. Puesto que en la práctica es difícil obtener muestras inalteradas para pruebas de corte en el laboratorio, por lo general se obtienen valores empíricos de ϕ' a partir de pruebas de carga o *in situ*.

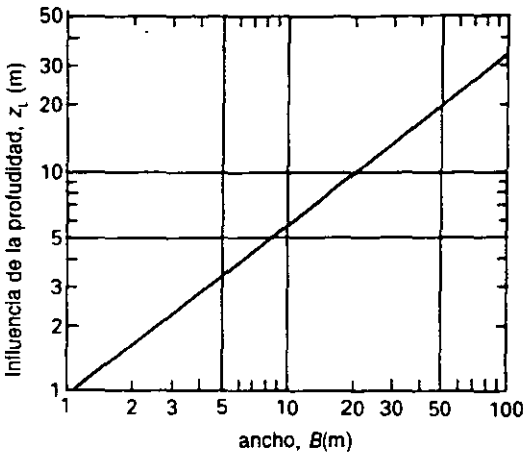


Figura 11.21 Influencia de la profundidad (Según Burland y Burbridge, 1985)

Tabla 11.9 Coeficientes de fricción en la superficie del pilote

	K _s	δ	β _s tan δ	
			φ' = 25°	φ' = 40°
<i>Pilotes de concreto</i>				
Arena suelta	1.0	0.75φ'	0.34	0.58
Arena densa	2.0		0.68	1.15
<i>Pilotes de acero</i>				
Arena suelta	0.5	20°		0.18
Arena densa	1.0			0.36

Capacidad de carga de pilotes con valores N de pruebas estándar de penetración

Meyerhof (1976) ha producido correlaciones entre las resistencias de base y fricción, y valores N (Tabla 11.10); se recomienda que primero se normalicen los valores N con respecto a una presión de sobrecarga (a nivel de medición) de 100 kN/m², con el siguiente factor de corrección:

$$C_{NP} = 0.77 \log(1920/\sigma'_v) \tag{11.40}$$

En donde σ'_v = presión efectiva de sobrecarga a la profundidad de la medición

Capacidad de carga de pilotes empleando valores de resistencia al cono

Debido a la variabilidad inherente a los depósitos de arena, es necesario determinar un promedio de las resistencias medidas al cono sobre y abajo del extremo del pilote. Heijnen (1974) ha sugerido un método para hacerlo:

Capacidad última de carga del extremo, $Q_b = q_p A_b$ (11.41a)

En donde $q_p = \frac{1}{2}(\bar{q}_{c1} - \bar{q}_{c2})$ (11.41b)

y \bar{q}_{c1} = valor promedio mínimo de q_c debajo del extremo del pilote y hasta una profundidad bajo el extremo entre $0.7d$ y $4.0d$ (calculada en una serie de tanteos)
 \bar{q}_{c2} = valor promedio de q_c entre la profundidad del extremo del pilote y $8d$ arriba de él.

La costumbre típica en Holanda es establecer valores límite para q_p relacionados al valor que se calcula empleando las ecuaciones (11.41a y b) y la historia de esfuerzos del suelo; los valores límite recomendados (Kamp, 1977) se dan en la figura 11.22.

Aunque se puede calcular la resistencia del fuste a partir de valores de fricción lateral local, se pueden tener estimaciones más exactas a partir de resistencias al cono.

Resistencia última del fuste, $Q_s = S_p \sum_0^L q_c \pi d \Delta L$ (11.42)

Donde L = longitud empotrada

y S_p = coeficiente que depende del tipo de pilote; los valores recomendados son 0.005 a 0.012 para pilotes de desplazamiento de madera maciza, concreto precolado y de acero, y 0.003 a 0.008 para pilotes de acero de extremos abiertos

Tabla 11.10 Capacidad última de carga de pilotes y valores N de pruebas de penetración estándar

Tipo de pilote*	Tipo de suelo	Resistencia última de la base q_b (kN/m ²)	Resistencia última del fuste q_s (kN/m ²)
Hincados	Arena gravosa	40 (L/d)N	2 \bar{N}
	Arena	≥ 400N	
	Limo arenoso	30 (L/d)N	
	Limo (ML)	≥ 300N	
Barrenados	Grava y Arenas	13 (L/d)N	\bar{N}
		≥ 130N	
	Limo arenoso	10 (L/d)N	
	Limo (ML)	≥ 100N	

donde L = longitud empotrada

d = diámetro del pilote

N = valor N cerca del extremo del pilote

\bar{N} = valor promedio N a lo largo de la longitud empotrada

*Para pilotes cuya conicidad sea mayor del 1%, agregar el 50%. Según Meyerhof (1976).

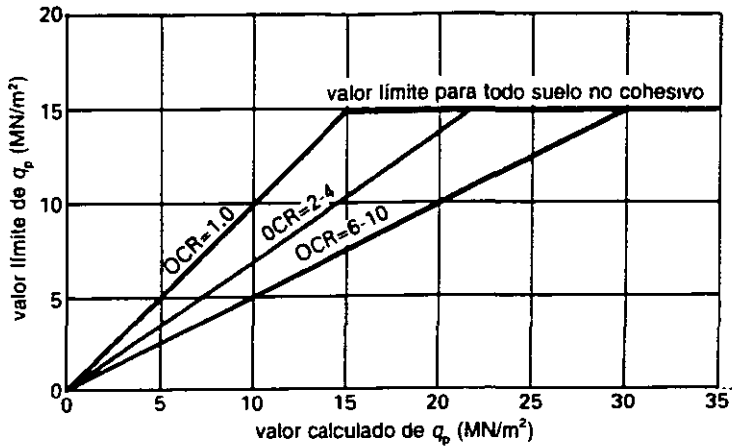


Figura 11.22 Valores límite de capacidad de carga de extremos de pilotes en arenas y gravas (Según te Kamp, 1977)

Pilotes aislados en suelos cohesivos

Son varios los factores que se conjuntan para reducir la resistencia al corte y la consecuente adherencia alrededor del pilote, entre éstos se encuentran el remoldeo, reblandecimiento debido al agua en la perforación o proveniente del concreto fresco, o bien por infiltración del agua en los poros del suelo. Es común suponer que existen condiciones sin drenar en el momento en el que se produce la carga, pero estudios recientes han demostrado que la disipación del exceso de la presión del agua en los poros se produce con bastante rapidez. En este caso, en el momento en que el pilote tiene su carga completa, las condiciones pueden estar más cercanas a las de drenado total. Burland (1973) sugirió un método para aplicar un análisis de esfuerzos efectivos usando coeficientes empíricos.

La capacidad de soporte de la punta todavía está relacionada con la resistencia al corte sin drenar, c_u :

$$q_b = c_u N_c \tag{11.43}$$

Donde N_c = valor de Skempton, esto es, 9.0 cuando $L/B > 4$, o 6.75 para arcillas fisuradas como la London

Sin embargo, la fricción en la superficie del pilote se expresa en términos del esfuerzo efectivo:

$$q_s = K_o \sigma'_{vo} \tan \delta = \beta_s \sigma'_{vo} \tag{11.44}$$

[véase la Ec. (11.39)]

El valor de K_o depende del tipo de suelo, del método de colocación del pilote y la historia de los esfuerzos del suelo.

Las correlaciones con las pruebas de carga han demostrado que para arcillas blandas, β_s queda dentro de un intervalo estrecho de valores (0.25 a 0.4), inde-

pendientemente del tipo de arcilla. Para una arcilla rígida preconsolidada, se presenta una situación más compleja debida en gran parte a la dificultad para estimar K_o , que varía con la profundidad. Skempton y otros han mostrado que, por ejemplo, con una arcilla London, K_o puede ser hasta de 3 cerca de la superficie, disminuyendo a menos de 1 a profundidad de más de 30 m.

Es posible obtener un valor de β_s más bajo suponiendo que $\delta = \varphi'_d$ y que $K_o = 1 - \text{sen } \varphi'_d$, con lo que:

$$\beta_s = (1 - \text{sen } \varphi'_d) \tan \varphi'_d \tag{11.45}$$

Donde φ'_d = ángulo drenado para la resistencia al corte de suelo remoldeado

Sin embargo, las pruebas llevadas a cabo con pilotes hincados en arcilla London muestran valores de β_s en el intervalo de 0.8 a 1.0. Esto parece indicar que resulta razonable continuar usando valores conservadores de β_s hasta que existan métodos para obtener mediciones confiables de K_o .

Fricción negativa en la superficie del pilote

Cuando los pilotes se hincan a través de una capa de material de relleno que se compacta a un ritmo lento o que se consolida debido a su propio peso, o bien cuando las capas que están por debajo de un relleno se consolidan bajo el peso del propio relleno, se ejerce un arrastre hacia abajo sobre el fuste del pilote (Fig. 11.23). Por consiguiente, la fricción entre la superficie del pilote y el suelo actúa en dirección descendente, con lo cual se *incrementa* la carga en el pilote. A medida que continúa la consolidación, la magnitud de la fricción negativa en la superficie del pilote aumenta, puesto que la presión efectiva de sobrecarga σ'_o va resultando más alta a medida que se disipa el exceso de presión de poro. Esto es

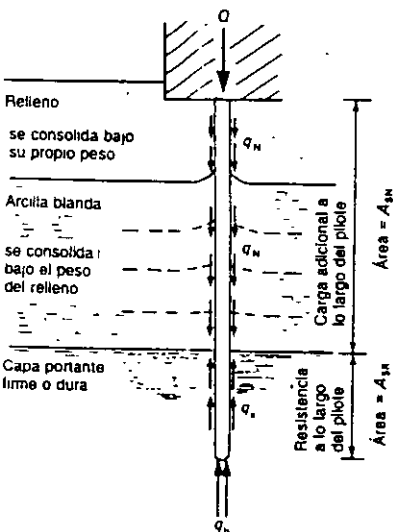


Figura 11.23 Fricción negativa en la superficie del pilote

530 Capacidad de carga de las cimentaciones

contrarrestado hasta cierto grado por la reducción de la presión efectiva de sobrecarga debida a la transferencia de la carga al pilote. Burland (1973) propuso que el valor apropiado de β era 0.25, cuando menos para los propósitos preliminares de diseño, en las arcillas normalmente consolidadas.

La expresión general para la capacidad de carga de un pilote sometido a una fricción negativa en su superficie es:

$$Q + \Sigma q_N A_{SN} = q_b A_b + \Sigma q_s A_{SR} \quad (11.46)$$

Estabilidad de taludes

9.1 Movimientos en taludes naturales y artificiales

Las masas de suelo o rocas con superficie inclinada o talud (superficies no horizontales) pueden ser el resultado de la acción de agentes naturales o bien construidas por el hombre; en la figura 9.1 se incluyen algunos ejemplos. Todos los taludes tienen una tendencia inherente a degradarse a una forma más estable (en última instancia, a una superficie horizontal) y, bajo este punto de vista, la *inestabilidad* equivale a la tendencia a moverse y la *falla* es el movimiento real de masas. Las fuerzas que causan la inestabilidad son la gravedad y la infiltración, mientras que la resistencia a la falla proviene de la geometría del talud y de la resistencia al corte de las rocas y el propio suelo.

El movimiento de masas puede darse como resultado de una falla al corte a lo largo de cierta superficie interna, o bien cuando una disminución general del esfuerzo efectivo entre las partículas causa una licuación total o parcial. Existe gran variedad de tipos de movimiento (fallas); para nuestros propósitos, conviene clasificarlas en tres categorías:

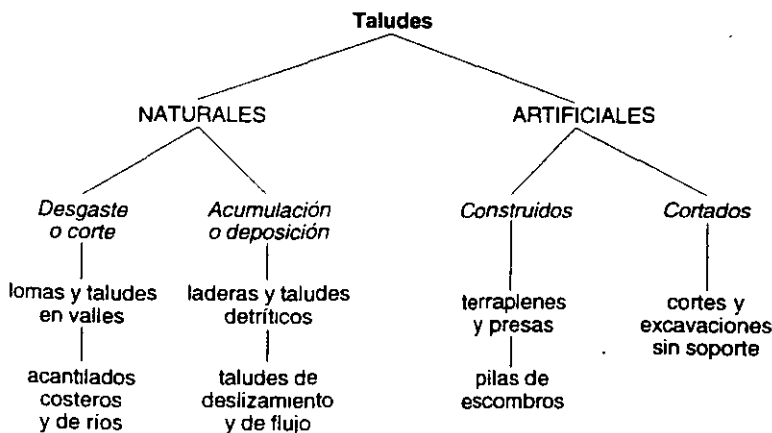


Figura 9.1 Taludes naturales y artificiales

deslizamiento no es totalmente aleatorio, por lo contrario, existen modelos definidos. Por ejemplo, cuando el ángulo de fricción es mayor a 3° , el círculo crítico casi siempre pasa a través del pie del talud. Éste es también el caso cuando, cualquiera que sea el valor de ϕ , el ángulo del talud es superior a 53° (Fig. 9.16).

La figura 9.17 muestra una gráfica a partir de la cual se puede tener un primer centro de tanteo, para condiciones homogéneas sin drenado. Los valores de Y_c/H y X_c/H se encuentran en correspondencia con el ángulo β de la pendiente, siendo

- X_c = la distancia horizontal desde el pie hasta el centro del círculo
- Y_c = distancia vertical desde el pie hasta el centro del círculo

Por lo tanto, se puede hacer que el primer centro para tanteo sea el centro del primer grupo de nueve centros de tanteo. Después de evaluar los factores de seguridad, se escogen en forma táctica nuevos centros, de acuerdo con la tendencia de los valores mínimos. También se pueden incorporar variaciones en el radio durante los cálculos. En general se emplean técnicas simples de graficado y delineado en coordenadas, para localizar el círculo más crítico.

Cuando por debajo del talud hay una capa más dura o más rígida de roca, la profundidad del círculo de deslizamiento crítico está limitada (Fig. 9.18). De hecho, el círculo más crítico puede tocar a la superficie inferior más dura.

9.9 Método del número de estabilidad de Taylor

En 1948, D. W. Taylor propuso un método simple para determinar el factor de seguridad mínimo para un talud en un suelo homogéneo. Mediante el análisis de esfuerzo total basado en el método del círculo de fricción (ignorando la posibilidad de grietas de tensión), obtuvo una serie de curvas que relacionan un *número de estabilidad* (N) con el ángulo del talud β .

Considérese la expresión básica en el análisis de esfuerzo total,

$$F = \frac{c_u RL}{Wd} \quad (\text{de la Ec. 9.12})$$

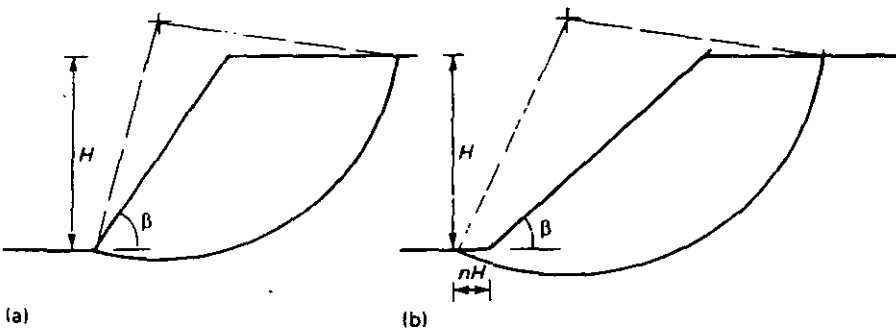


Figura 9.16 Factores que afectan a la localización del círculo crítico
 (a) A través del pie cuando $\phi > 3^\circ$ o $\beta > 53^\circ$, (b) enfrente del pie cuando $\phi < 3^\circ$ y $\beta \leq 53^\circ$.

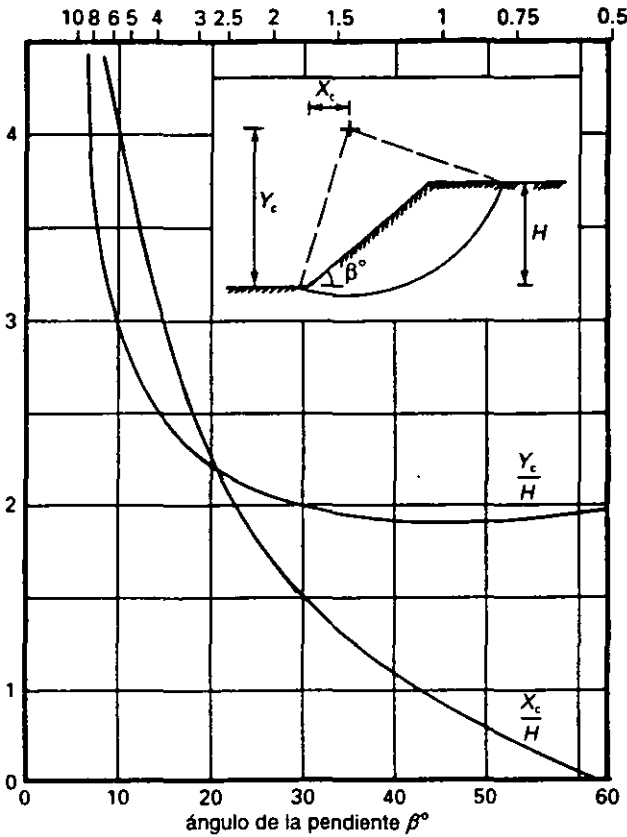


Figura 9.17 Ubicación del círculo crítico en primer tanteo

Obsérvese que $L \propto H$ y $W \propto \gamma H^2$, o sea que $L = K_1 H$ y $W = K_2 \gamma H^2$

$$\text{Entonces, } F = \frac{c_u R H K_1}{\gamma H^2 K_2 d}$$

El número de estabilidad depende de la geometría del círculo de deslizamiento y puede definirse como:

$$N = \frac{K_2 d}{K_1 R} = \frac{c_u}{F \gamma H}$$

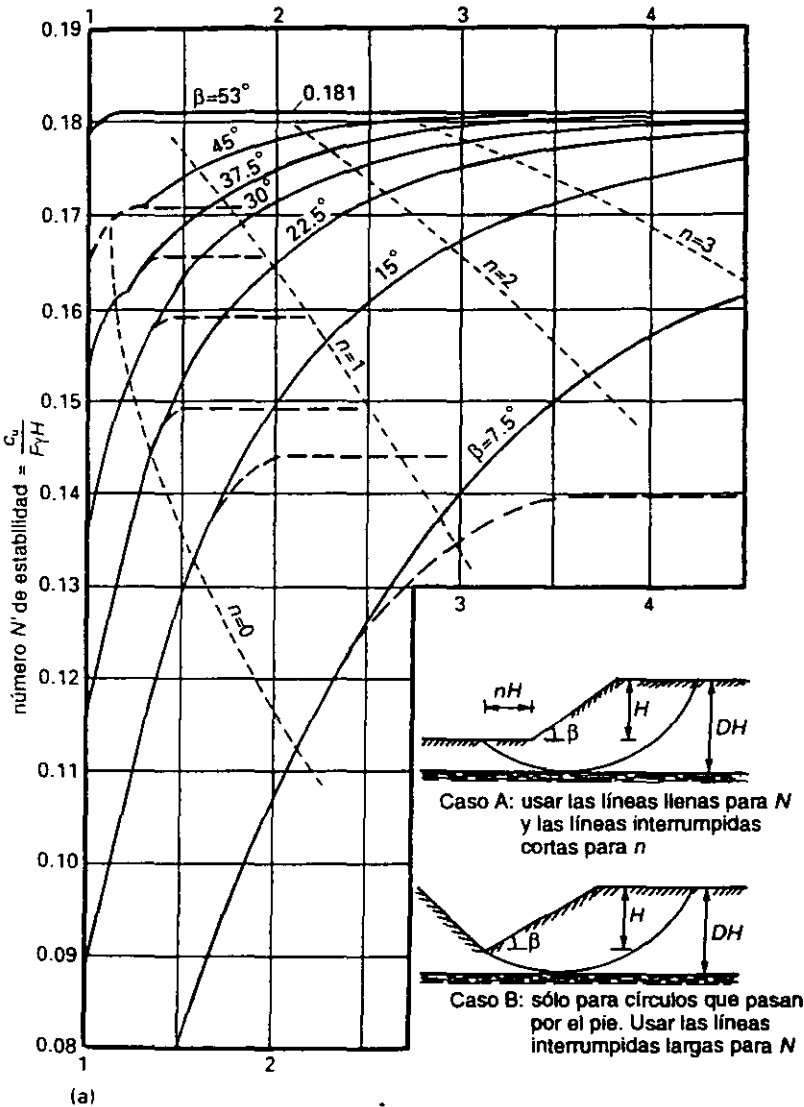
$$\text{Lo que da, } F = \frac{c_u}{N \gamma H} \tag{9.15}$$

O, puesto que, $c_{mob} = c_u / F$, el c_{mob} necesario es $= N \gamma H$

Los valores de N están relacionados con el ángulo del talud β , el ángulo de la resistencia al corte ϕ_u y el factor de profundidad D_p como se muestra en las gráficas de las figuras 9.18a y b. Para ángulos de pendiente mayores que 53° , el círculo crítico pasa a través del pie de la pendiente y se usa la gráfica de la figura 9.18b. Para

ángulos de pendiente menores que 53° , el ángulo crítico puede pasar frente al pie y se usa entonces la gráfica de la figura 9.18a. Cuando se restringe el círculo crítico a pasar por el pie, se deben usar las líneas gruesas interrumpidas de la gráfica. El valor de n , que da el punto de emergencia del círculo crítico frente al pie, se puede obtener mediante las líneas delgadas interrumpidas.

Ejemplo 9.7 Un corte en una arcilla saturada tiene una profundidad de 10 m. A una profundidad de 6 m bajo el piso del corte se encuentra una capa de roca dura. La arcilla tiene una cohesión no drenada de 34 kN/m^2 y un peso unitario volumétrico de 19 kN/m^3 . Calcular la pendiente segura máxima que proporcione un factor de seguridad de 1.25 respecto a una falla cortante a corto plazo.



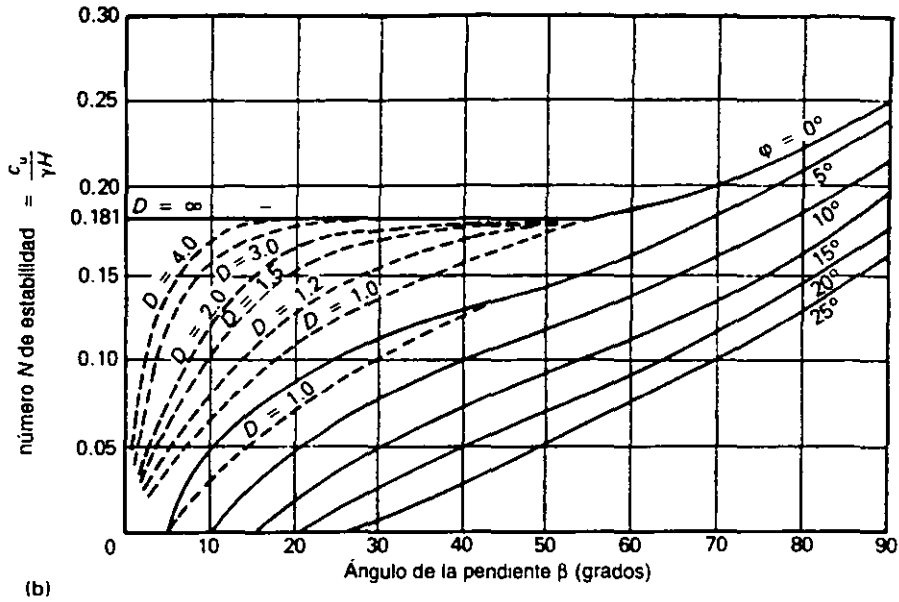


Figura 9.18 Gráficas del número de estabilidad de Taylor
 (a) Caso $\phi_u = 0$, (b) caso $\phi > 0$

Con referencia a la figura 9.18a,

$$H = 10 \text{ m y } DH = 16 \text{ m} \quad \therefore D = 1.5$$

$$\text{Número de estabilidad requerido, } N = \frac{c_u}{1.25\gamma H} = \frac{34}{1.25 \times 19 \times 10} = 0.143$$

El punto en la figura definido por $D = 1.5$ y $N = 0.143$ está asociado a un ángulo $\beta = 18^\circ$.
 También, en el diagrama se lee, $n = 0.2$
 Por lo tanto, el círculo saldrá 2.0 m frente al pie.

Ejemplo 9.8 Un corte en un suelo cohesivo tiene un talud con un ángulo de 35° y una altura vertical de 8 m. Usando el método de número de estabilidad de Taylor, determínese el factor de seguridad para la falla al corte en los siguientes casos:

- a) $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$ $\phi_u = 0$ $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ D es grande
- b) $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$ $\phi_u = 0$ $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $D = 1.5$

a) Cuando D es grande, $b < 53^\circ$ y $\phi_u = 0$; entonces, $N = 0.181$

$$\text{Factor de seguridad, } F = \frac{40}{0.181 \times 18 \times 8} = \underline{1.53}$$

b) Para $D = 1.5$, $\beta = 35^\circ$ y $\phi_u = 0$; entonces, con la figura 9.18b:
 $N = 0.168$ y $n = 0.6$

$$\text{Factor de seguridad, } F = \frac{40}{0.168 \times 18 \times 8} = \underline{1.65}$$

Así la presencia de la capa más dura define al modelo de falla con un círculo crítico más pequeño, y por lo tanto el factor de seguridad es mayor, y el punto de emergencia (nH) de este círculo será $0.6 \times 8 = 4.8$ m.

9.10 Análisis de esfuerzo efectivo-método de las dovelas

Los análisis de estabilidad deben llevarse a cabo en términos del esfuerzo efectivo en problemas en los que hay cambios en la presión de poro, tales como terraplenes ya existentes y almacenamientos o bancos de escombros; también sirven para estimar la estabilidad a largo plazo de taludes y, en el caso de arcillas preconsolidadas, para condiciones inmediatas y de largo plazo. Debido a las variaciones de los esfuerzos a lo largo de la superficie de deslizamiento de prueba, la masa deslizante se considera como una serie de dovelas. Se selecciona un círculo de deslizamiento de prueba con centro en O y radio R (Fig. 9.19) y, por conveniencia, la distancia horizontal entre los dos extremos A y B se divide en dovelas de anchuras b iguales.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela de 1 m de longitud son como sigue:

W = peso del cuerpo de la dovela = γhb

N' = fuerza efectiva normal de reacción en la base de la dovela

T = fuerza cortante inducida a lo largo de la base
= $W \text{ sen } \alpha$

R_1 y R_2 = fuerzas impuestas en las caras laterales de las dovelas, provenientes de las dovelas adyacentes, que pueden resolverse en:

E_1 y E_2 = fuerzas normales interdovelas

X_1 y X_2 = fuerzas tangenciales interdovelas

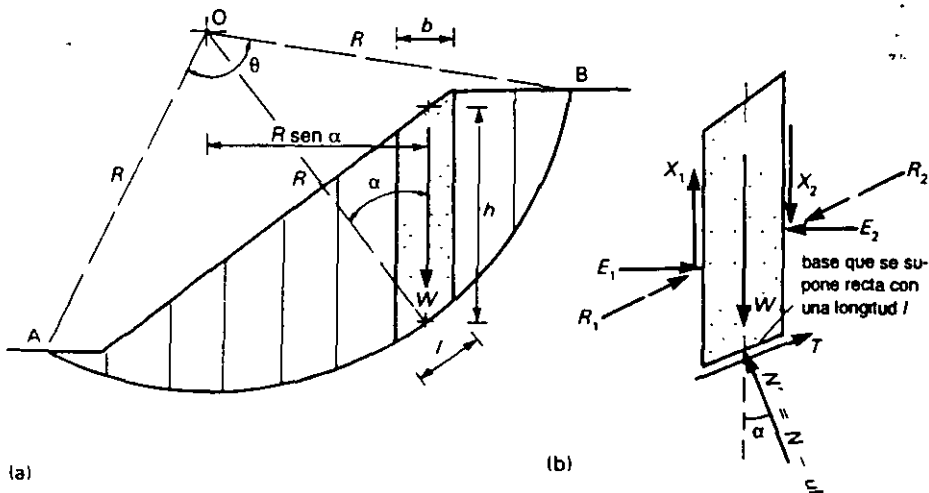


Figura 9.19 Método de las dovelas
(a) División de la masa deslizante, (b) fuerzas en una dovela

$$\text{Entonces, } G_s = \frac{512}{1557 - 1878 + 512} = \underline{2.68}$$

3.5 Compactación de suelos

El proceso de compactación produce un aumento de la densidad del suelo, con la consiguiente reducción del volumen aire-vacíos, pero sin que se modifique el volumen del agua. Esto se suele llevar a cabo por medios mecánicos, tales como rodillado, apisonado o vibrado. En la construcción de bases de carreteras, pistas, presas de tierra y terraplenes, el suelo se coloca en capas de espesores específicos, compactando cada capa hasta una especificación relacionada con el tipo de equipo que se usa. En la tabla 3.2 se incluye una lista comparativa de los tipos comunes de equipos de compactación.

Tres son los objetivos principales que se buscan con la compactación de los suelos, que son:

Tabla 3.2 Selección de equipo de compactación

Tipo de equipo	Adecuado para	No adecuado para
Rodillo liso	Arenas y gravas bien graduadas; limos y arcillas de baja plasticidad	Arenas uniformes; arenas limosas; arcillas blandas
Rodillo de cuadros	Arena y gravas bien graduadas; rocas suaves; suelos cohesivos pedregosos	Arena uniforme; arenas con limo; arcillas con limo
Rodillo de pata de cabra (rodillo pisón)	Arenas y gravas con más de 20% de finos; la mayor parte de los suelos de granos finos	Suelos de granos muy gruesos; gravas sin finos
Rodillo neumático	La mayor parte de los suelos de granos gruesos y finos	Arcilla muy blanda; suelos de consistencia muy variable
Rodillo vibratorio	Arenas y gravas sin finos; suelos húmedos cohesivos	Limos y arcillas; suelos con 5% o más de finos; suelos secos
Placas vibratorias	Suelos con hasta 12–15% de finos; áreas confinadas	Trabajo de alto volumen
Martinete mecánico o bailanna	Relleno de zanjas; trabajos en áreas pequeñas o de acceso restringido	Trabajo de alto volumen

En el cálculo del peso del cuerpo y otras fuerzas, deben incluirse los efectos de la sobrecarga en la superficie.

En el punto de equilibrio límite, el momento actuante total quedará balanceado exactamente por el momento resistente de la fuerza cortante movilizada total a lo largo de AB.

$$\sum \tau_m lR = \sum \frac{\tau_f}{F} lR = \sum W \operatorname{sen} \alpha R$$

$$\text{Lo que da } F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

Ahora, en términos del esfuerzo efectivo, $\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi'$
y $\tau'_f = c' + N' \tan \varphi'$

$$\text{Por lo que, } F = \frac{\sum c'l + \sum N' \tan \varphi'}{\sum W \operatorname{sen} \alpha}$$

o bien, si el suelo es homogéneo,

$$F = \frac{c' L_{AC} + \tan \varphi' \sum N'}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (9.16)$$

Donde L_{AC} = longitud de arco AC = θR

La forma de obtención de los valores de N' es de gran importancia. Se han sugerido varios métodos, algunos bastante simples y otros mucho más rigurosos. Estos últimos producen las estimaciones más precisas, pero sólo son posibles si se cuenta con computadoras. Se puede contar con una solución lógica combinando un método simple con un aumento del factor de seguridad.

Método de Fellenius

En este método se supone que las fuerzas entre las dovelas son iguales y opuestas, por lo que se cancelan entre sí, esto es, $E_1 = E_2$ y $X_1 = X_2$. Con esto, sólo es necesario resolver las fuerzas que actúan en la base de la dovela, por lo que:

$$\begin{aligned} N' &= W \cos \alpha - ul \\ &= \gamma hb \cos \alpha - ub \sec \alpha \quad (l = b \sec \alpha) \end{aligned}$$

o bien, haciendo $u = r_u \gamma h$

$$N' = \gamma h (\cos \alpha - r_u \sec \alpha) b$$

$$\text{o } \sum N' = \gamma b \sum h (\cos \alpha - r_u \sec \alpha)$$

Entonces, sustituyendo en la ecuación (9.13):

$$F = \frac{c' L_{AC} + \gamma b \tan \varphi' \sum h (\cos \alpha - r_u \sec \alpha)}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (9.17)$$

El número de dovelas consideradas no debe ser inferior a cinco, y es obvio que un número mayor produce una mucho mejor estimación de F . Aun así, este método

tiende a producir un valor de F que puede tener defecto hasta de 50%. También pueden producirse errores cuando r_u es alta y el círculo es profundo o su radio es bastante pequeño. En tales casos, resulta preferible aplicar el método de Bishop.

- a) Reducir la relación de vacíos, por tanto, la permeabilidad del suelo (esto también produce el efecto de controlar la absorción de agua y los consiguientes cambios de contenido de humedad).
- b) Incrementar la resistencia al corte, con lo que se aumenta la capacidad de carga del suelo.
- c) Lograr que el suelo sea menos susceptible a los cambios de volumen, por tanto, a la tendencia a sufrir asentamientos bajo carga o por la influencia de vibraciones.

La efectividad del proceso de compactación depende de varios factores:

- a) Naturaleza y tipo de suelo (esto es, arena o arcilla; uniforme o de buena graduación, plástico o no plástico).
- b) Contenido de humedad en el momento de colocar el suelo.
- c) Compactación máxima posible con el suelo considerado.
- d) Compactación máxima posible en las condiciones de campo.
- e) Tipo de equipo de compactación que se use.

Relación densidad seca máxima/contenido de humedad

El estado de compactación de un suelo puede medirse de manera conveniente usando la densidad seca, cuyos valores están relacionados con el contenido de humedad. Al añadir agua a un suelo seco se forman películas de agua adsorbida alrededor de la partícula. A medida que las películas de agua adsorbida incrementan su espesor, las partículas quedan lubricadas y tienden a empaquetarse más cercanas unas de otras, con lo cual aumenta la densidad. Sin embargo, al llegar a un cierto punto, las películas de agua adsorbidas empiezan a empujar a las partículas separándolas, por lo que al seguirse aumentando la humedad, la densidad disminuye. Por consiguiente, la *densidad seca máxima* se presenta con un *contenido óptimo de humedad*, tal como lo muestra la figura 3.5.

Para evaluar el potencial de compactación de un suelo se usa uno de cualquiera de los tres ensayos estándar de laboratorio, tal como se detallan en el BS 1377 (1975) y se resumen en la tabla 3.3. El método de prueba consiste esencialmente en colocar el suelo en un molde apropiado ya sea en tres o cinco capas iguales, cada una de las cuales se somete a un grado específico de energía de compactación. Después de compactar la capa final, se determina la densidad total del suelo en el molde y se toma una muestra para analizar su contenido de humedad. Después se retira el suelo del molde, se vuelve a mezclar con una cantidad adicional de agua y se repite el procedimiento. Debe llevarse a cabo un total de cuando menos cinco pruebas para cada tipo de suelo. Inicialmente, el suelo se seca al aire y se eliminan las partículas mayores de 20 mm.

La densidad seca se calcula a partir de los valores de la densidad total y del contenido de humedad (véase la Ec. 3.14),

$$\rho_d = \rho / (1 + m)$$

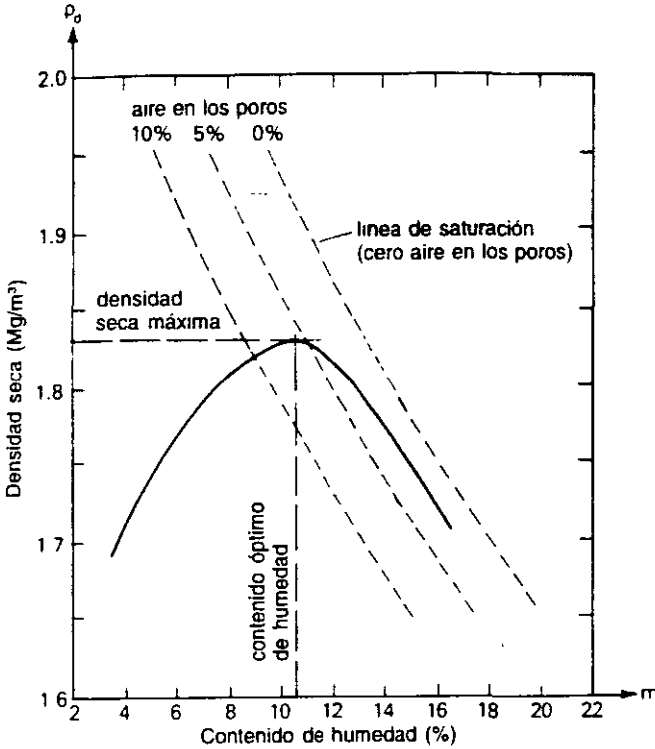


Figura 3.5 Gráfica de densidad seca/contenido de humedad

y con una gráfica (Fig. 3.5) de la densidad seca/contenido de humedad. Con esta curva, se determina la *densidad seca máxima* para el grado de compactación utilizado. También se reporta el valor de contenido de humedad que corresponde a la densidad seca máxima, que recibe el nombre de *contenido óptimo de humedad*.

La densidad seca máxima posible con un contenido de humedad determinado, recibe el nombre de *densidad seca de saturación*, que es el estado en el cual el suelo tiene cero aire en los poros, esto es, $A_v = 0$. Para valores de $A_v > 0$, la densidad seca máxima alcanzable está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + mG_s} (1 - A_v) \tag{3.26}$$

que se obtiene considerando la muestra de suelo modelo que se ilustra en la figura. 3.6, en la cual:

Volumen total $V = V_a + V_w + V_s$

Sustituyendo y transponiendo:

$$V(1 - A_v) = V_s(1 + mG_s)$$

Tabla 3.3 Prueba de compactación según las normas británicas (BS)

		Nombre común de la prueba		
		Prueba Proctor	Prueba AASHTO modificada	Prueba de martillo vibrador
Designación BS		Método de 2.5 kg	Método de 4.5 kg	Método de martillo vibrador
Suelo:	cantidad	5 kg	5 kg	25 kg
	tamaño	20 mm	20 mm	37.5 mm
Molde:	volumen	1000 cm ³	100 cm ³	2305 cm ³
	diámetro interno	105 mm	105 mm	152 mm
	altura	115.5 mm	115.5 mm	127 mm
Apisonador:	masa	2.5 kg	4.5 kg	Martillo vibrador de 145 mm de diámetro
	diámetro de la superficie caída	50 mm	50 mm	
	altura	300 mm	450 mm	
Núm. de capas		3	5	3
Núm. de golpes por capa		27	27	Vibración durante 60 s

Lo que da
$$\frac{V_s}{V} = \frac{1 - A_v}{1 + mG_s}$$

Ahora,
$$\rho_d = \frac{V_s G_s \rho_w}{V}$$

Entonces,
$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + mG_s} (1 - A_v)$$
 Q.E.D.

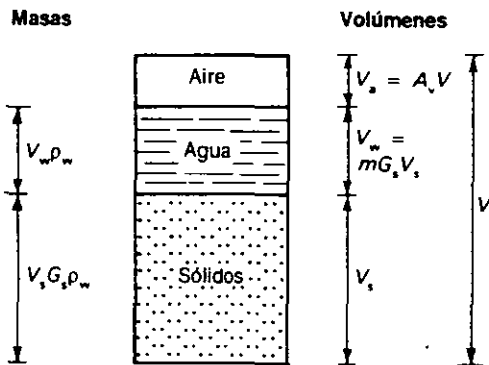


Figura 3.6

Para obtener una estimación del contenido de aire en los poros del suelo, a la gráfica de densidad seca/contenido de humedad (Fig. 3.5), se le adiciona un conjunto de curvas que representan 0, 5% y 10% de aire en los poros. Un aumento del esfuerzo de compactación produce una densidad seca máxima más elevada con un contenido óptimo de humedad más bajo, quedando la relación de aire en los poros casi invariable (Fig. 3.7).

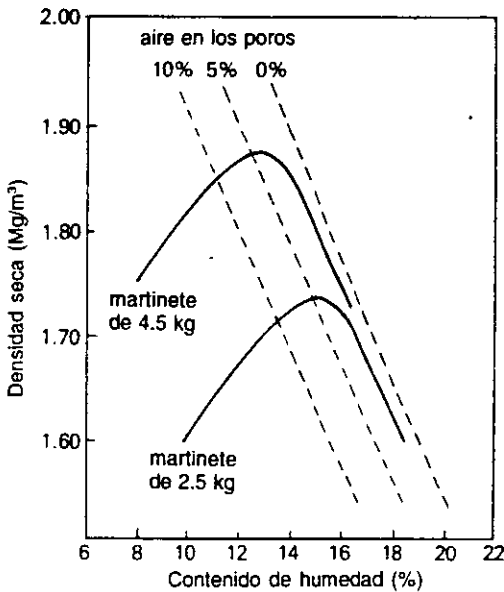


Figura 3.7 Efecto de diferentes esfuerzos de compactación en la curva ρ_d/m

Ejemplo 3.9 En una prueba de compactación BS, se obtuvieron los siguientes datos:

Contenido de humedad (%)	5	8	10	13	16	19
Densidad total (Mg/m^3)	1.87	2.04	2.13	2.20	2.16	2.09

$G_s = 2.70$

- a) Trácese la gráfica de densidad seca con respecto al contenido de humedad y determinen-se con ella la densidad seca máxima y el contenido óptimo de humedad.
- b) Usando las mismas coordenadas, trácese las curvas ρ_d/m para cero y 5% de aire en los poros, para determinar el contenido de aire en los poros a la densidad seca máxima.

a) Con la ecuación (3.14): $\rho_d = \rho / (1 + m)$

Contenido de humedad (%)	5	8	10	13	16	19
Densidad seca (Mg/m^3)	1.78	1.89	1.94	1.95	1.86	1.76

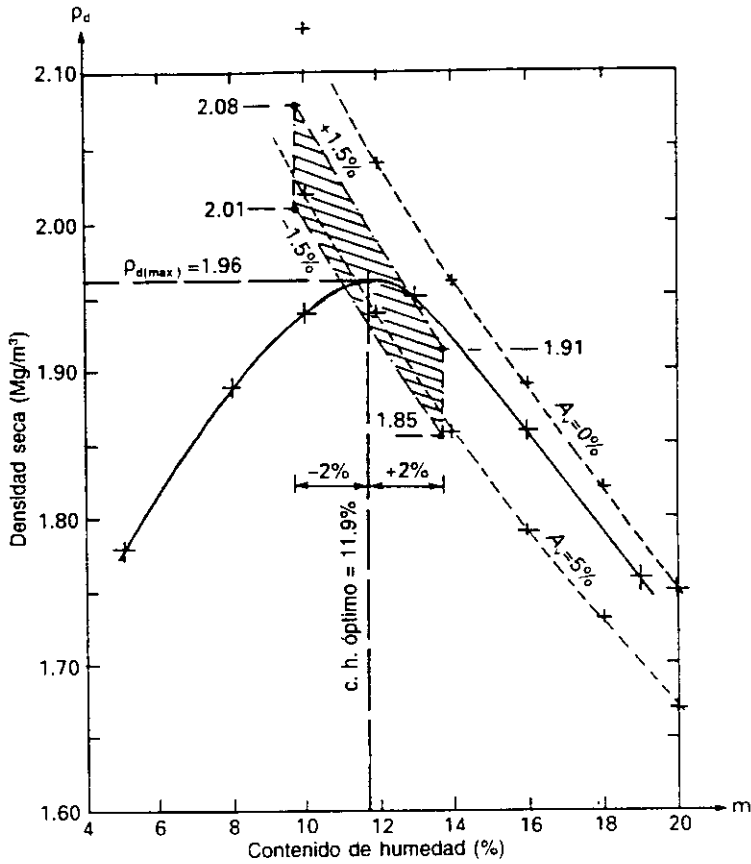


Figura 3.8

Al graficar estas cifras se obtiene la curva que se muestra en la figura 3.8

De acuerdo con la curva: densidad seca máxima 1.96 Mg/m³

contenido óptimo de humedad 11.9%

- b) Usando la ecuación (3.26), las densidades secas correspondientes a 0 y 5% de aire en los vacíos serán:

	Contenido de humedad (%)					
	10	12	14	16	18	20
ρ_d cuando: $A_v = 0$	2.13	2.04	1.96	1.89	1.82	1.75
$A_v = 5\%$	2.02	1.94	1.86	1.79	1.73	1.67

Graficando las dos curvas (Fig. 3.8) e interpolando en el valor $\rho_{d(max)}$:



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
D G C O H
FEBRERO DEL 2003

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación y Floculación

Se llama coagulación - floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas, con peso específico superior al del agua, llamadas floc. Dicho proceso se usa para:

- Remoción de turbiedad orgánica o inorgánica que no puede sedimentar rápidamente.
- Remoción de color verdadero y aparente.
- Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
- Destrucción de algas y plancton en general.
- Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos precipitados químicos suspendidos en otros.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulantes

Los coagulantes se pueden clasificar en dos grandes grupos y ambos básicamente actúan como polímeros además de la carga eléctrica que poseen:

- Los **polielectrolitos** o ayudantes de coagulación. Las cadenas poliméricas están ya formadas cuando se los agrega al agua.
- Los coagulantes **metalicos**. La polimerización se inicia cuando se pone el coagulante en el agua, después de lo cual viene la etapa de adsorción por los coloides presentes en la fase acuosa.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Polielectrolitos

Se utilizan como coagulantes o como ayudantes de coagulación. Los polielectrolitos son una serie de compuestos orgánicos muy variados en su estructura química, como derivados del almidón y la celulosa, materiales proteínicos comerciales.

Químicamente son polímeros de alto peso molecular ($10^4 - 10^7$) con un gran número de sitios activos en sus largas cadenas orgánicas, que pueden ser lineales o con brazos, compuestos de un solo tipo de monómero o de varios tipos, pero, en todos los casos, forman macromoléculas de tamaño coloidal.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Polielectrolitos

Los polielectrolitos se clasifican de acuerdo con su carga en *anionicos y cationicos*, según que los grupos ionizables que posean sean negativos o positivos. También pueden ser no iónicos, cuando no poseen grupos ionizables.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Polielectrolitos

La ventaja de los polielectrolitos radica en que cuando las partículas no pueden aproximarse por las fuerzas de repulsión creadas por la doble capa, la gran longitud de las cadenas poliméricas, permite unir los coloides entre sí por energía química, en condiciones en las cuales no hubiera habido normalmente coagulación. Esta reacción es generalmente muy rápida, con 85 % del polímero adsorbido en menos de 10 segundos.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Polielectrolitos

La cantidad de polielectrolito que se usa es por lo común muy pequeña. Suele estar entre 0.01 y 1 mg/l , lo que compensa un poco por su precio, que es alto. Los polielectrolitos sintéticos, sin embargo, rara vez se usan solos, sino en combinación con coagulantes metálicos.

La razón para usar bajas dosis está en la cantidad tan enorme de segmentos que ellos poseen. La *poliacrilamida* con un peso molecular de 5.5×10^6 produce 10^{13} segmentos por litro de agua con una dosis de 0.1 mg/l .

PLANTAS POTABILIZADORAS

Polielectrolitos

- Los polielectrolitos usados en unión de coagulantes metálicos comunes, producen un floc que sedimenta rápidamente.
- Con ciertas aguas, la dosificación de polielectrolitos en pequeñas cantidades reduce el gasto de coagulantes.
- Las algas son rápidamente coaguladas con polielectrolitos catiónicos.
- A veces, los polielectrolitos no son igualmente efectivos con todas las aguas.
- Dosis excesivas de polielectrolitos producen despersión en lugar de ayudar a la coagulación.
- Deben los polielectrolitos añadirse en forma de solución diluida para asegurar una completa mezcla.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulantes Metálicos

Existe una variedad bastante grande de coagulantes metálicos los cuales se pueden clasificar en tres tipos.

SALES DE ALUMINIO

SALES DE HIERRO

COMPUESTOS VARIOS

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación con sales de aluminio

Las sales de aluminio forman un floc pesado. Las más conocidas de éstas son el ***sulfato de aluminio***, el ***sulfato de aluminio amoniacal*** y el ***aluminato de sodio***.

El ***sulfato de aluminio*** es el coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo, se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Química de Coagulación con Al (III)

El *sulfato de aluminio* $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, es un polvo de color marfil, ordinariamente hidratado, que con el almacenaje suele convertirse en terrones relativamente duros.

Cuando está en solución se encuentra hidrolizado, esto es, asociado con el agua.



PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación con Sales de Hierro

Las sales de hierro tienen ventaja sobre las sales de aluminio, en algunos casos, porque forman un floc más pesado y de mayor velocidad de asentamiento, y porque pueden trabajar con un rango de pH mucho más amplio. Por tanto se usan cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del floc para incrementar la eficiencia de ellos.

Las más conocidas de las ***sales de hierro*** son:

- **Cloruro férrico**
- **Sulfato férrico**
- **Sulfato ferroso**

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación con Sales de Hierro

- **Cloruro Férrico**

Se consigue en tres formas:

- ◆ Cristales hidratados amarillos o cafés ($\text{Fe Cl}_3 \times \text{H}_2\text{O}$)
- ◆ Cristales anhidros de color verde oscuro (Fe Cl_3)
- ◆ Como solución del 35 % a 45 %

Cualquiera que sea la forma en que venga, *el cloruro férrico se aplica en solución del 2 al 20%*, según el tamaño de la planta y la capacidad del aparato dosificador

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación con Sales de Hierro

- **Cloruro Férrico**

El cloruro férrico puede trabajar con **pH** tan bajo como **4** y tan alto como **11**. Sin embargo, se suele utilizar más bien con *agua ácida y blanda*, fuertemente coloreada y que contiene ácido sulfhídrico.

Los **lodos** provenientes de la coagulación con hierro son muy corrosivos, tienen un color café oscuro y suelen manchar o teñir los objetos y las corrientes de agua. Son por eso difíciles de manejar.

PLANTAS POTABILIZADORAS

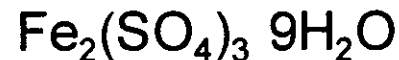
Coagulación con Sales de Hierro

- **Sulfato Férrico**

El sulfato férrico se encuentra en su forma *anhidra* como



pero comúnmente en su forma *hidratada* como



La adición de un álcali (cal o soda ash) en combinación con el coagulante, resulta en un rango más amplio del pH que puede ir desde **3.5** hasta **11**.

Suele, sin embargo, preferirse para que trabaje con aguas muy acidas.

PLANTAS POTABILIZADORAS

Coagulación con Sales de Hierro

Sulfato Ferroso

El sulfato ferroso es la fuente más barata de hierro como coagulante. Ordinariamente se usa hidratos como $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ y se conoce con el nombre de "**coperas**". Una de sus desventajas es que debe usarse en combinación con cal.

En la práctica profesional es conveniente agregarle un pequeño exceso de cal, de *1 a 5 mg/lt*, sin sobrepasar cierto límite para evitar la precipitación posterior del hidróxido férrico en las tuberías.

El sulfato ferroso se usa para agua turbia, fuertemente alcalina, con **pH** superior a **8** y es, por tanto, inadecuado para tratar agua blanda, especialmente si su contenido de color es alto, ya que la alcalinidad interfiere con la remoción del color.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **FUNCIÓN**

- ⇒ **Sedimentación simple**

Tanque de presedimentación y sedimentación en plantas con filtros lentos.

- ⇒ **Sedimentación con coagulantes**

Tanque para clarificación y/o ablandamiento en plantas con filtros rápidos.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Tiempo de retención

Sedimentación simple: 2 a 4 horas

Con coagulantes para clarificación: 2 a 4 horas

Con coagulantes para ablandamiento:

un solo paso de sedimentación: 2 a 2.5 horas

dos pasos de sedimentación: 1.5 a 2 horas, para el primer paso, y 2 a 2.5 horas para el segundo paso

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **OPERACIÓN**

- ⇒ Tanques intermitentes de llenado y vaciado (en desuso)

- ⇒ Tanques de flujo continuo en paralelo o en serie

- **SECCIONES**

- ⇒ Rectangular

- ⇒ Circular

- ⇒ Cuadrada

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

• FORMA DE ESCURRIMIENTO

⇒ Horizontal, en tanques rectangulares, en tanques circulares y cuadrados, con efluente por medio de canaleta(s) en el extremo opuesto al influente, en los rectangulares y con canaleta perimetral y con profundidad menor que el radio o la mitad del lado del tanque en los circulares y cuadrados.

⇒ Vertical, en tanques circulares o cuadrados con efluente por medio de canaletas radiales.

⇒ Semivertical, en tanques circulares o cuadrados con efluente por medio de canaleta perimetral y con profundidad mayor que el radio o la mitad del lado del tanque.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **INFLUENTE**

- ⇒ En tanques rectangulares: por el lado opuesto al efluente.

- ⇒ En tanques circulares o cuadrados: por la parte central e inferior de la unidad.

- **TIPO DE FONDO**

- ⇒ Tanques rectangulares con fondo con pendiente

- ⇒ Tanques rectangulares con tolvas

- ⇒ Tanques circulares o cuadrados con fondo plano

- ⇒ Tanques circulares o cuadrados con tolvas

- ⇒ Tanques con fondos especiales

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **EXTRACCIÓN DE LODOS**

- ⇒ Manualmente
- ⇒ Hidráulicamente.
- ⇒ Mecánicamente

- **DISEÑO**

- ⇒ Unidades convencionales
- ⇒ Unidades compactas o de alto gasto

Con lecho de contacto de lodos

Con recirculación de lodos

Con ambos

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Carga superficial

En tanques de flujo continuo con características $n = 4$ y remoción del 75% de las partículas:

$$\frac{t}{t_0} = \frac{V_0}{Q/A} = 1.7$$

t = tiempo de retención

t_0 = tiempo de sedimentación

$$C_s = 0.59 \times V_0$$

V_0 = velocidad de sedimentación

Q/A = carga superficial = C_s

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Carga superficial

En tanques de flujo continuo con características $n = 8$ y remoción del 75% de las partículas:

$$\frac{t}{t_0} = \frac{V_0}{Q/A} = 1.5$$

$$C_s = 0.67 \times V_0$$

Para sedimentación simple:

15 m³/m²/día o menor

Para sedimentación con coagulantes:

- Flóculo de aluminio: 20 a 40 m³/m²/día

- Flóculo de ablandamiento con cal y/o carbonato de sodio: 30 a 60 m³/m²/día

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

Unidades Convencionales

⇒ Velocidad horizontal

Comunes, inferiores a: 0.80 cm/s

La relación entre la velocidad media horizontal (velocidad crítica de arrastre) y la velocidad de sedimentación debe estar entre 20 y 40.

⇒ Relación largo a profundidad

30 a 60, (mínimo 7)

⇒ Profundidad

Depende en gran parte del costo de la estructura.

Usual: 2 a 5.0 m (Rectangulares)

2 a 4.5 m (Verticales)

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Diámetro, lado o longitud

En tanques circulares:	$d \leq 30 \text{ m}$
En tanques cuadrados:	$l \leq 20 \text{ m}$
En tanques rectangulares:	$l \leq 100 \text{ o mayores}$

⇒ Relación largo a ancho

Práctico: 4 a 20, (mínimo 3)
cuando la remoción de lodos se haga con rastras mecánicas, el ancho dependerá de las dimensiones del equipo comercial.

⇒ Pendiente de piso y tolvas

Piso tanques rectangulares: 1% mínimo, usual 2%, hasta 12.5%

Piso tanques circulares o cuadrados: hasta 8%

Tolvas: 1, 2:1 a 2:1

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Carga en canaletas de salida

Práctico: 3 a 6 lps, por metro, preferible no mayor de 3 lps/m
Usando vertedores con caída libre

⇒ Velocidad de las rastras

Entre 30 a 60 cm/min

Velocidad de entrada

Entre 15 y 30 cm/seg con distribución uniforme del agua,
preferiblemente la velocidad en el floculador.

⇒ Bordo libre

No menor de 30 cm

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Volumen de sedimentos

Clarificación

$$V_s = \frac{Q(T - r)}{10^6 (1 - P)D}$$

V_s = volumen de sedimentos en m³/día
 T = turbiedad inicial en gr/m³ (prom. anual)
 Q = caudal de agua tratada m³/día
 r = turbiedad remanente (5 a 10 gr/m³)

D = densidad del sedimento en el fondo

$$D = \frac{1}{P + \frac{1 - P}{\rho_s}}$$

P = por ciento de agua en los lodos
 ρ_s = densidad de la materia sólida del sedimento

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Convencionales**

⇒ Volumen de sedimentos

Clarificación

Turbiedad	P (%)	ρ_s
Baja (< 300 ppm)	97 a 99.5	1.2
Media (300 a 1000 ppm)	95 a 97	1.2 a 1.5
Alta (> 1000 ppm)	90 a 95	1.2 a 2.0

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Compactas**

⇒ Tiempo de retención

Considerando únicamente el volumen de la zona de sedimentación:

- No menor de 90 minutos (clarificación)
- No menor de 60 minutos (ablandamiento)

⇒ Carga superficial

- Remoción de color: 45 m³/día por m²
- Remoción de turbiedad: 60 a 70 m³/día por m²
- Ablandamiento: 90 a 120 m³/día por m²

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Unidades Compactas**

⇒ Características generales

Cada fabricante indicará las especificaciones generales y particulares de sus equipos, como:

- hidráulicas
- mecánicas
- estructurales
- de operación
- etc.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Sedimentadores

- **Sedimentadores de alta velocidad**

Consisten en una serie de tubos (circulares, cuadrados o exagonales) o láminas planas paralelas colocadas en un tanque apropiado con ángulo de inclinación, de modo, que el agua ascienda por las celdas con flujo laminar. Esto permite cargas superficiales entre 4 y 10 veces mayores que las usadas en sedimentadores horizontales, o sea entre **120 y 300 m³/m²día.**

En nuestro medio, se considera, no debe calcularse una carga superficial mayor a **200 m³/m²/día**, para este tipo de sedimentadores.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Determinación del número de ellos, según la práctica inglesa y "The Waster Supply of Towns".

No. de habitantes	No. de filtros	Observaciones
2,000	2	Cada uno de ellos debe ser capaz de atender el consumo máximo
10,000	3	Dos de ellos juntos deben ser capaces de atender el consumo máximo.
60,000	4	Uno de reserva.
200,000	6	Uno de reserva.
400,000	8	Uno de reserva.
600,000	12	Uno de reserva.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Gasto de filtración

De 2.5 a 10.0 m³/día por m² de superficie.

Superficie de las unidades

De 1,000 a 4,000 m² máximo.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Arena.

Lecho no estratificado.

Espesor = 1.00 m a 1.30 m.

Diámetro efectivo = 0.25 a 0.35 m

Coefficiente de uniformidad = 2 a 3

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Grava.

Espesor = 35 cm.

Colocación en 3 capas de diferentes tamaños
(Orden ascendente).

Estrato	Espesor (cm)	Tamaño (mm)
1	20	50.8 a 19.05 (2" a ¾")
2	10	19.05 a 9.53 (¾" a 3/8")
3	5	9.53 a 1.59 (3/8" a 1/16")

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Sistema de drenes.

Múltiple y laterales con juntas abiertas o drenes porosos, laterales de 102 a 203 Ø, y espaciamiento de 2.50 a 3.50 m.

Altura de agua en el filtro.

La altura de agua en el filtro = 1.00 a 1.50 m.

Carrera de filtración.

20 - 30 a 60 días

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Limpieza de filtro.

Cuando la pérdida de carga en el filtro alcanza un valor de 1.20 m se remueve la areana superficial de los primeros 3 cm del lecho, repitiendose esta operación hasta reducir el espesor a 60 cm como mínimo.

Cuando se alcanza este espesor, se repone la arena para tener el espesor original.

La arena se remueve de la unidad por medio de una pala de arista fina, o por un procedimiento mecánico de aspiración en las grandes plantas, para hacer su limpieza en una caja por separado.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros lentos

Cantidad de agua de lavado.

De 0.2 a 0.6 % del gasto de agua filtrada.

Control en la operación. (Manual o automática)

El nivel de agua en el filtro se regula por medio de una válvula de flotador.

El gasto de agua filtrada se regula por medio de un dispositivo mecánico de ajuste manual o semiautomático (válvula de mariposa), regulador, (Venturi con válvula, etc.), o por medios hidráulicos de operación automática (orificios o vertedores de carga constante).

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Tipo.

Gravedad y presión.

Número de filtros.

Determinación del número aproximado de filtros.
Formula de Morril y Wallace:

$$N = 1.38 \sqrt{Q}$$

donde: N = Número total de filtros.
Q = miles de m³ por día a filtrar

Mínimo 2 unidades

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

El número de unidades en cada caso particular se estimará considerando el costo de las estructuras y el costo de equipos, instrumentos, tuberías y válvulas.

Superficie por unidad = 100 m², máximo, aún cuando pueden aceptarse mayores superficies, dependiendo de las condiciones de funcionamiento hidráulico.

Relación largo a ancho = 1.2 a 1.6 (convencional).
1:3 valor actual promedio (hasta 1:6).

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Velocidad de filtración.

A) *Filtros gravedad:*

Convencional { Operando "N - 1" filtros = 2.00 lps /m²
Operando "N" filtros = 1.35 a 1.50 lps /m²

Actual. { Operando "N - 1" filtros = 3.00 lps /m²
Operando "N" filtros = 2.10 lps /m²

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Dependiendo estos últimos valores de las condiciones o características del medio filtrante. (arena con diámetro efectivo de 0.6 mm C.U. = 1.40, espesor = 60 cm, o lechos múltiples).

B) Filtros de presión.

1.35 a 2.70 lps./ m²

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lecho de arena.

Origen: Cuarzosa.

Espesor: 60 a 100 cm estratificado, usual 0.70 m.

Diámetro efectivo:

0.35 a 0.45 mm (arena fina).

0.45 a 0.55 mm (arena media).

0.55 a 0.65 mm (arena gruesa).

Coefficiente de uniformidad:

de 1.35 a 1.70 (máximo práctico 1.6)

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lechos múltiples.

Los lechos múltiples son aquellos en que el mismo está formado por:

- 1) Arena y antracita, o
- 2) Arena, antracita y granate, u otro material.

El más usado generalmente, es el de arena y antracita, siendo las características:

Arena: Diámetro efectivo de 0.45 a 0.6; coeficiente de uniformidad 1.5 a 1.7; peso específico no menor de 2.6; altura de 15 a 30 cm.

Antracita: Diámetro efectivo de 0.8 a 1.4; coeficiente de uniformidad 1.15 a 2; peso específico no menor de 1.55; altura de 50 a 60 cm.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lecho de grava.

Origen: Cuarzosa.

Para drenes cosntruidos por un múltiple y laterales:

Espesor mínimo = 45 cm a partir del eje delos laterales.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Colocación en orden ascendente.

Estrato	Espesor (cm)	Diámetro (mm)
1	15	50.8 a 19.05 (1 1/2" a 3/4 ")
2	10	19.05 a 12.7 (3/4 " a 1/2")
3	8	12.7 a 6.35 (1/2" a 1/4")
4	7	6.35 a 3.18 (1/4" a 1/8")
5	5	38.1 a 1.59 (1/8" a 1/16")

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Sistemas de drenaje.

A) Múltiple y laterales

Especificaciones:

- 1) La relación de la longitud de un lateral a su diámetro no será mayor de 60.
- 2) El diámetro de los orificios en los laterales será de 6.4 a 15.8 mm.
- 3) El espaciamiento entre orificios será de 7.5 cm para el diámetro de 6.4 y de 25 cm para el diámetro de 15.8 mm.
- 4) La relación del área total de los orificios en el sistema de drenaje, al área de la sección transversal del total de laterales no excederá de 0.5 para los orificios de 12.7 mm \emptyset , y decrecerá a 0.25 para orificios de 6.4 mm \emptyset .

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

A) Múltiple y laterales (continuación)

- 5) La relación del área total de los orificios en el sistema de drenaje al área total del filtro debe ser igual a 0.002 a 0.003.
- 6) La separación entre los laterales es de 20 a 30 cm.
- 7) La suma del área de la sección transversal de los laterales deberá ser cuando menos dos (2) veces la suma de las áreas de los orificios
- 8) El área de la sección transversal del múltiple deberá dar de 1.5 a 3 veces la suma de las áreas de la sección transversal de los laterales.

B) Fondos especiales

Existen una serie de fondos especiales como son, por ejemplo, el Leopold, el Wheeler, etc. Cuyas características son proporcionadas por el fabricante.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lavado de filtros.

A) Lavado ascendente

Velocidad de lavado según el diámetro efectivo de la arena;
expansión del lecho: 30 a 50 %.

\emptyset (mm)	V (lps/ m ²)
0.35 a 0.45	10 a 11 ó 12
0.45 a 0.55	(12) 11 a 13 (14)
0.55 a 0.65	(14) 13 a 16

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lavado de filtros (continuación)

Ahora bien, según el libro Water Quality & Treatment del AWWA debe considerarse para el lavado ascendente el tamaño de la arena que corresponda al P_{30} , el cual es mayor aproximadamente un 20% del P_{10} , de donde:

$$P_{30} = P_{10} + 0.2P_{10} = 1.2P_{10}; P_{10} = \textit{Tamaño efectivo}$$

$$P_{30} = \textit{Tamaño 30}$$

utilizándose para las velocidades de lavado un 50 % de expansión del lecho la tabla que a continuación se indica.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lavado de filtros (continuación)

Velocidad ascensional del agua para diferentes temperaturas

Tamaño P ₃₀ mm	0 °C cm/min	(32 °F) Lps/m ²	21 °C cm/min	(70 °F) Lps/m ²
0.40	31.24	5.21	51.31	8.55
0.50	46.99	7.83	74.17	12.36
0.60	64.26	10.71	99.06	16.51
0.70	83.06	13.84	125.22	20.87
0.80	104.90	17.48	153.16	25.53

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lavado de filtros (continuación)

Presión en la entrada al filtro = 0.45 Kg/ cm^2

Para un diámetro efectivo de la arena, a mayor temperatura, mayor velocidad de lavado.

Tiempo de lavado = 5 a 10 minutos.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Lavado de filtros (continuación)

B) Superficial

Sistema fijo o rotatorio

Gastos:

Sistema fijo = 2.7 a 5.4 lps/ m².

Sistema rotatorio= 35 a 70 lps/ m².

Presiones:

Sistema fijo = 6 a 18 m en la descarga de los chiflones.

Sistema rotatorio= 35 a 55 m de la descarga de los chiflones.

Tiempo de lavado = cerca de 5 minutos, máximo.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Canaletas de drenaje.

Disposición: Canaletas recolectoras con descarga a un canal principal que sirve a 2 filtros, o con descarga a un canal transversal que sirve al filtro.

Separación entre borde canaleta y pared filtro: 1.0 m.

Altura sobre el lecho de arena: Expansión del lecho + 5 cm.

Cálculo de canaletas: Gasto por metro de cresta

$$q = \frac{Q}{2nl}$$

en donde : Q = gasto de agua de lavado, m³/ seg.
n = número de canaletas.
L = Longitud de canaletas, m.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Canaletas de drenaje (continuación)

Tirante sobre la cresta de la canaleta:

Por ser caída libre se tiene un tirante crítico.

$$H_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

Descarga de la canaleta en el canal principal:

Libre, con un tirante crítico

$$h_c = \left(\frac{Q_c^2}{b^2 g} \right)^{1/3}$$

Siendo, Q_c = Gasto en la canaleta, m^3/seg .

b = Ancho de la canaleta, m .

Tirante aguas arriba de la canaleta, cuando la descarga es libre y la pendiente de la canaleta nula: $h_o = 1.73 h_c$.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Perdidas de carga.

Para la obtención de las pérdidas de carga en el medio filtrante, en el falso fondo o la capa soporte, al inicio de la filtración, después de un período de tiempo y durante el lavado ascendente, se sugiere consultar los textos:

- 1) Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua, Jorge Arboleda Valencia, Organización Panamericana de la Salud, CEPIS, Lima Perú.
- 2) Water and Waste Water Engineering, Volumen I y II, Fair, Geyer y Okun, Editorial J. Wiley

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Carrera de filtración.

Práctico: 24 a 48 horas.

Velocidades de tuberías:

Influente: 0.3 a 0.6 m/seg.

Efluente: 0.9 a 1.8 m/seg.

Lavado ascendente: 2.4 a 3.6 m/seg.

Drenaje: 1.2 a 2.4 m/seg.

Enjuague: 4.0 m/seg máximo.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Depósito para agua de lavado.

La capacidad debe ser por lo menos, la necesaria para lavar dos (2) filtros, durante 10 minutos cada uno (lavado ascendente) y durante 5 minutos cada uno (lavado superficial).

Bombas para agua de lavado.

Las unidades que se seleccionen serán para aplicar directamente el caudal requerido a cada filtro o para regularizarlo en un depósito elevado, desde el cual se daría la presión necesaria para el lavado.

Deposito de aguas filtradas.

La capacidad debe ser para un volumen tratado en 6 a 24 horas.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Tuberías.

Los materiales a usar son:

- ▶ Fierro fundido con bridas, para conexiones hasta 250 mm (10") Ø.
- ▶ Acero con juntas soldadas a tope, o con bridas, para conexiones de cualquier diámetro.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Operación.

La operación de los filtros podrá ser: manual, semiautomática o automática.

Operación manual:

Las válvulas se manipulan desde volantes localizados en la galería de operación, siendo prácticamente su instalación cuando los diámetros de las válvulas no exceden de 250 mm (10") Ø.

Operación semiautomática:

Las válvulas se accionan por mandos hidráulicos, neumáticos o eléctricos, desde un tablero central o desde consolas individuales. Esta instalación es práctica en las plantas cuya capacidad hace necesaria la instalación de válvulas de un diámetro mayor a 250 mm (10") Ø.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Operación automática.

Sistema utilizado con frecuencia por firmas comerciales, cuyas especificaciones deberán proporcionar en forma amplia, a fin de valorar en cada caso, la viabilidad de su utilización.

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

Filtros rápidos

Galería de tuberías.

Se recomienda proyectar las galerías con iluminación natural y con un ancho mínimo de cinco (5) metros.

Medición y Control.

Las variables por medir y controlar son:

- ◆ Gasto de agua filtrada.
- ◆ Perdida de carga en la filtración.
- ◆ Nivel de agua en los filtros.
- ◆ Nivel de agua en los depósito de agua filtrada.
- ◆ Nivel de agua en el deposito de agua de lavado.
- ◆ Gasto de agua de lavado.

Bordo libre.

De 0.20 a 0.45 m (Promedio 0.30 m)



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS TERCERA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
D G C O H
FEBRERO DEL 2003

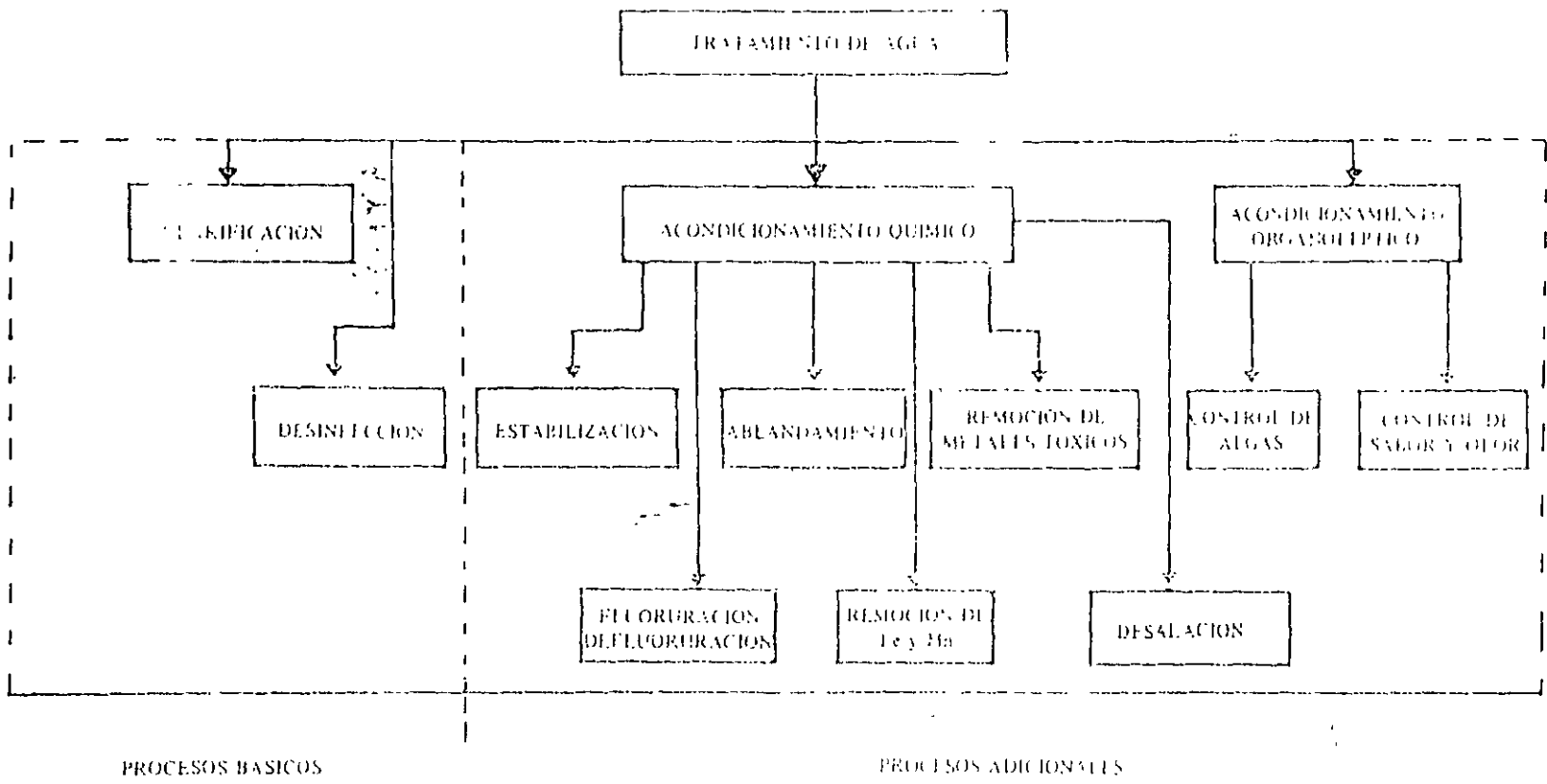
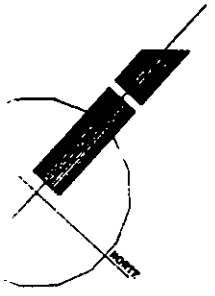


Fig. No. 1-3



TUBERIA PRINCIPAL Ø 30"

VIALIDAD

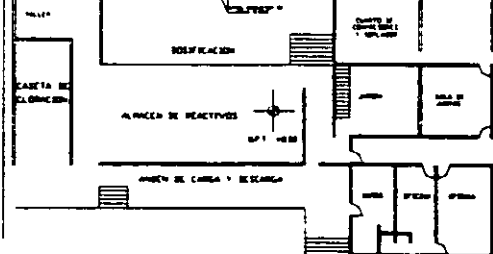
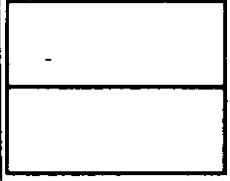
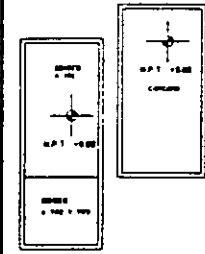
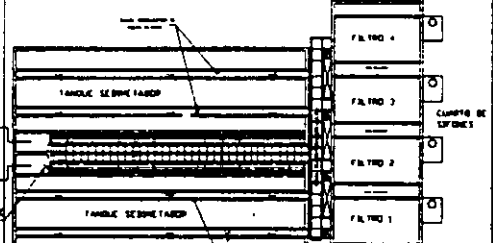
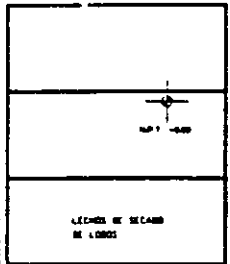
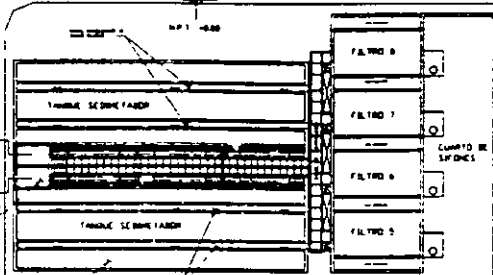
MODULO DE AMPLIACION

VIALIDAD

PATIO DE MANIOBRAS

VIALIDAD

LECHES DE SECADO DE LÓDOS



PLANTA GENERAL

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Coagulación:

Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Floculación:

Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Coagulación:

Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Sedimentación:

Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua, por efecto gravitacional.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Adsorción:

Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Oxidación:

Pérdida de electrones de un elemento, ion o compuesto por la acción del oxígeno u otro agente oxidante

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Filtración:

Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

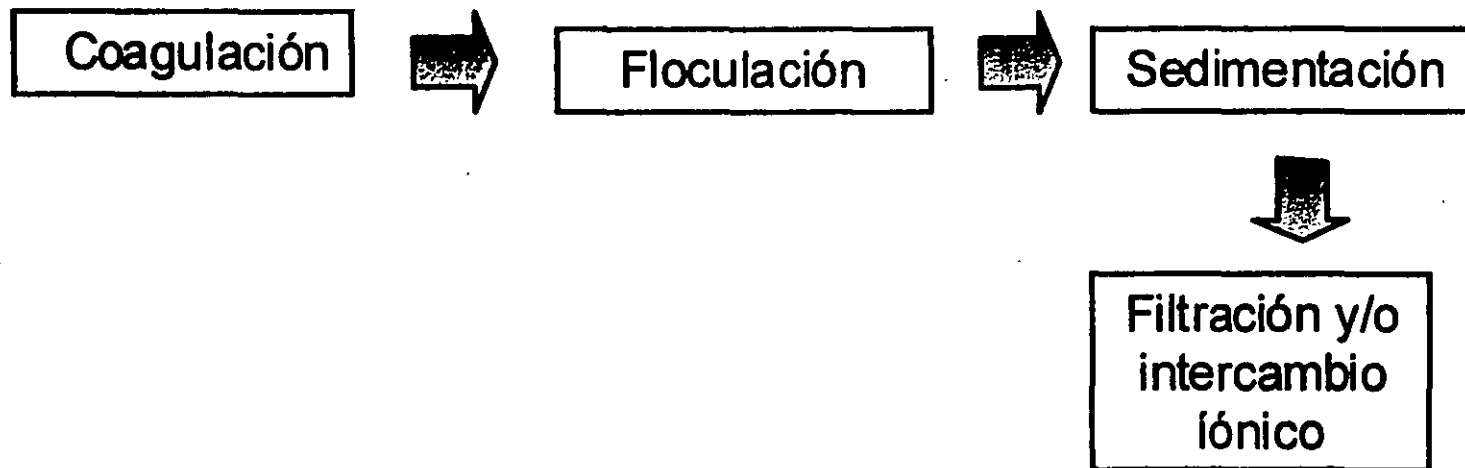
Desinfección:

Dstrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

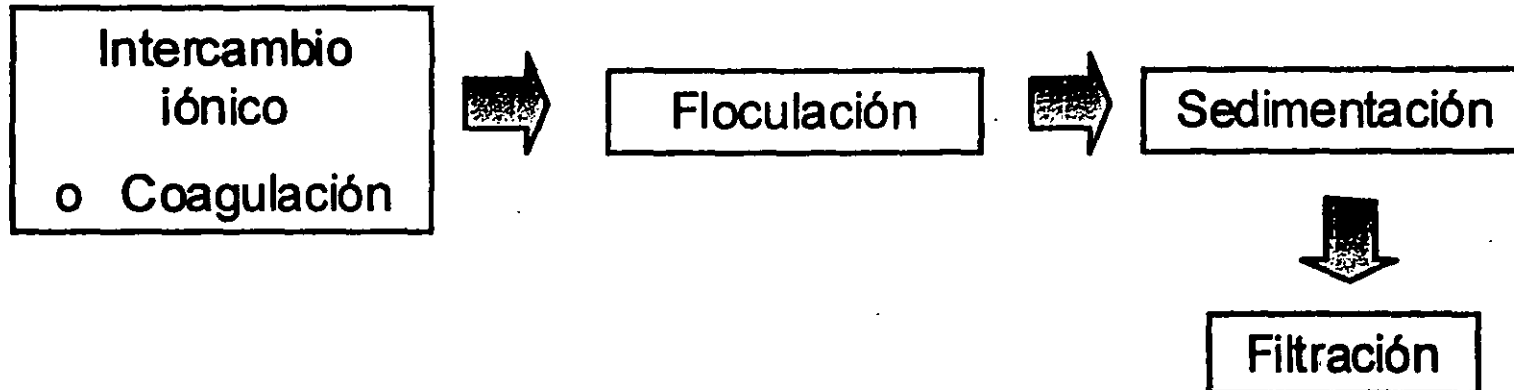
Sólidos disueltos totales



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

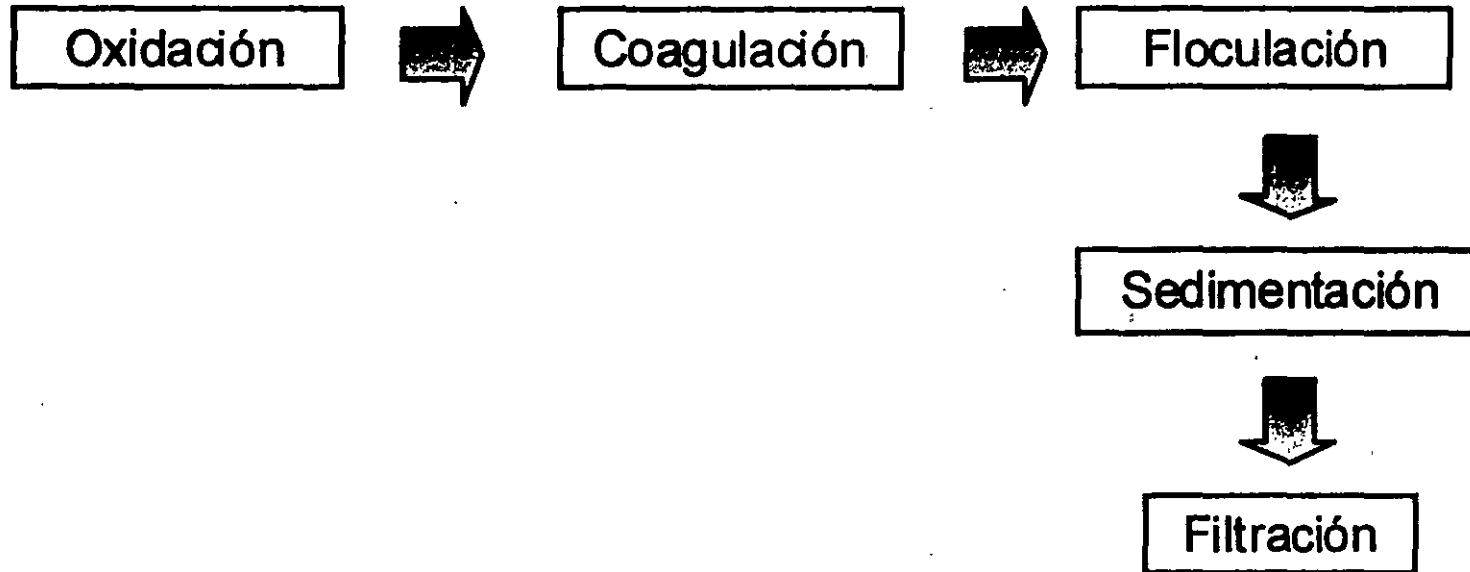
Nitratos y nitritos



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

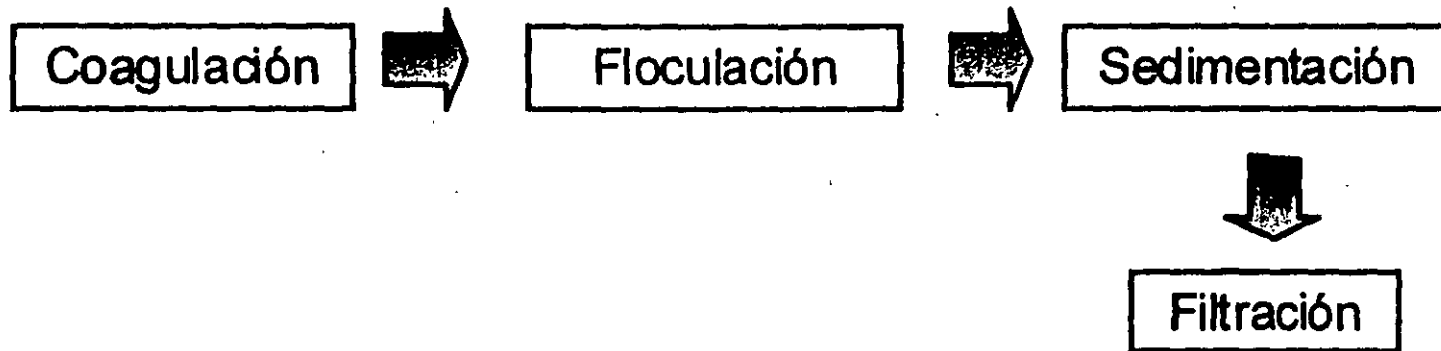
Fenoles o compuestos fenólicos



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

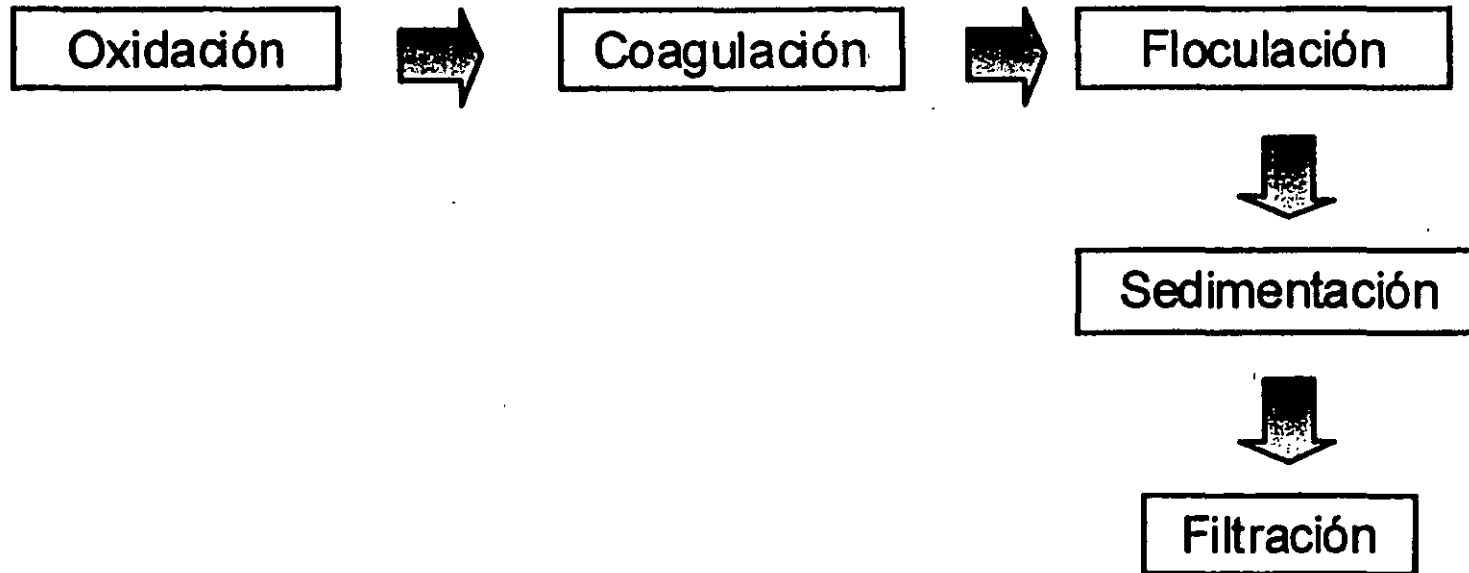
Arsénico, aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Color, olor, sabor y turbiedad



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Fenoles o compuestos fenólicos

Oxidación

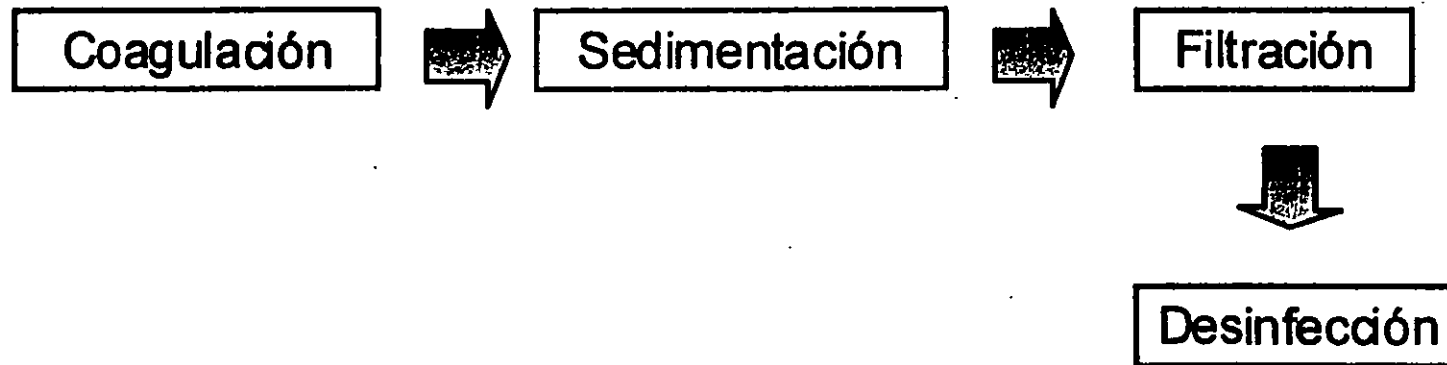


Filtración o
adsorción en
carbón activado

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Bacterias, helmitos, protozoarios y virus





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS CUARTA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
D G C O H
FEBRERO DEL 2003

con las cuales el agua entra en contacto. El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de remoción usados en la práctica

Naturaleza de la turbiedad

La turbiedad está principalmente formada por arcillas en dispersión.

El término arcilla comprende una gran variedad de compuestos, pero en general se refiere a la tierra fina (0.002 mm de diámetro de grano o menos), a veces coloreada, que adquiere plasticidad al mezclarse con limitadas cantidades de agua. Químicamente son silicatos de aluminio con fórmulas bastante complejas

Houser las clasifica así:

Caolinita	$Al_4(Si_4O_{10})(OH)_6$	&	$Al_4(Si_4O_6)(OH)_{16}$
Montmorillonita (Bentonita)	Al	{	$(Si_8O_{20})(OH)_4 \cdot xH_2O$ (*)
Ilite	K_yAl_z	{	$(Fe_4Mg_4Mg_{16}) (Si_8-yAl_y) O_{20}$ (*)
Muscovita	K_2Al_4	($(Al_2Si_5O_{20})(OH)_4$

Físicamente están constituidas por cristales con una estructura atómica reticular definida. Gair (17) considera que hay dos tipos de estructuras que caracterizan a la mayoría

(a) Un átomo de aluminio, (Al) Hierro (Fe) o Magnesio (Mg) incluido en el centro geométrico de un octaedro en cuyos nodos hay oxígeno (O) o hidróxilos (OH). (Ver figura 2-1-A).

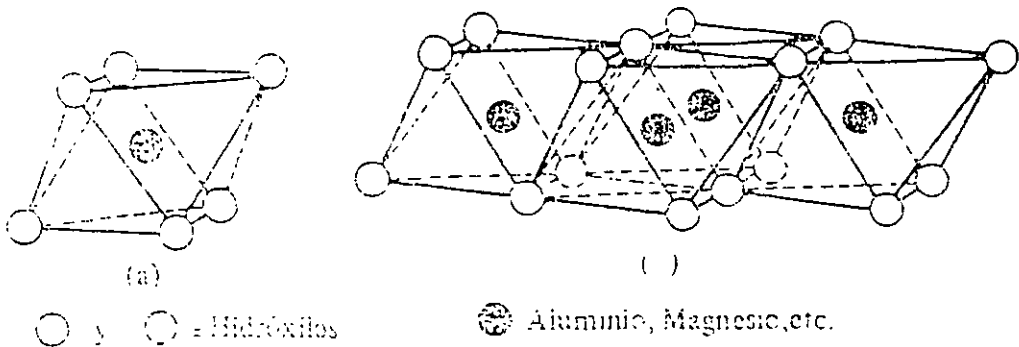


Fig. 2-1-A

(b) Un átomo de silicio incluido dentro de un tetraedro equidistante de los cuatro oxígenos (O) o hidróxilos (OH) de los nodos (Ver figura 2-1-B).

(*) Los elementos en paréntesis pueden substituirse por lo que está a la izquierda del paréntesis.

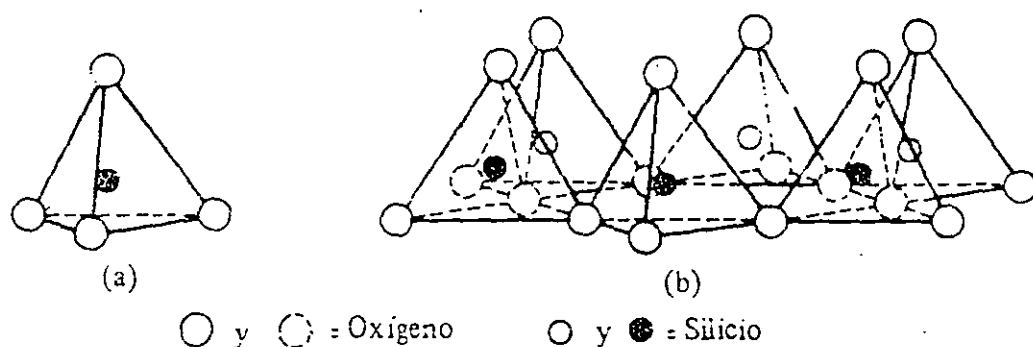


Fig. 2-1-B

La dimensión de estos cristales varía entre $2,6 \times 10^{-8}$ cm de nodo a nodo hasta $5,05 \times 10^{-8}$ cm. Debe tenerse por otra parte presente que la estructura reticular en ellos no siempre es perfecta, lo cual da origen a fenómenos que estudiaremos posteriormente en este capítulo.

Las formas varían mucho. En las figuras 2-2 y 2-3 pueden verse algunos ejemplos.

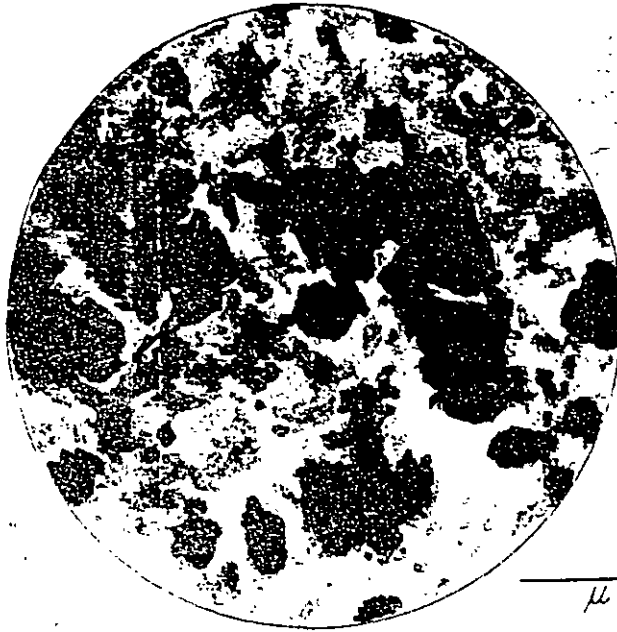
Una de las propiedades típicas de las arcillas es la gran superficie específica que tienen. Por superficie específica se entiende la superficie total que poseen por unidad de peso, y generalmente se expresa en m^2 por gramo. En la tabla 2-1 se dan los valores de superficies específicas para algunas arcillas que han sido secadas a diferentes temperaturas.

Tabla 2-1

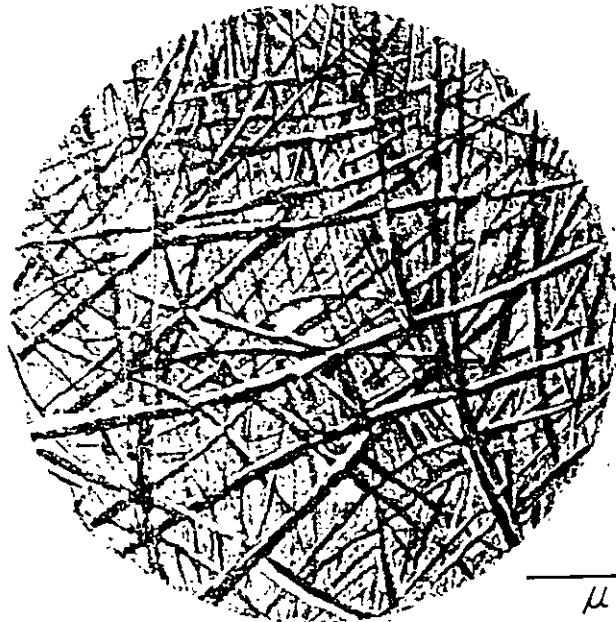
Superficie específica de algunos minerales de arcilla
(Tomado de Nelson y Hendricks)

Mineral	Tratamiento de calor, $^{\circ}C^*$	Pérdida de peso, %	Superficie específica, $m^2/gr.$
Caolinita, $0,3\mu$	30	...	15.5
	200	0.2	15.3
	500	12.7	18.1
	700	14.3	16.5
	900	14.6	1.5
Illita, $0,3\mu$	30	...	97.1
	200	0.4	92.2
	500	5.8	91.6
	700	7.7	80.4
Montmorillonita,	30	...	15.5
Halloysita	30	...	43.2

(*) Calentado a la temperatura dada hasta que no haya más pérdida de peso.

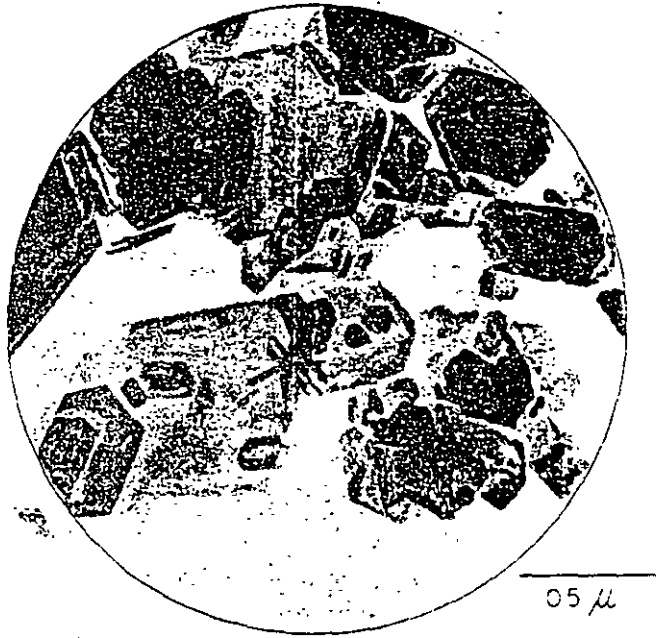


Ilita

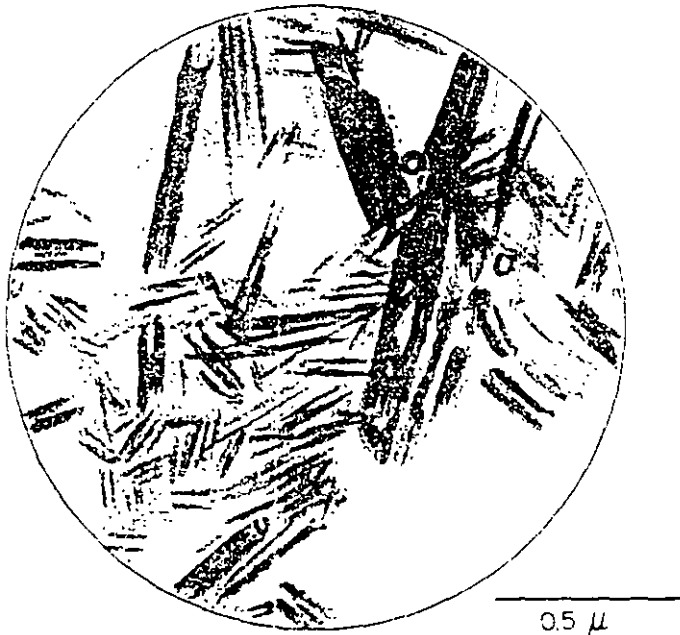


Attapulgita

FIG. 2-2 FORMAS DE ARCILLAS VISTAS AL MICROSCOPIO
(Dibujos hechos a partir de microfotografías)



Caolinita



Holoisita

FIG.2-3 FORMAS DE ARCILLAS VISTAS AL MICROSCOPIO
(Dibujos hechos a partir de microfotografías)

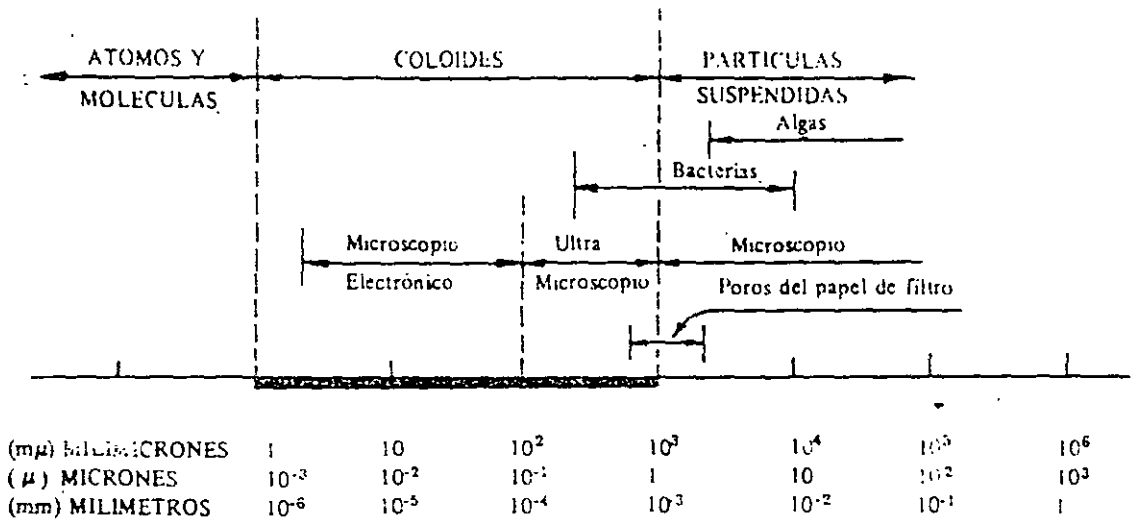


Fig. 2-4 Tamaño de las partículas suspendidas

Debe notarse que los límites fijados en este esquema son aproximados y, por tanto, suelen a veces confundirse o intercalarse, en especial en los puntos de contacto.

Los coloides propiamente dichos tienen propiedades muy características que los distinguen en forma precisa, y que estudiaremos en seguida por ser necesario para poder entender qué es la coagulación. Los químicos suelen referirse a la sustancia dispersa como fase dispersa y a la sustancia dispersante como fase dispersante.

Existen ocho clases de disoluciones coloidales, las cuales son:

Fase Dispersa	Fase Dispersante	Nombre	Ejemplo
1. Líquido	Líquido	Emulsión	Áceite en agua
2. Sólido	Líquido	Sol	Turbiedad del agua
3. Gas	Líquido	Espuma	Crema batida
4. Líquido	Gas	Aerosol	Niebla, neblina
5. Sólido	Gas	Aerosol	Humo, polvo
6. Líquido	Sólido	Gel	Jalea
7. Sólido	Sólido	-----	Vidrio coloreado
8. Gas	Sólido	-----	Piedra pómez.



Fig. 2-6 La forma más común de partículas coloidales

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen más oportunidad de contacto que las formas esféricas o poliédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas y la rata de floculación.

Propiedades de los coloides

Algunas de las más importantes son las siguientes:

Propiedades cinéticas	}	Movimiento browniano
		Difusión
		Presión osmótica
Propiedades ópticas	}	Efecto Tyndall-Faraday
		Coloración
Propiedades de superficie (adsorción)		
Electrocinetismo		

Propiedades cinéticas

(a) Movimiento browniano

Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultramicroscopio, se puede notar entre ellas un movimiento constante y desordenado. Este fenómeno fue estudiado por primera vez en una suspensión de granos de polen por el botánico inglés Brown, en 1828, de donde ha recibido el nombre de movimiento browniano. Wiener, en 1863, sugirió que el bombardeo de las partículas hecho por las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas. Experimentos posteriores han justificado esta conclusión.

Hasta qué limite de turbiedad debe remover la sedimentación y qué turbiedad debe entrar al filtro, es asunto de debate. Todo depende del trabajo que se quiera dar a cada proceso. Según el tipo de filtro que se use, puede ser más económico remover la mayor cantidad de sólidos en la sedimentación y sólo una mínima parte en la filtración, o remover en cambio un porcentaje de sólidos relativamente bajo en la sedimentación (disminuyendo el tamaño de los tanques) y dejando el resto del trabajo a la filtración.

Los dos siguientes capítulos los vamos a dedicar a estudiar solamente el proceso de separación de sólidos por sedimentación.

Por razones didácticas vamos a dividir ésta en: (a) sedimentación de partículas discretas y (b) sedimentación de partículas aglomerables.

Se entiende por sedimentación de partículas discretas aquella en que los sólidos no cambian de densidad, tamaño o forma al descender en el líquido. Se entiende por sedimentación de partículas aglomerables aquella en que los sólidos al descender en el líquido se adhieren o aglutinan entre sí, cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída.

(a) Sedimentación de partículas discretas en un líquido en reposo

En un fluido estático una partícula que cae está sometida a dos fuerzas: la boyante F_B , que es igual al peso del volumen de líquido desplazado por la partícula, de acuerdo al conocido principio de Arquímedes y la gravitacional F_G



Fig. 5-1

La fuerza F_B es igual a: ρgV y F_G es igual a: $\rho_s gV$. La fuerza que está impulsando la partícula hacia abajo será la diferencia:

$$F_i = g V (\rho_s - \rho) \tag{5-1}$$

Arrastrada por esta fuerza la partícula desciende con velocidad creciente, pero a medida que baja, la fricción que el líquido genera en ella, crea una fuerza de roce cuyo valor es:

$$F_R = C_D A \rho \frac{v_s^2}{2} \tag{5-2}$$

En donde $N_R = \frac{v_s d}{\nu}$

ν : viscosidad cinemática

Tres regiones pueden considerarse en la ecuación 5-7:

1º La región de flujo laminar en que N_R es menor de 0.5 y C_D se aproxima a $24/N_R$. Ley de Stokes.

2º La región de flujo viscoso en que N_R es mayor de 2×10^3 y C_D se aproxima a 0.4.

3º La región de transición o intermedia entre los dos extremos.

En el primer caso ($C_D = 24/N_R$)

$$v_s = \frac{g}{18} (S_s - 1) \frac{d^2}{\nu} \quad (5-8)$$

Ecuación de Stokes.

En el segundo caso ($C_D = 0.4$)

$$v_s = \sqrt{3.3 g (S_s - 1) d} \quad (5-9)$$

En el tercer caso en que C_D hay que calcularlo con la ecuación 5-7, existe la dificultad de que hay que conocer previamente v_s para encontrar N_R y C_D .

Fair (11) trabajando con las ecuaciones anteriores pudo hallar, independizando v_s de d , una relación entre el término de la velocidad y el término del diámetro, expresados en forma simplificada así:

1º Término de la velocidad:

$$\frac{v_s}{[g (S_s - 1) \nu]^{1/2}} = \frac{v_s}{K_2} \quad (5-10)$$

2º Término del diámetro:

$$\left[\frac{g (S_s - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} d = K_1 d \quad (5-11)$$

Si se conoce $K_1 d = X_2$, se puede entrar al gráfico 5-1 y hallar en él el valor de $X_2 = v_s/K_2$ y determinar por tanto $v_s = K_2 X_2$. Para facilitar los cálculos hemos hecho el gráfico 5-2, en el cual se pueden hallar fácilmente los valores K_1 y K_2 cuando se conoce el peso específico de los sólidos y la temperatura del líquido.

Cuando esta fuerza de roce es igual a la gravitacional del sólido sumergido, la partícula adquiere su velocidad de asentamiento, o velocidad límite, que es constante durante el resto del descenso.

Para hallar por tanto esta velocidad v_s podemos igualar (5-1) y (5-2), así:

$$g V (\rho_s \cdot \rho) = C_D A \rho \frac{v_s^2}{2} \quad (5-3)$$

Donde: ρ = densidad del líquido
 ρ_s = densidad del sólido
 V = volumen de la partícula
 A = área transversal de la partícula
 C_D = coeficiente de fricción

Resolviendo la ecuación 5-3 por v_s :

$$v_s = \sqrt{\frac{2g}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{V}{A}} \quad (5-4)$$

Para el caso particular de sólidos esféricos:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{y} \quad V = \frac{\pi d^3}{6}$$

Por tanto:

$$\frac{V}{A} = \frac{\pi/6 d^3}{\pi/4 d^2} = \frac{2}{3} d$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} d} \quad (5-5)$$

Aproximadamente para obtener v_s en cm/seg

$$v_s = 36 \sqrt{(S_s - 1) \frac{d}{C_D}} \quad \text{Donde } S_s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (5-6)$$

La ecuación 5-5 viene a ser la fórmula general que aparece en todos los textos y que describe la caída de un cuerpo esférico en un fluido.

Queda por determinar el coeficiente C_D , llamado coeficiente de fricción de Newton, Este varía con el Número de Reynolds y suele expresarse así:

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34 \quad (5-7)$$

Valores de $X_1 = K_1 d$

VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO Y FLOTACION DE ESFERAS DISCRETAS
EN UN FLUIDO ESTÁTICO $V_s = K_2 X_2$

H. Correal

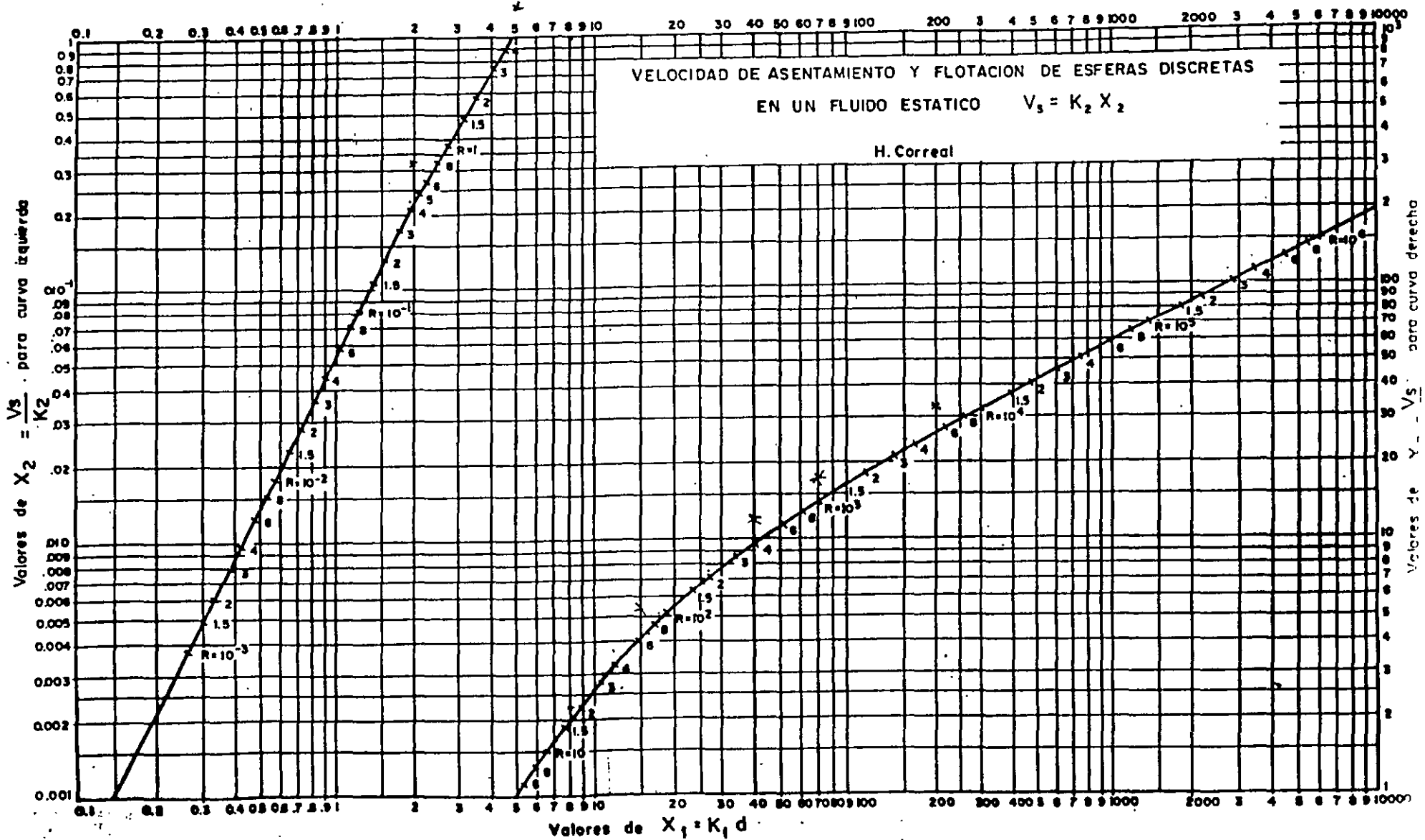
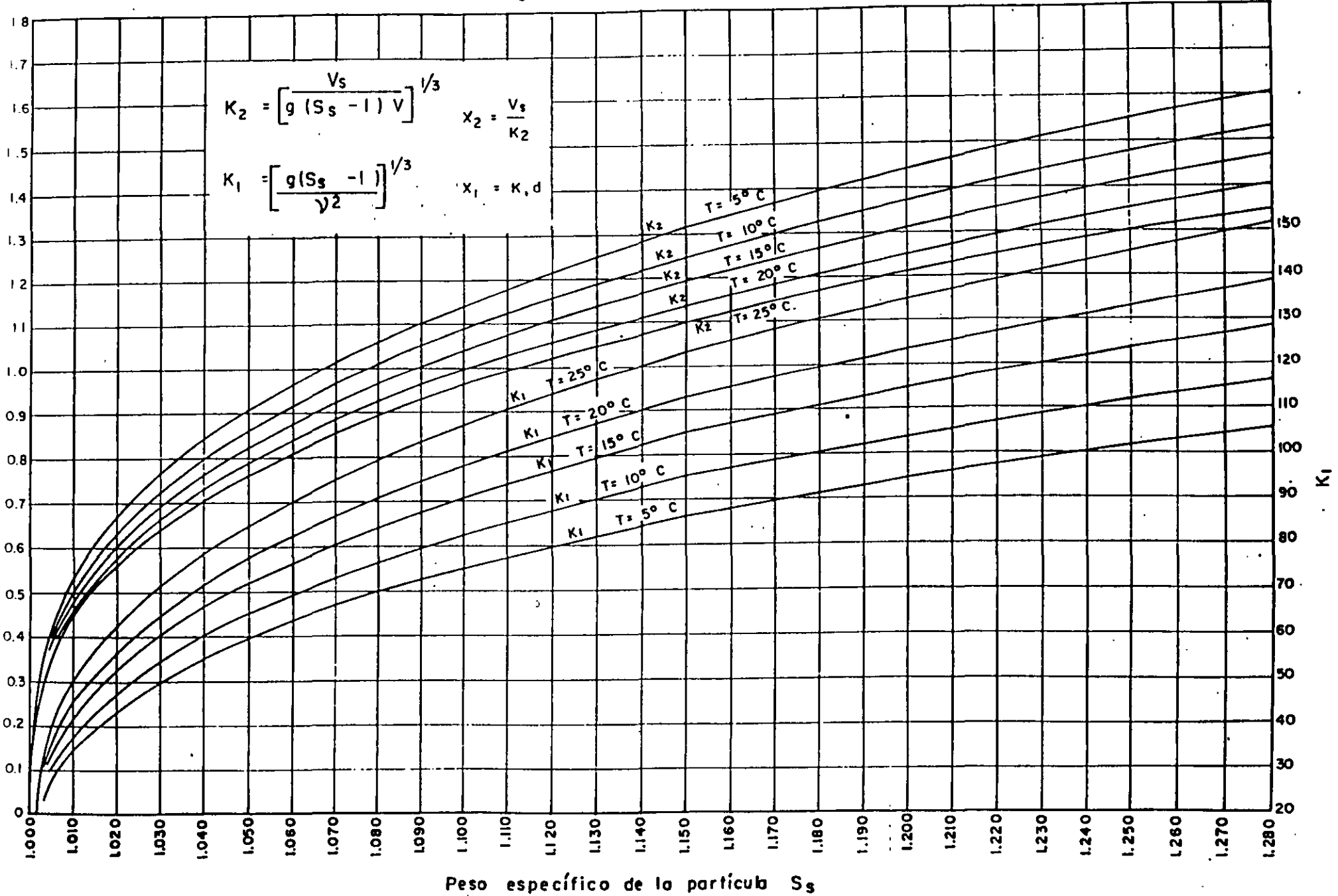


GRAFICO 5-1

GRAFICO Nº 5-2



Peso específico de la partícula S_s

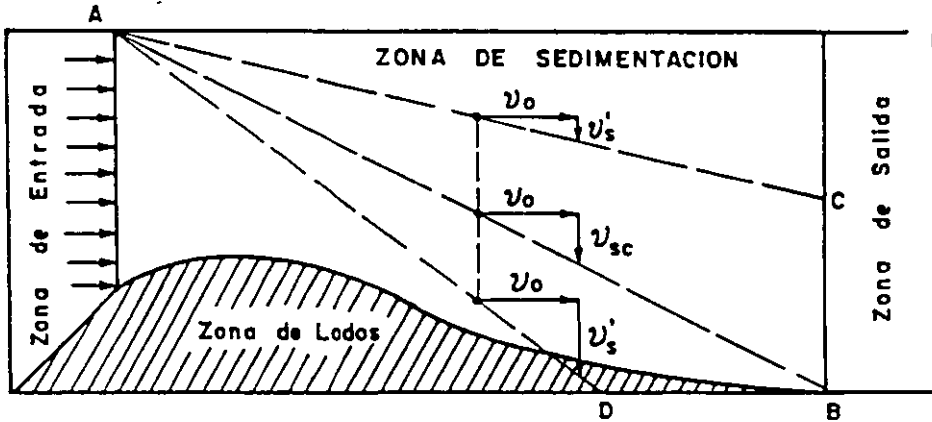


Fig. 5-2 Zonas de un decantador

Cuatro zonas pueden por tanto considerarse: (a) la de sedimentación (b) la de entrada, (c) la de salida y (d) la de lodos, como lo muestra la figura 5-2.

Zona de sedimentación

Las partículas en la zona de sedimentación de un decantador se asientan independientemente unas de otras cuando la concentración de ellas en el flujo no excede de un determinado límite crítico. Camp (4) considera que cuando la concentración volumétrica de sólidos excede en un 0.5 % al volumen (5,000 ppm), se presenta una reducción apreciable en la velocidad de asentamiento, la que recibe el nombre de sedimentación autointerferida.

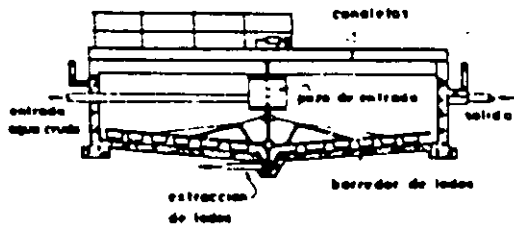
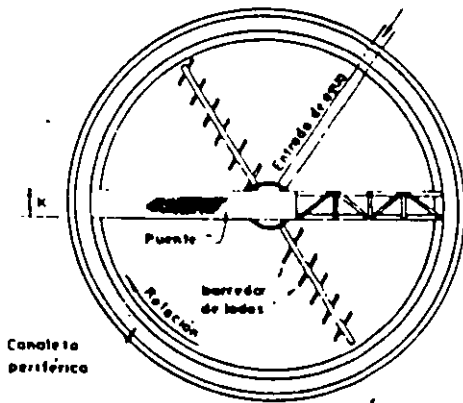
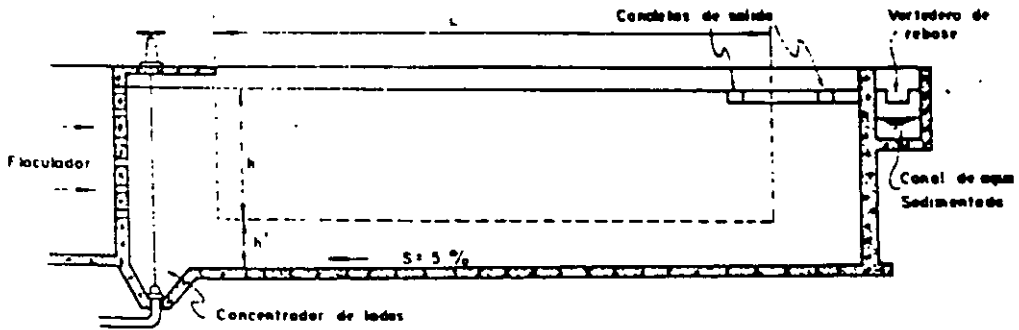
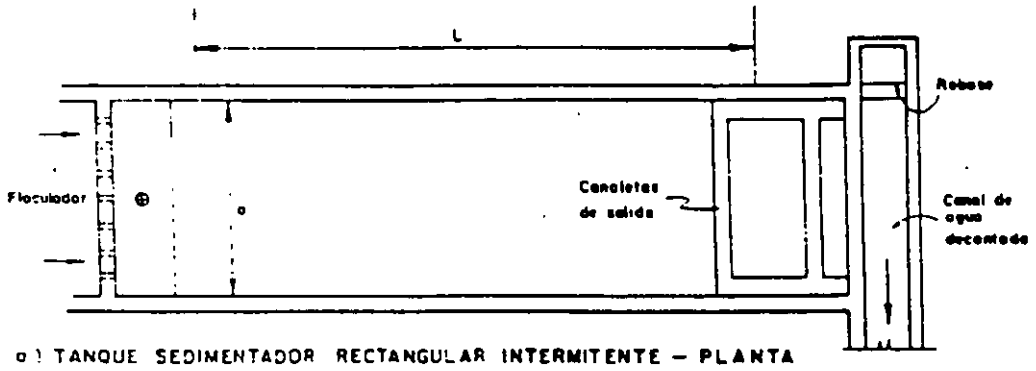
Según Mc Nown y Pin-Nam-Lin, las velocidades de asentamiento de suspensiones de 1,000 ppm pueden disminuir hasta en un 13 % ; y las concentraciones de 10,000 ppm, hasta en un 25 %

No parece sin embargo que pueda establecerse, según Bond (1), una fórmula general para caracterizar el inicio de la autointerferencia, ya que ésta depende de las características de la suspensión. En decantadores horizontales casi nunca se presentan condiciones de sedimentación autointerferida, al menos en la zona de sedimentación.

Al acercarse las partículas a la zona de lodos, éstas se apoyan unas sobre otras, formando mallas que se van compactando y la velocidad de sedimentación se reduce en forma considerable.

En los clarificadores de flujo vertical, en cambio, siempre hay sedimentación autointerferida y su estudio se hará por eso en un artículo separado.

Dada la complejidad del problema, Hazen (13), en 1904, y luego Camp (4), en 1946, introdujeron el concepto del tanque ideal. Camp lo define como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo".



b) SEDIMENTADOR CIRCULAR

Fig. 5-6 SEDIMENTADORES HORIZONTALES

Luego establece tres principios básicos:

1. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos de la zona de sedimentación.
2. La concentración de partículas de cada tamaño es la misma en todos los puntos de la sección vertical, al comienzo de la zona de entrada.
3. Una partícula queda removida cuando llega a la zona de lodos.

Teniendo en cuenta estas simplificaciones se puede decir que una partícula queda removida cuando tiene una velocidad de caída v_{sc} tal, que si entra a la zona de sedimentación a nivel con la superficie del líquido, sale de ella cuando la lámina de agua que la transportaba pasa de la zona de sedimentación a la de salida. (Línea A-B en figura 5-2). Esta partícula se llama partícula crítica. Las partículas con velocidad menor que v_{sc} quedarán removidas en proporción v_s/v_{sc} . (Línea A-C), las de velocidad mayor que v_{sc} quedarán, en cambio, todas removidas. (Línea A-D).

Ingersoll (16), y colaboradores proponen que la relación v_s/v_{sc} sea llamada número de Hazen por ser el primero que la propuso.

Por definición, el tiempo en el cual la partícula crítica llega al fondo es igual al tiempo teórico de detención t_0 .

$$t_0 = V/Q \tag{5-12}$$

En donde V = volumen del decantador

Q = caudal de diseño

Como el volumen es igual al área superficial A por la profundidad h del tanque:

$$t_0 = \frac{Ah}{Q} = \frac{h}{\frac{Q}{A}} = \frac{h}{v_{sc}} \tag{5-13}$$

$$v_{sc} = \frac{h}{t_0} = \frac{h}{\frac{Ah}{Q}} = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \tag{5-14}$$

Esto demuestra, en palabras de Hazen, que "la proporción de sedimento removido es función del área del decantador" y "de la cantidad de agua tratada en la unidad de tiempo, y es completamente independiente de la profundidad del sedimentador".

Esta conclusión permaneció inalterada por cerca de 60 años, pero sólo se aplica con propiedad al asentamiento de partículas discretas.

Divergencias entre la teoría de sedimentación y la práctica

Hay que tener presente que en la práctica no existen "tanques ideales". Por eso, los intentos de comparar la eficiencia de diferentes tanques sedimentadores que trabajan en diferentes condiciones han sido poco satisfactorios. Es difícil hallar una correlación

Tabla 8-2

Serie americana de tamices (Estados Unidos)

No. de Serie (*)	Tamaño de aberturas		No. de Serie	Tamaño de aberturas	
	mm.	pulg.		mm.	pulg.
2 1/2	8.00	0.315	18	1.00	0.039
3	6.72	0.265	20	0.84	0.033
3 1/2	5.66	0.223	25	0.71	0.029
4	4.76	0.187	30	0.59	0.023
5	4.00	0.157	35	0.50	0.020
6	3.36	0.132	40	0.42	0.017
7	2.83	0.111	45	0.35	0.014
8	2.38	0.094	50	0.30	0.012
10	2.00	0.079	60	0.25	0.010
12	1.68	0.066	70	0.21	0.008
14	1.41	0.056	80	0.18	0.007
16	1.19	0.047	100	0.15	0.006

Tabla 8-2(a)

Serie Tyler de tamices

No. de serie	Tamaño de aberturas		No. de serie	Tamaño de aberturas	
	mm.	pulg.		mm.	pulg.
3	6.680	0.263	28	0.589	0.023
4	4.699	0.185	35	0.417	0.016
6	3.327	0.131	48	0.295	0.012
8	2.362	0.093	65	0.208	0.008
10	1.651	0.065	100	0.147	0.006
14	1.168	0.046	150	0.104	0.004
20	0.833	0.033	200	0.074	0.003

(*) El número de serie corresponde aproximadamente al número de alambres del tamiz por pulgada.

Tabla 8-3

Análisis granulométrico de una muestra de arena

Cedazo No. fondo	Abertura (mm)	% al Peso que pasa por cada tamiz	% acumulado
100	0.149	1.7	1.7
70	0.210	4.7	6.4
50	0.297	10.7	17.1
40	0.420	28.0	45.1
30	0.595	4.1	49.2
20	0.841	6.4	55.6
16	1.19	7.1	62.7
12	1.68	7.0	69.7
8	2.38	11.9	81.6
6	3.36	5.4	87.0
4	4.76	6.2	93.2
1/4"	6.36	6.8	100.0

A partir de los datos anteriores hemos obtenido el gráfico que se indica en la página siguiente. La línea llena indica la arena analizada.

Allen Hazen sugirió en 1892, como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme) es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60 \% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10 \% (mm)}}$$

El diámetro efectivo E es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10 %. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892 debido a que había observado, trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera fuera el tamaño del grano, (hasta un $C_u = 5$) cuando el 10 % era el mismo. Ejemplo Fig. 8-1

$$C_u = \frac{1.05}{0.225} = 4.65$$

$$E = 0.225 \text{ mm}$$

TEORIA, DISEÑO Y CONTROL DE LOS PROCESOS DE CLARIFICACION DEL AGUA

Las cavidades grandes se van llenando y uniéndose entre sí para formar especies de conductos o grietas que parecen de tamaño mayor que los poros de la zona circundante. Por ellos pasa el agua depositando el material en suspensión. Estos conductos van aumentando de tamaño y haciéndose más profundos con el tiempo (véase figura 8-8), hasta que eventualmente pueden atravesar todo el lecho filtrante.

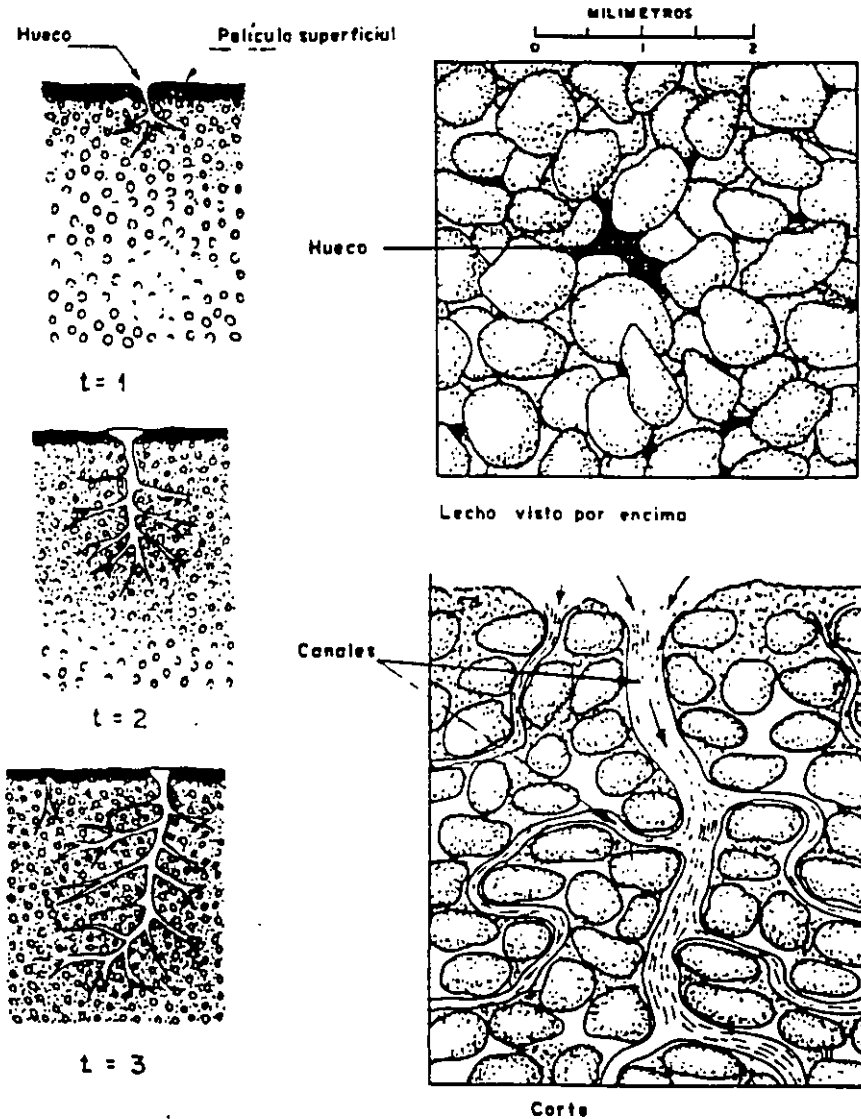


Fig. 8-8 Efecto de apertura de huecos y grietas en el lecho filtrante según Baylis

II. Filtros rápidos convencionales con lecho filtrante de un solo material

Descripción general

En la actualidad el filtro más usado en plantas de tratamiento municipales es el de arena sola, que trabaja por gravedad con flujo descendente.

Esencialmente consta de un tanque rectangular de concreto de 3.5 a 5 mts de profundidad total, en el cual se coloca un lecho de arena y grava sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa de la parte superior del tanque, cuya profundidad se suele hacer de 0.50 a 2.00 mts, a los drenes del fondo atravesando el medio filtrante. Como al cabo de cierto número de horas de servicio el filtro se obstruye, se hace necesario lavarlo invirtiendo el sentido del flujo, por medio de agua que se inyecta a presión en los drenes y se recoge en las canaletas de lavado colocadas sobre la superficie de la arena, como lo muestra la figura 8-4. Esta operación dura de 5 a 15 minutos, después de lo cual el filtro vuelve a su operación normal.

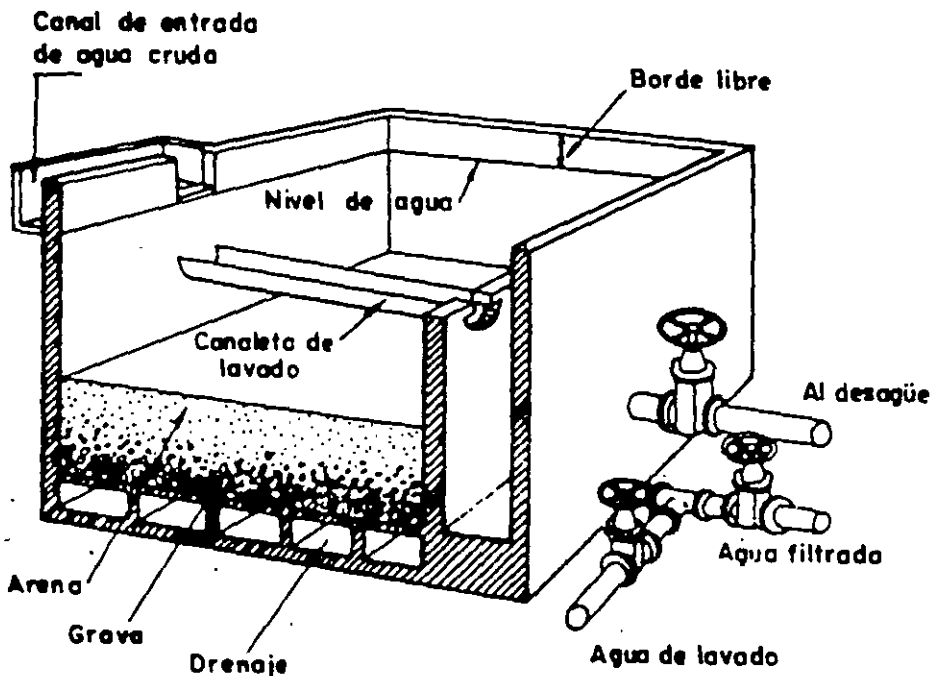


Fig. 8-4

Rata de filtración o carga superficial

Generalmente se atribuye a George Fuller haber fijado, en 1898, lo que hoy se conoce como rata normal de filtración de $2\text{gpm}/\text{p}^2$ ($117.5\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$). Los experimentos fueron realizados en la planta de tratamiento de Louisville, Estados Unidos, en la cual se había instalado un sistema de filtros rápidos (o mecánicos) entonces poco conocidos.