

875215



UNIVERSIDAD VILLA RICA

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

“APUNTES DE MECANICA DE SUELOS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

PRESENTA:

MARIO ARTURO AGUILAR TELLEZ

DIRECTOR DE TESIS

ING. JUAN FRANCISCO CAPALLERA CABADA

REVISOR DE TESIS

ING. JOSÉ VLADIMIRO SALAZAR SIQUEIROS

BOCA DEL RIO, VER.

2003

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**A MI ABUELO, GRACIAS POR CUIDARME:
SR. ING. ARTURO TÉLLEZ IGLESIAS. (Q.E.P.D)**

**A MI MADRE CON CARÍÑO Y RESPETO,
SIEMPRE TE LLEVO EN MIS
PENSAMIENTOS, GRACIAS POR TU APOYO
Y AMOR INCONDICIONAL:
SRA. LIC. LINDA TÉLLEZ CARRILLO.**

**A MI MAMÁ "YAYO" CON CARÍÑO, TUS ENSEÑANZAS
HAN HECHO DE MÍ UNA PERSONA VALIOSA:
SRA. AMALIA CARRILLO GARCÍA.**

**A MI HERMANO, GRACIAS POR APOYARME
SIEMPRE EN MIS PROYECTOS Y CONTAR
CON TU CARÍÑO:
SR. ING. ALEJANDRO AGUILAR TÉLLEZ.**

**A MI TÍA FELI, GRACIAS POR TRAERME AL MUNDO:
SRA. FELICIANA CARRILLO GARCÍA.**

**A MI ASESOR DE TESIS, POR SU AYUDA
INCONDICIONAL Y ACERTADOS
CONSEJOS, GRACIAS POR SER UN
EXCELENTE AMIGO:
SR. ING. JUAN F. CAPALLERA CABADA.**

A TODA MI FAMILIA CON CARÍÑO.

**A MI MEJOR AMIGA, GRACIAS POR TU APOYO Y
CARÍÑO:
SRITA. ARQ. DIANA SAMANTHA VILLALVAZO RDZ.**

**A MIS CATEDRÁTICOS CON AGRADECIMIENTO Y
RESPETO.**

**A MIS COMPAÑEROS CON
AGRADECIMIENTO.**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

INDICE

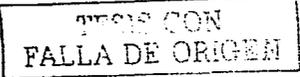
	Página
INTRODUCCION	3
PROPOSITO Y ALCANCE	4
LISTA DE TABLAS	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS	5
1.1 Estado de esfuerzo de un elemento de suelo	5
1.2 Teorías de falla en suelos	8
1.3 Suelos gruesos	10
1.4 Suelos finos	13
1.5 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en el laboratorio. Pruebas de corte directo. Pruebas triaxiales	17
1.6 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en el campo. Prueba de veleta. Prueba de placa	21
1.7 Correlaciones estadísticas para obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante	24
1.8 Ejemplos	31
1.9 Problemas	37

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

	Página
2. COMPACTACION	38
2.1 Teoría de la compactación	38
2.2 Compactación de campo	41
2.3 Pruebas de campo y laboratorio	47
ANEXO 2.1 Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O estándar	54
ANEXO 2.2 Prueba Porter	57
ANEXO 2.3 Formato de compactación	60
3. EMPUJE DE SUELOS	62
3.1 Empleo de elementos de retención en obras civiles	62
3.2 Estados plásticos de equilibrio. Teoría de Rankine. Suelos de comportamiento friccionante (Prueba CD). Suelos de comportamiento cohesivo (Prueba UU). Suelos de comportamiento mixto	67
3.3 Método de Coulomb. Método de Culmann	75
3.4 Método semiempírico de Terzaghi	78
3.5 Análisis de estabilidad de muros de retención. Drenaje de muros	81
3.6 Empuje de suelos sobre ataguías, ademes y tablaestacas	90
3.7 Ejemplos	98
3.8 Problemas	107
ANEXO 3.1 Coeficientes de presión de tierras	109
ANEXO 3.2 Valores para el coeficiente de presión activa de tierras, K_a , para la $E_c(29)$, de Rankine. Valores no dados para $\beta > \phi$	111
ANEXO 3.3 Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana, según Terzaghi	112

TEST CON
FALLA DE ORIGEN

	Página
ANEXO 3.4 Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate	113
ANEXO 3.5 Perfiles en U	114
ANEXO 3.6 Perfiles en Z	115
ANEXO 3.7 Perfiles de alma plana	116
ANEXO 3.8 Paredes combinadas sistema HZ	117
ANEXO 3.9 Curvas de reducción del momento para muros de tablaestacados en arena (Según Rowe, 1952)	118
ANEXO 3.10 Método de Poncelet	119
4 ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS	120
4.1 Introducción. Fallas de taludes	120
4.2 Análisis de estabilidad en suelos de comportamiento cohesivo (Método de Culmann. Método Sueco). Análisis de estabilidad en suelos de comportamiento cohesivo-friccionante y en suelos friccionantes (Método de Dovelas)	125
4.3 Estabilidad de taludes con flujo de agua	130
4.4 Drenes y subdrenes para mejorar la estabilidad de taludes	131
4.5 Ejemplos	133
4.6 Problemas	139
ANEXO 4. 1 Métodos de análisis para la estabilidad de taludes	141
ANEXO 4. 2 Análisis de esfuerzos efectivos- Método de dovelas	142
ANEXO 4. 3 Localización del círculo más crítico	144
ANEXO 4. 4 Uso de geosintéticos para la estabilidad de taludes	146
REFERENCIAS	150



BIBLIOGRAFIA

Página

153

ENLACES ELECTRONICOS

154

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.1. Angulo de Fricción Interna, ϕ , en Suelos Granulares y sus Valores Típicos, (Ref. 3).

TABLA 1.2. Rangos de Sensibilidad de las Arcillas, (Ref. 3).

TABLA 1.3. Índice de Plasticidad, (Ref. 3).

TABLA 1.4. Correlación entre la Resistencia a la Penetración y las Propiedades de los Suelos a partir de la Prueba de Penetración Estándar, (Ref. 5, p-148).

TABLA 1.5. Correlación Aproximada entre el Cono Holandés y la Resistencia a la Penetración Estándar, (Ref. 5, p-150).

TABLA 2.1. Métodos de Mejoramiento de Suelos, (Ref. 1, p-155).

TABLA 2.2. Rodillos Pata de Cabra. Efectos de la Presión de Contacto en el Peso Volumétrico Seco Máximo, (Ref. 1, p-162).

TABLA 2.3. Elección de Equipo de Compactación, (Ref. 3, p-63).

TABLA 2.4. Pruebas de Compactación de Laboratorio, (Ref. 1, p-193).

TABLA 2.5. Características de las Pruebas Dinámicas de Uso más Frecuente, (Ref. 1, p-194).

TABLA 3.1. Valores de C, Según Terzaghi, (Ref. 1, p-156).

TFCIS CON
FALLA DE ORIGEN

LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1.1. Consideración de una Masa de Suelo Saturado, (Ref. 1, p-49).
- FIGURA 1.2. Estados de Esfuerzos en un Elemento de Suelo, (Ref. 3).
- FIGURA 1.3. Envoltente de Resistencia de un Suelo No-Cohesivo, (Ref. 3).
- FIGURA 1.4. Envoltentes de Resistencia en Términos de Esfuerzos Efectivos y Esfuerzos Totales, (Ref. 3).
- FIGURA 1.5. Detalles Principales de la Cámara Triaxial, (Ref. 5, p-116).
- FIGURA 1.6. Envoltente de Resistencia para una Arcilla Pura, (Ref. 3).
- FIGURA 1.7. Envoltente de Resistencia de una Arcilla Normalmente Consolidada, ($LL \approx w$), Condiciones Drenadas, (Ref. 5, p-126).
- FIGURA 1.8. Aparato de Corte Directo de Esfuerzo Controlado, (Ref. 1, p-31).
- FIGURA 1.9. Aparato de Corte de Deformación Controlada, (Skempton y Bishop, 1950), (Ref. 1, p-32).
- FIGURA 1.10. Aparato de Corte Circular, (Hvorslev, 1952), (Ref. 1, p-33).
- FIGURA 1.11. Aparato de Corte Simple de Kjellmann, (Ref. 1, p-41).
- FIGURA 1.12. Componentes de la Cámara de Compresión Triaxial, (Ref. 4, p-383).
- FIGURA 1.13. Aparato de Vcleta para Determinar la Resistencia al Corte, "in situ", (Ref. 4, p-381).

FIGURA 1.14. Torcómetro para Determinar la Resistencia al Corte en Materiales con $S = c$, (a) Vista Lateral; (b) Vista Interior de las Aspas, (Ref. 5, p-151).

FIGURA 1.15. (a) Vista General de Torcómetro; (b) Ensaye con Torcómetro en un Tubo Partido, (Cortesía del Ing. Juan F. Capallera Cabada).

FIGURA 1.16. Características más Importantes para la Realización de la Prueba de Carga, (Ref. 9).

FIGURA 1.17. Curva Esfuerzo-Deformación Resultante de una Prueba de Carga, (Ref. 9).

FIGURA 1.18. Muestreador de Tubo Partido o Media Caña, para la Prueba de Penetración Estándar, (Ref. 5, p-142).

FIGURA 1.19. Muestras Alteradas e Inalteradas, Tubo Shelby, Obtenidas en una Prueba de Penetración Estándar, (Cortesía del Ing. Juan F. Capallera Cabada).

FIGURA 1.20. (a) Prueba de Penetración Estándar; (b) Muestra Obtenida con Muestreador de Tubo Partido, (Cortesía del Ing. Juan F. Capallera Cabada).

FIGURA 1.21. Relación entre el Número de Golpes de la Prueba de Resistencia a la Penetración Estándar, N , y el Angulo de Fricción Interna, ϕ , de las Arenas, (Ref. 7, p-250).

FIGURA 1.22. Penetrómetro Estático, (Ref. 8).

FIGURA 1.23. (a) Vista Lateral del Vehículo de Transporte para el Cono de Fricción; (b) Vista Frontal, (Ref. 8, p-22).

FIGURA 1.24. (a) Celda de Carga Hidráulica; (b) Cono Tipo Begemann con Camisa de Fricción, (Cortesía de Geovisa).

FIGURA 1.25. Principio de Operación y Medición del Cono Holandés, (Cortesía de Geovisa).

FIGURA 2.1. Antiguas Técnicas de Movimiento de Tierras y Compactación, (Ref. 2, p-41).

FIGURA 2.2. Curva de Compactación, Obtenida Mediante la Prueba Proctor Estándar.

FIGURA 2.3. (a) Rodillo Liso, con Peso Operativo de 3300 a 4500 Kg, (b) Rodillo Neumático con Llantas de hule, con Peso de 2400 Kg, (Bomag Company).

FIGURA 2.4. Tipos de Vástagos de Rodillo Pata de Cabra, (Ref. 1, p-160).

FIGURA 2.5. Rodillo Pata de Cabra, Marca BOMAG, con un Ancho de Trabajo de 2.12 mts y Peso Operativo de 11000 Kgs, (BOMAG Company).

FIGURA 2.6. (a) Bailarina Marca MIKASA con Potencia de 107 Hp; (b) Bailarina Marca BOMAG, con Potencia de 107 HP, (MIKASA Co. BOMAG Co).

FIGURA 2.7. (a) Rodillo Liso con Vibración, con Peso Operativo de 1200 Kg; (b) Rodillo Liso con Vibración, Con Peso Operativo de 6000 Kg, (BOMAG Company).

TECNOLOGIA
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 2.8. (a) Rodillo Liso con Vibración de Propulsión a Mano, Peso de 210 Kg; (b) Placa con Vibración, Peso de 500 Kg, (c) Rodillo Liso con Vibración, Peso de 750 Kg; en los Tres Casos es Accionado por un Motor de Gasolina, (MIKASA Company).

FIGURA 2.9. Métodos para Determinar el Peso Volumétrico Seco "in situ", (a) Cono de Arena; (b) Globo de Hule, (Ref. 8, p-430).

FIGURA 2.10. Dispositivo de Dispersión Reflejada, (Ref. 4, p-371).

FIGURA 2.11. (a) Colocación del Densímetro Nuclear; (b) Registro de los Resultados Obtenidos en "in situ", (Cortesía de Geovisa).

FIGURA 2.12. (a) Ensaye Proctor Estándar; (b) Equipo de Compactación, (ELE, International).

FIGURA 2.13. Molde de Compactación y Pisón Compactador, para la Prueba Proctor Estándar, (Ref. 5, p-11).

FIGURA 2.14. Esquema de Molde de Compactación para Prueba de Porter, (Ref. 1, p-227).

FIGURA 3.1. Usos Comunes de Elementos de Retención, (Ref. 1, p-118).

FIGURA 3.2. Esquema de Empuje Activo y Pasivo de Tierras, (Ref. 2, p-9).

FIGURA 3.3. Nomenclatura de un Muro de Retención, (Ref. 2, p-8).

FIGURA 3.4. Fallas de un Muro de Retención, (Ref. 2, p-13).

FIGURA 3.5. Tipos de Muros de Contención, (Ref. 6, p-286).

FIGURA 3.6. Estado Plástico de Equilibrio Definido por la Envolvente de Ruptura de Mohr; (a) Estado Inicial de Esfuerzos, (b) Estado Activo, (c) Estado en Reposo, (Ref. 4, p-379).

FIGURA 3.7. Esfuerzos Actuales en un Suelo en Reposo, (Ref. 1, p-123).

FIGURA 3.8. Diagrama de Distribución de Esfuerzos en un Muro de Retención, Suelos Friccionantes, (Ref. 2, p-19).

FIGURA 3.9. Estados Plásticos en el Diagrama de Mohr, Suelos Cohesivos, (Ref. 1, p-131).

FIGURA 3.10. Distribución de Presiones en Suelos Cohesivos, (a) Activa, (b) Pasiva, (Ref. 1, p-134).

FIGURA 3.11. Estados Plásticos en el Diagrama de Mohr, Suelos Mixtos, (Ref. 1, p-135).

FIGURA 3.12. Esquema del Método de Coulomb, en Suelos Friccionantes, (Ref. 1, p-137).

FIGURA 3.13. Esquema del Método de Culmann, (Ref. 2, p-32).

FIGURA 3.14. Procedimiento Gráfico de Culmann, para Determinar el Empuje Máximo, $E_{\text{máx}}$, (Ref. 2, p-33).

FIGURA 3.15. Fuerzas a Considerar en el Análisis de Estabilidad de un Muro de Retención, (Ref. 6, p-164).

FIGURA 3.16. Muro de Retención, Ubicado en la Av. Presidentes, Xalapa., Ver.

FIGURA 3.17. Muro de Retención Impermeabilizado con Elementos Geosintéticos, (Ref. 9, p-127).

FIGURA 3.18. Utilización de Ademes para la Retención de Excavaciones Verticales, (Ref. 10, p-56).

FIGURA 3.19. Envoltorio Práctico de Presión en Arenas, Según Terzaghi, (Ref. 1, p-160).

FIGURA 4.1. Taludes Naturales y Artificiales, (Ref. 3, p-363).

FIGURA 4.2. Falla de la Base del Talud, (Ref. 2, p-249).

FIGURA 4.3. Falla del Talud, (Ref. 2, p-249).

FIGURA 4.4. Falla al Pie del Talud, (Ref. 2, p-249).

FIGURA 4.5. Esquema de Fuerzas Existentes en un Talud, (Ref. 2, p-249).

FIGURA 4.6. Aspecto de Falla de la Base del Talud, Av. Presidentes, Xalapa., Ver.

FIGURA 4.7. Plano de Deslizamiento de Culmann, (Ref. 2, p-250).

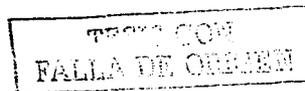
FIGURA 4.8. Superficie de Falla Circular de Petterson, (Ref. 3, p-252).

FIGURA 4.9. Método de Dovelas o de Fellenius, (Ref. 2, p-270).

FIGURA 4.10. Efecto de un Talud Sumergido, (Ref. 3, p-381).

FIGURA 4.11. Estabilidad de Taludes Mediante Terrazas, Carretera Xalapa-Veracruz.

FIGURA 4.12. Estabilidad de Talud, Mediante Concreto Lanzado, Tienda Comercial COSTCO, Xalapa., Ver.



INTRODUCCION

El trabajo de tesis que se presenta, lo he realizado con mucho esmero y cuidado, tratando de lograr un texto útil y de apoyo para el curso de Mecánica de Suelos, que se imparte actualmente en la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Villa Rica.

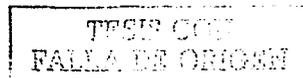
La base que se tomo como arranque para el desarrollo del trabajo, ha sido los apuntes tomados en la clase, impartida por el Ing. Juan Fco. Capallera Cabada, por eso el nombre de *Apuntes de Mecánica de Suelos*. El programa de estudio que se ha desarrollado es el Programa UNAM 1995, el cual se encuentra vigente tanto en nuestra Universidad como en la máxima casa de estudios, Universidad Nacional Autónoma de México.

La mecánica de suelos tiene un amplio campo de estudio, ya que se considera una disciplina joven dentro de la ciencia moderna. Estas líneas se sustentan con la referencia, de que en el año 1925 nace el término usado mundialmente, tras la publicación del libro *ERBAUMECHANIK* (Mecánica Suelos), escrito por el Dr. Karl Terzaghi. Dicho suceso cambiaría la visión de los ingenieros proyectistas y constructores del siglo XX.

El estudio de las propiedades físicas y mecánicas del suelo donde se pretenda construir, es un factor muy importante que todo ingeniero especializado, o no, debe cuidar; por lo cual es de suma importancia contar con buenas bases de conocimientos y un buen criterio profesional, para poder emprender una obra y ofrecer resultados de calidad.

La base principal para contar con buenos conocimientos se logra en la escuela; estudiando, preparándose y tratando de tomar todo aquello que sirva para el buen desarrollo de nuestra vida estudiantil y profesional, Terzaghi alguna vez expreso: "la teoría es la práctica escrita", sin embargo; también dijo: "quien sólo conoce la teoría de la Mecánica de Suelos y carece de experiencia práctica puede ser un peligro público".

El criterio y desarrollo profesional se acrecienta con la experiencia práctica, la cual se va adquiriendo con el transcurso de los años. Es obvio que al principio los ingenieros jóvenes, como en mi caso, tengamos que pasar por un penoso periodo de tanteos antes de contar con un cierto dominio de la materia, pero las historias de esfuerzos como en el caso del Dr. Terzaghi, el prólogo del libro *Mecánica de Suelos I* escrito por el Dr. Nabor Carrillo, representan un aliciente para todos nosotros que nos encontramos al pie de la cuesta.



El estudio de la Mecánica de Suelos "conjuga a dos de los cuatro elementos de la naturaleza que fascinaron a los hombres de antes y siguen fascinando a los hombres de hoy. La tierra y el agua", Dr. Nabor Carrillo.

Quiero agradecer la ayuda incondicional del Ing. Juan Fco. Capallera Cabada, para la realización de este trabajo, gracias a su instrucción y valiosos consejos he logrado conocer una disciplina tan noble como lo es la Mecánica de Suelos.

Por último, tengo mis esperanzas puestas en que este trabajo sea de utilidad, para mis compañeros estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil.

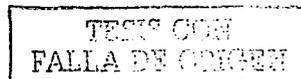
PROPOSITO Y ALCANCE

La realización de este trabajo tiene como propósito principal, ofrecer un texto de consulta a los estudiantes de 7º Semestre de la Facultad de Ingeniería Civil, en la Universidad Villa Rica. Lo original, por así decirlo, es que el texto de consulta se ha realizado en base a la clase que se imparte actualmente en la Universidad, por un ex-alumno.

Los temas con los que cuenta este trabajo son: Resistencia al esfuerzo cortante, compactación de suelos, empuje de suelos y estabilidad de taludes.

Para alcanzar el objetivo principal se han desarrollado las siguientes acciones:

- Se proporciona al final de cada capítulo referencias bibliográficas y enlaces electrónicos, para que el estudiante pueda recurrir a la fuente original y así ampliar sobre el tema,
- Al final de cada capítulo se presentan ejemplos ilustrativos y ejercicios propuestos. En el capítulo de compactación de suelos se ofrece un formato de compactación, el cual se encuentra automatizado en una hoja de cálculo (Excel), para graficar automáticamente la *curva de compactación*,
- Se ha elaborado un CD-ROM, en ambiente html, para hacer más interactivo la explicación de los capítulos, en este, se pueden encontrar lo siguiente:
 - El desarrollo de cada capítulo,
 - Galería de fotos, Problemas resueltos,
 - Enlaces electrónicos con páginas a fines al tema,



1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS

1.1 ESTADO DE ESFUERZO DE UN ELEMENTO DE SUELO.

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se define como la capacidad que tienen estos de resistir cargas; determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación, etc. El conocimiento de la resistencia al corte en suelos es indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo. Sin embargo, para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es esencial tener en primer lugar, ideas claras respecto a lo que es: *presión total, presión intersticial y presión efectiva*, (Ref. 1, p-65).

Presión total sobre un plano elemental a través del suelo es la fuerza total por unidad de superficie que actúa sobre dicho plano. La presión total tendrá una componente normal y una componente tangencial.

Presión efectiva es, por definición, la presión que determina la resistencia al esfuerzo cortante, o la deformación de un suelo. Esta presión también tendrá componentes normal y tangencial.

Los suelos saturados que maneja el ingeniero civil suelen estar formados por dos elementos: *partículas sólidas y agua*.

Al someter un suelo saturado a un estado de esfuerzos, los esfuerzos aplicados son absorbidos en diferente proporción por cada uno de estos elementos. La parte del esfuerzo tomada por las partículas sólidas es lo que se denomina *presión intergranular*. La parte del esfuerzo absorbida por el agua se llama *presión intersticial o de poro*; como ya sabemos, el agua no puede soportar esfuerzos cortantes, y por ello, la presión intersticial sólo tendrá componente normal.

La proporción que es absorbida por cada una de las partes depende de una serie de circunstancias, tales como tipo de suelo, velocidad de aplicación de la carga con relación a la permeabilidad del mismo, su historial de cargas, entre otros factores.

Si se considera, una masa de suelo saturado con una superficie horizontal, Fig 1.1 (Ref. 2, p-49), con el nivel de aguas freáticas, *NAF*, a nivel de terreno natural, *NTN*, se tiene que un plano horizontal *XX* de área, *A*, a una profundidad, *z*, la columna vertical de suelo por encima de *XX* tendrá el peso total *W* siguiente:

CON
FALLA DE ORIGEN

$$W = W_s + W_w \dots\dots\dots Ec. (1)$$

donde:

$W_s =$ peso de las partículas del suelo
 $W_w =$ peso del agua en los vacíos

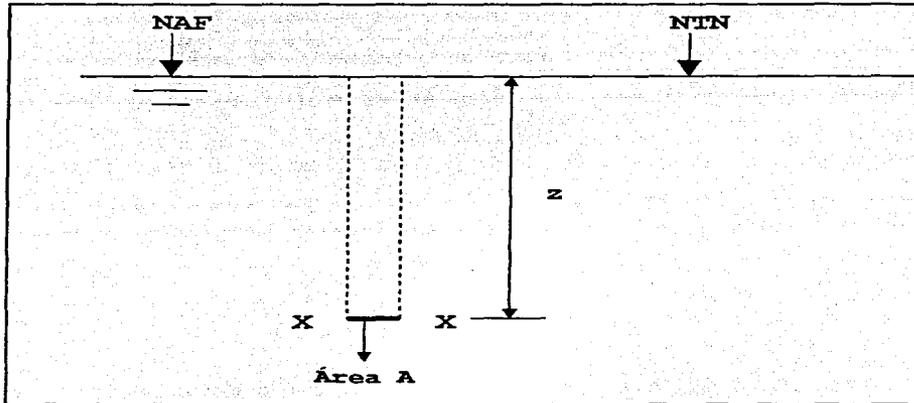


FIGURA 1.1. Consideración de una Masa de Suelo Saturado, (Ref. 1, p-49).

Debajo del nivel freático, las partículas del suelo se encuentran sometidas a un empuje, u , (provocado por el agua) por lo tanto, el esfuerzo efectivo W'_s está dado por:

$$W'_s = W_s - u \dots\dots\dots Ec. (2)$$

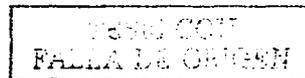
Entonces:

$$W_s = W'_s + u \dots\dots\dots Ec. (3)$$

sustituyendo la Ec. (3) en la Ec. (1), resulta

$$W = W'_s + u + W_w \dots\dots\dots Ec. (4)$$

Si V_s representa el volumen de las partículas del suelo, y V_w el volumen del agua, entonces:



$u = \gamma_w g V_s$ (principio de Arquímedes) y $W_w = \gamma_w g V_w$; sustituyendo estas expresiones en la ecuación (4):

$$W = W'_s + \gamma_w g (V_s + V_w) \dots\dots\dots Ec. (5)$$

Como el suelo se encuentra saturado el volumen de agua, V_w , es igual al volumen de vacíos, V_s . Por lo tanto, $V_s + V_w$ representa el *Volumen Total*, V , de la columna. Entonces la ecuación (5), queda:

$$W = W'_s + \gamma_w g V \dots\dots\dots Ec. (6)$$

Y como $V = A z$, sustituyendo en la ecuación (6) y dividiendo todo la ecuación entre A , queda:

$$\frac{W}{A} = \frac{W'_s}{A} + \gamma_w g z \dots\dots\dots Ec. (7)$$

donde:

$$\frac{W}{A} = \text{Esfuerzo Total, representado por } \sigma, p$$

$$\frac{W'_s}{A} = \text{Esfuerzo Efectivo, representado por } \sigma', p$$

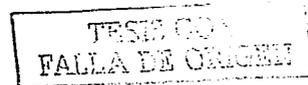
$$\gamma_w g z = \text{Presión intersticial hidrostática, representada por, } u$$

Así se obtiene:

$$\sigma = \sigma' + u \dots\dots\dots Ec. (8)$$

Esta ecuación generalmente se cumple para suelos saturados, sin tener en cuenta las condiciones del agua en los poros ni la influencia de las cargas externas.

La Ecuación (8) se conoce como *Principio de esfuerzo efectivo* y fue fundamentado por primera vez por Karl Terzaghi, en 1923. Este simplemente propone que "en cualquier punto de una masa de suelo saturado el esfuerzo total en cualquier dirección es igual a la suma algebraica del esfuerzo efectivo en esa dirección y la presión intersticial". (Ref. 2. p-50). El principio de esfuerzo efectivo es quizá la relación de más importancia en el estudio de la mecánica de suelos, y su publicación por Terzaghi marcó la aparición de esta materia como una disciplina separada en ingeniería, (Ref. 2. p-50).



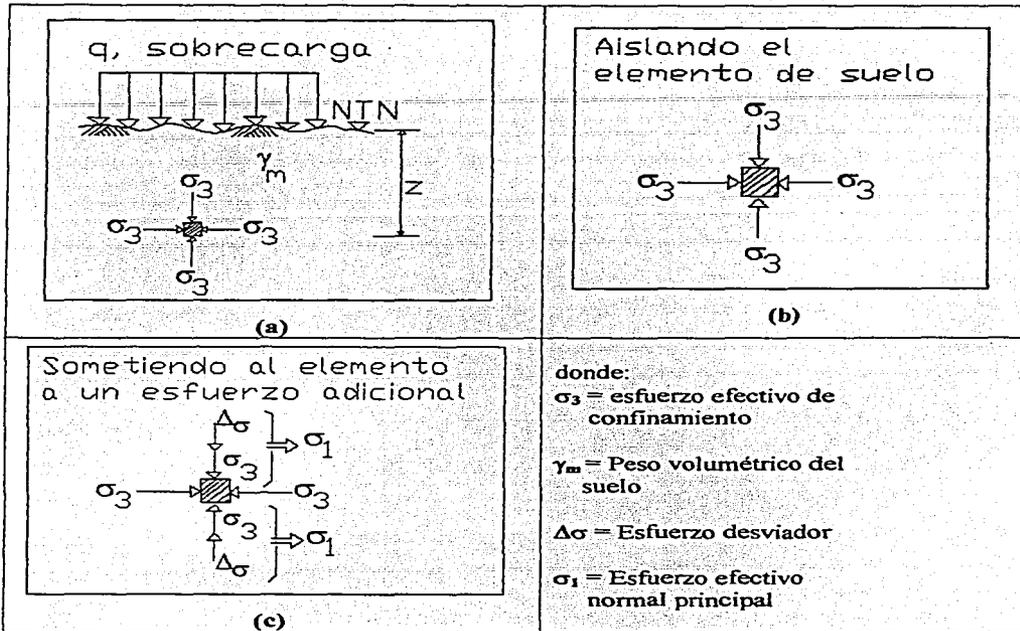


FIGURA 1.2. Estados de Esfuerzos en un Elemento de Suelo, (Ref. 3).

1.2 TEORÍAS DE FALLA EN SUELOS.

La mecánica de suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el *esfuerzo cortante máximo* que pueda soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla.

En términos generales no existe aún una definición general del concepto falla; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material o el momento de la ruptura del mismo, (Ref. 4, p-370).

Los criterios de falla que se han presentado en el pasado podrían clasificarse primeramente en dos grupos:

- I. El que utiliza *criterios dinámicos*; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

II. El que utiliza *criterios cinemáticos*, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Actualmente, las teorías de falla más usadas siguen criterios dinámicos y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran predicamento.

a) *Teoría de la Deformación Unitaria Máxima (Saint-Venant)*

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos. Se trata de una teoría de falla de tipo cinemático.

Sin embargo, Bridgman, fue quien demostró que si un material se sujeta a deformaciones principales iguales según tres direcciones, aplicando alta presión hidrostática, no se produce en él ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones producidas sean muy importantes.

b) *Teoría del Máximo Esfuerzo Normal (Rankine)*

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales. Sin embargo los mismos experimentos de Bridgman hacen ver esta teoría como inadecuada, pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

c) *Teorías de Máximo Esfuerzo Cortante*

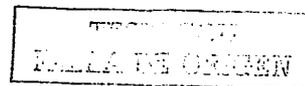
Con el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo existen varias teorías, que podría decirse son las de más amplio uso, porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

1. *Teoría de Guest*

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo límite es una constante del material. Se ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de materiales frágiles, tales como rocas, concreto, etc; tampoco es aplicable en arenas ni arcillas, pues la resistencia al esfuerzo cortante, representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en estos materiales.

2. *Teoría de Coulomb*

En el año 1773 Coulomb estableció, por primera vez un criterio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante, S , en un elemento plano a través de un suelo, mediante la expresión general:



$$S = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots Ec. (9)$$

El primer término, c , representa la cohesión del suelo a través de dicho plano y el segundo, la componente de fricción debida a la presión normal a dicho plano.

La *Ec. (9)* se aplica, en principio, a un suelo seco o saturado en el que no hay presiones intersticiales (puede haber variaciones en los parámetros de un caso al otro). Cuando existen presiones intersticiales surge el problema de saber cuál es la presión normal que hay que introducir en la ecuación (9), es decir, cuál es la presión efectiva, la que influye en la resistencia al esfuerzo cortante.

3. Teoría de Mohr

Esta teoría, establece que la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal alcance un cierto valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

La *Mecánica de Suelos* actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de *Mohr-Coulomb*, con líneas de falla curvas. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante, (*Ref. 4. p-371*).

1.3 SUELOS GRUESOS.

En 1942, A. Casagrande desarrolló el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, el cual sería la base para constituir el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, *SUCS*. El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: (1) *la gruesa*, formada por partículas mayores que la malla N° 200 (0.074 mm) y menores que la malla de 3" (7.62 mm) y (2) *la fina*, formada por las partículas que pasan la malla N° 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla N° 4 (4.76 mm). La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante o granular depende de las siguientes características del propio material:

- Compacidad
- Forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Resistencia individual de las partículas
- Tamaño de las partículas
- Historia previa de carga

FALLA DE ORIGEN

- Drenaje del suelo
- Velocidad de aplicación de la carga
- Tipo de carga: - Monotónica o estática
- Cíclica o transitoria

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de como se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio (*magnitud y velocidad de aplicación de las cargas*).

1) Suelo Friccional o Granular en estado seco

Los suelos friccional compuestos por partículas rígidas que no se encuentran en un estado excepcionalmente suelto, la ecuación de resistencia al esfuerzo cortante es la siguiente:

$$S = p \tan \phi \dots\dots\dots Ec. (10)$$

donde:

- $S = p$ = son los esfuerzos críticos en el plano de falla
- ϕ = Angulo de la envolvente de resistencia (ángulo de fricción interna del suelo), que en este caso es una línea recta que pasa por el origen como se muestra en la FIG 1.3, (Ref. 3).

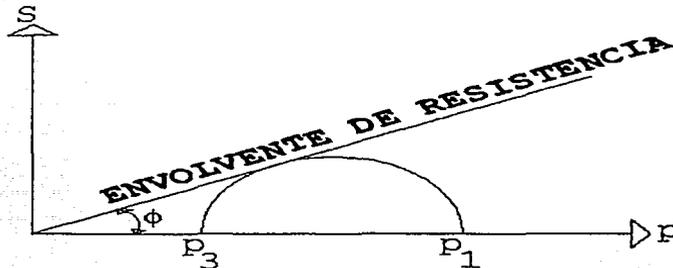


FIGURA 1.3. Envolvente de Resistencia de un Suelo No-Cohesivo, (Ref. 3).

El ángulo de fricción interna, ϕ , y sus valores típicos se dan en la TABLA 1.1, (Ref. 3), que a continuación se presenta:

TEST CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 1.1. Angulo de Fricción Interna, ϕ , en Suelos Granulares y sus Valores Típicos, (Ref. 3).

SUELO	ESTADO	
	SUELTO	DENSO
Arenas y Gravas	33°-36°	47°-50°
Arenas bien graduadas	30°-33°	40°-47°
Arenas medias uniformes	26°-30°	32°-38°
Arena limosa	26°-30°	30°-35°

2) Suelo friccionante o granular en estado húmedo o saturado

En suelos friccionantes el esfuerzo normal en la falla es una función de la presión intersticial, u , y consecuentemente su ecuación de resistencia es la siguiente:

$$S = (p - u) \tan \phi = \bar{p} \tan \phi \dots\dots\dots Ec. (11)$$

donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante

p = Esfuerzo total

u = Presión de poro o intersticial

\bar{p} = Esfuerzo efectivo

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo; es igual tanto en suelos saturados como en suelos secos

El esfuerzo hidrostático puede llevar al suelo a una condición de inestabilidad como ya se vio cuando hablamos de los esfuerzos totales y los efectivos.

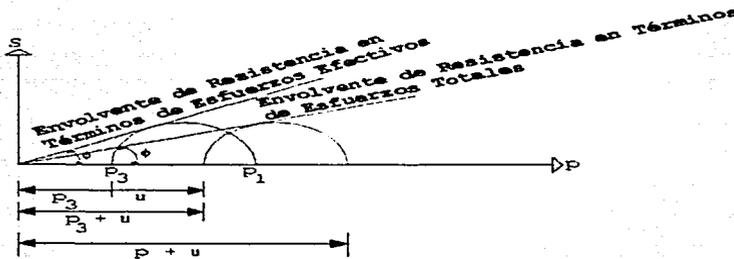
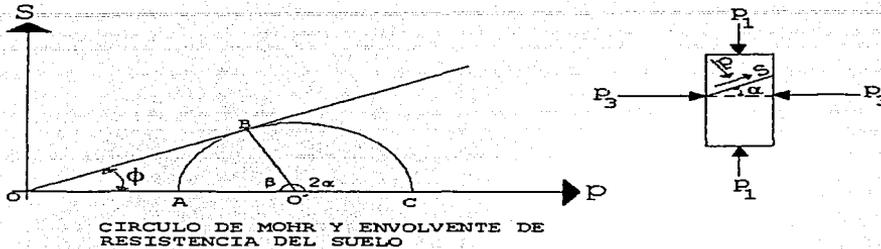


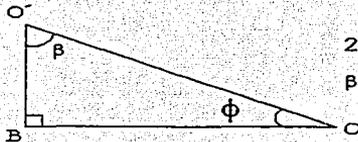
FIGURA 1.4. Envolventes de Resistencia en Términos de Esfuerzos Efectivos y Esfuerzos Totales, (Ref. 3).

TRABAJO CON
FALLA DE CORTANTE

Correlación entre el Angulo de Fricción Interna del Suelo, ϕ , y el Angulo de la Superficie de Falla del Suelo, α



Analizando el triángulo formado por BOO' , resulta:



$$2\alpha + \beta = 180^\circ \dots \dots \text{(a)}$$

$$\beta + \phi + 90^\circ = 180^\circ \dots \dots \text{(b)}$$

Despejando β , de (a) :

$$\beta = 180^\circ - 2\alpha$$

y sustituyéndolo en (b):

$$. (180^\circ - 2\alpha) + \phi + 90 = 180^\circ$$

$$\alpha = \frac{90 + \phi}{2}$$

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \dots \dots \text{Ec. (12)}$$

1.4 SUELOS FINOS.

Los suelos Finos o Cohesivos, son aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. El término cohesivo fue dado por Coulomb. El pensaba que estos suelos tenían "cohesión", es decir, creía en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes. Sin

FORMA CON
FALLA DE ORIGEN

embargo, la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, el mismo principio que en los suelos friccionantes; *la fricción*.

El estudio de la resistencia al corte en suelos cohesivos es de mayor importancia que en los suelos friccionantes, el agente carga-soporte de las arcillas es primeramente el agua que soporta la carga como un colchón permitiendo solamente un bajo grado de cambio volumétrico debido principalmente a su baja permeabilidad. (Ref. 4, p-388).

Por esta razón la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas se define en términos de la disipación de la *presión intersticial o de Poro y el grado de consolidación*. Las tres pruebas utilizadas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en las arcillas son:

- Resistencia a la compresión triaxial (No consolidada - No drenada), *Prueba Rápida (R)*.
- Resistencia a la compresión triaxial (Consolidada - No drenada)
- Resistencia a la compresión triaxial (Consolidada - Drenada), *Prueba Lenta (L)*.

En la prueba *Rápida* (sin consolidación y sin drenaje), no se permite la consolidación de la muestra, ya que la válvula de comunicación, FIG 1.5, (Ref.5, p-116), se cierra una vez que se disipa la presión intersticial o de poro, lo cual impide la entrada o salida de agua de la muestra. En cambio, en una prueba *Lenta* (con consolidación y con drenaje), la presión de poro permanece igual a cero durante toda la prueba y no tiene influencia en el comportamiento de la muestra, esto se logra porque se da tiempo suficiente para que la muestra se consolide dando lugar a que la presión intersticial o de poro se reduzca a cero. En la prueba *Rápida-Consolidada*, se da lugar a que la muestra se consolide primeramente bajo la presión de poro (como en la primera etapa de la prueba lenta), en seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga, de manera que no se permita un cambio de volumen.

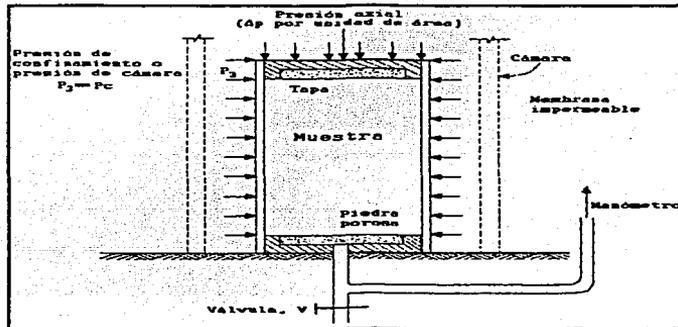
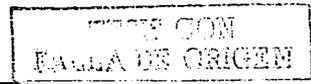


FIGURA 1.5. Detalles Principales de la Cámara Triaxial, (Ref. 5, p-116).



Estas pruebas de laboratorio sirven como simuladores de situaciones naturales en el suelo y sus resultados cuando mucho son aproximados. Un factor que principalmente influye en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos finos o cohesivos y cuya influencia debe apreciarse cuidadosamente en cada caso particular es la *sensibilidad de su estructura*.

$$\text{SENSIBILIDAD} = \frac{\text{RESIST} - \text{EN} - \text{EDO} - \text{INALTERADO}}{\text{RESIST} - \text{EN} - \text{EDO} - \text{ALTERADO}} \dots\dots \text{Ec. (13)}$$

La sensibilidad de una arcilla es una característica propia, definida como la resistencia de una muestra inalterada a la resistencia que presenta este suelo en estado alterado o remoldeado. La TABLA 1.2, (Ref. 3), nos presenta los rangos de sensibilidad de las arcillas.

TABLA 1.2. Rangos de Sensibilidad de las Arcillas, (Ref. 3).

RANGO	SENSIBILIDAD
2 a 4	BAJA
4 a 8	MEDIA
>8	ALTA

Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas normalmente consolidadas o blandas.

En los suelos blandos en condiciones No-drenadas, su resistencia al esfuerzo cortante no depende del esfuerzo de confinamiento.

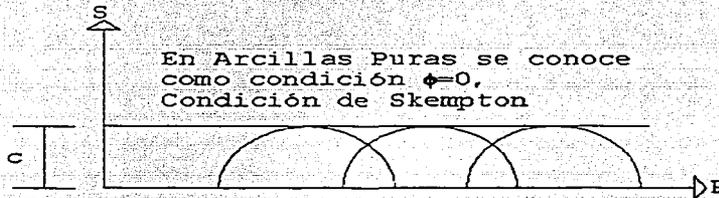


FIGURA 1.6. Envoltorio de Resistencia para una Arcilla Pura, (Ref. 3).

Condiciones Drenadas

Los resultados experimentales de pruebas de resistencia en condiciones drenadas muestran que para las arcillas normalmente consolidadas de baja y media sensibilidad:

$$\phi = 0$$

las resistencias de muestras normalmente consolidadas se definen por la línea de falla:

RECIBO CON
FALLA DE ORIGEN

$$S = \bar{p} \tan \phi_d \dots\dots\dots Ec. (14)$$

donde:

\bar{p} = Esfuerzo normal crítico

ϕ_d = Angulo de fricción interna relacionado con el índice de plasticidad como se presenta en la

TABLA 1.3, (Ref. 3):

TABLA 1.3. Índice de Plasticidad, (Ref. 3).

INDICE DE PLASTICIDAD	0	20	40	80	100
ϕ	40 - 35	35 - 30	30 - 26	26 - 24	24 - 20

Además se ha encontrado una relación estadística válida entre c/\bar{p} y el índice de plasticidad para arcillas normalmente consolidadas (Skempton, 1948; Bjerrum y Simona, 1960). Puede determinarse su valor aproximado con la ec: (Ref. 5, p-126)

$$\frac{c}{\bar{p}} = 0.10 + 0.004 I_p \dots\dots\dots Ec. (15)$$

donde:

I_p = representa el índice de plasticidad, y se expresa en porcentaje.

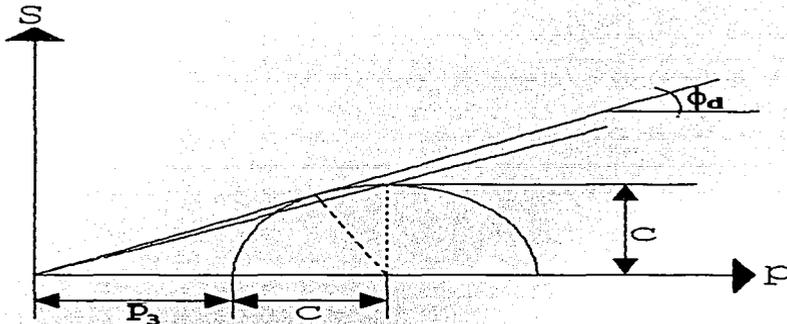


FIGURA 1.7. Envolvente de Resistencia de una Arcilla Normalmente Consolidada, ($LL \approx w$), Condiciones Drenadas, (Ref. 5, p-126).

INSTITUTO VEC
FALLA DE ORIGEN

1.5 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL LABORATORIO. PRUEBAS DE CORTE DIRECTO. PRUEBAS TRIAXIALES.

Entre los aparatos destinados a medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio, los que han alcanzado mayor importancia en la ingeniería práctica y en investigación son los siguientes: (1) *los aparatos de corte directo*, (2) *los aparatos de corte circular*, (3) *los aparatos de corte simple* y los (4) *aparatos triaxiales*. Un caso particular del triaxial de gran utilidad práctica, es el ensayo de compresión simple, (Ref. 1, p-30).

(1) Aparatos de corte directo

El aparato de corte directo consta de una armadura inferior y otra superior entre las que se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos. De estas armaduras una es fija y la otra es móvil.

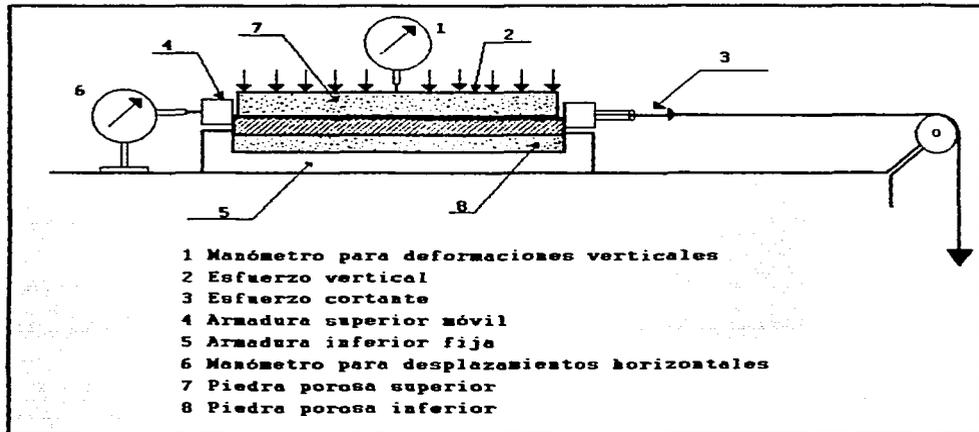


FIGURA 1.8. Aparato de Corte Directo de Esfuerzo Controlado. (Ref. 1, p-31).

En un ensayo normal se comienza por aplicar una carga vertical, observándose las deformaciones verticales mediante el manómetro correspondiente. A continuación se introduce un esfuerzo horizontal, y se van dibujando en un diagrama las deformaciones horizontales unitarias en abscisas y los esfuerzos horizontales de corte en ordenadas. Los aparatos modernos tienen un dispositivo para separar ligeramente las dos armaduras antes de aplicar el esfuerzo de corte. Con ello se elimina la fricción entre éstas. No se conoce aún la influencia de la magnitud de esta separación en los resultados.

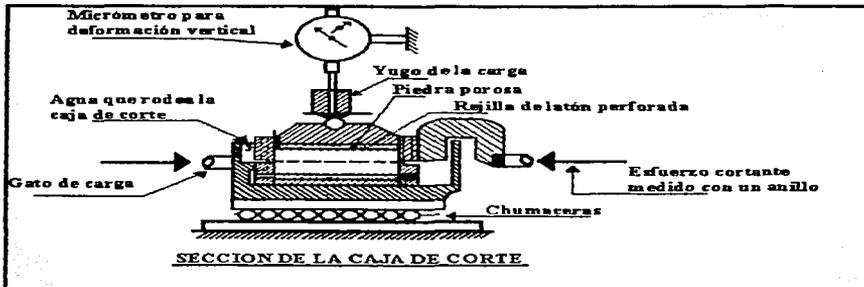


FIGURA 1.9. Aparato de Corte de Deformación Controlada. (Skempton y Bishop, 1950), (Ref. 1, p-32).

Según las condiciones en que se produce el drenaje de la muestra se distinguen tres tipos de ensayos:

- En el *ensayo sin drenaje* no se permite el drenaje de la muestra ni durante la aplicación de la carga vertical, ni durante la aplicación del esfuerzo de corte.
- En el *ensayo consolidado-sin drenaje* se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical, de modo que en el momento de aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La máquina de corte directo no permite el control del drenaje. Por ello los ensayos consolidado-sin drenaje sólo pueden realizarse en suelos impermeables, y operando, en la fase en que no se requiere drenaje, con gran rapidez para evitar que haya tiempo para que éste se produzca.
- Por último, en el *ensayo con drenaje* se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

En los ensayos consolidados-sin drenaje y con drenaje la presión vertical recibe el nombre de *presión de consolidación*.

Estos ensayos, según la forma en que se aplica la fuerza horizontal pueden ser de dos tipos:

(a) En el *ensayo de esfuerzo controlado*, FIG 1.8, se aplica un determinado esfuerzo horizontal, y se va midiendo las deformaciones en este sentido hasta llegar a la estabilización; a continuación se aumenta la fuerza horizontal, y así sucesivamente hasta que llega un momento en que las deformaciones no se estabiliza, lo cual nos indica que hemos sobrepasado la carga de rotura.

(b) En el *ensayo de deformación controlada*, FIG 1.9, la armadura móvil se desplaza a una velocidad determinada, y se van midiendo los esfuerzos horizontales

correspondientes mediante un anillo dinamométrico conectado en serie con la fuerza horizontal.

(2) Aparatos de corte circular

El aparato de corte circular, uno de cuyos modelos se representa en la FIG 1.10, (Ref. 1, p-33), ha sido desarrollado por Haefeli y Hvorslev, 1952. El principio de este aparato es exactamente igual al del aparato de corte directo; la única diferencia es que el corte se realiza aplicando una torsión de eje vertical a la muestra. Esta torsión se ejerce sobre la parte superior de la muestra mediante los cables que se ven en la figura.

(3) Aparatos de corte simple

El aparato que se muestra en la FIG 1.11, (Ref. 1, p-11), es un aparato de corte simple desarrollado por Kjellmann. La muestra cilíndrica se coloca en una membrana de goma, reforzada por medio de anillos metálicos. En estas condiciones es fácil comprender que la muestra está sometida a una deformación de corte simple. Además, este aparato elimina el rozamiento con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical, pues la membrana es muy deformable y los anillos, que quedan separados entre sí, no oponen resistencia a las deformaciones verticales de la muestra. La velocidad que hay que dar a la máquina de corte simple en un ensayo con drenaje para asegurarse que a lo largo de él se está produciendo una disipación total de las presiones de poro, se puede hallar del mismo modo que la máquina de corte directo.

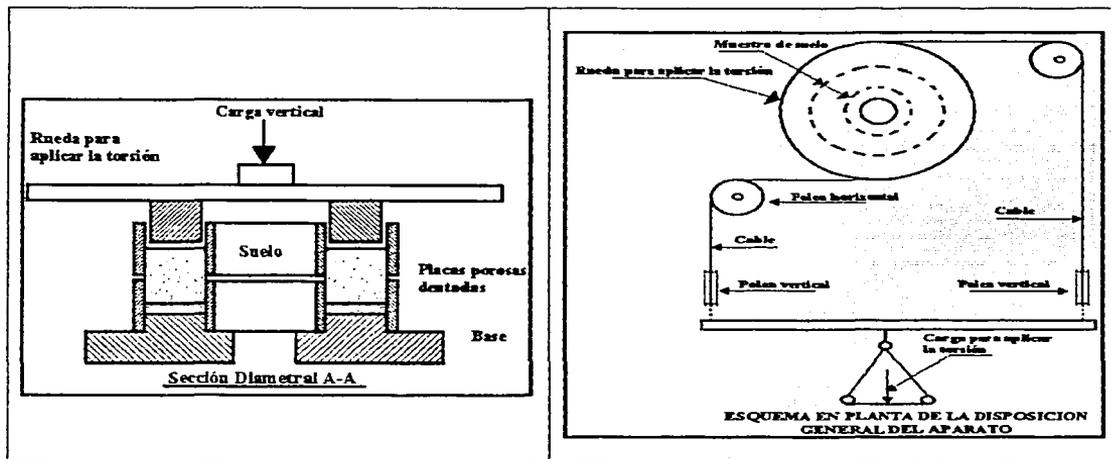


FIGURA 1.10. Aparato de Corte Circular, (Hvorslev, 1952), (Ref. 1, p-33).

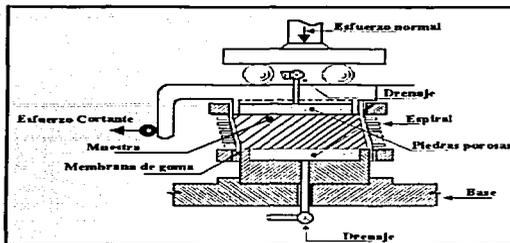


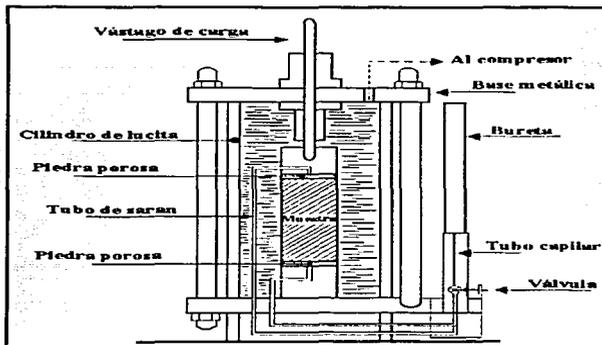
FIGURA 1.11. Aparato de Corte Simple de Kjellmann. (Ref. 1. p-41).

(4) Aparatos triaxiales

Los aparatos triaxiales tienen como índice común el que aplican o pretenden aplicar, sobre el contorno de la muestra, solamente esfuerzos normales, es decir, esfuerzos principales. Entre ellos destaca el que comúnmente se designa con el nombre de aparato triaxial, que realmente es un aparato de compresión cilíndrica, pues permite aplicar un esfuerzo sobre todo el contorno lateral del cilindro y otro, distinto, según su eje, FIG 1.12, (Ref. 4. p-383).

El verdadero aparato triaxial, permite aplicar tres esfuerzos distintos sobre los tres pares de caras paralelas. Otro es el aparato de deformación plana en el que se pueden variar los esfuerzos principales mayor y menor, mientras que la intermedia toma los valores precisos para que no haya deformación en la dirección correspondiente.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos, (Ref. 4. p-383).



IMPRESO EN
MÉJICO
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 1.12. Componentes de la Cámara de Compresión Triaxial, (Ref. 4. p-383).

1.6 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL CAMPO. PRUEBA DE VELETA. PRUEBA DE PLACA

Prueba de Veleta

La medición en campo de la resistencia al corte de los suelos cohesivos, especialmente en condiciones *No-Drenadas* se realiza mediante el aparato conocido como *Veleta*. El aparato en su forma más sencilla, consiste en una veleta (generalmente de 4 aspas) sujeta al extremo de una varilla vertical. La prueba presenta una considerable ventaja, ya que se realiza directamente sobre el suelo "in situ", sin alterar considerablemente el material, (Ref. 5, p-150). El conjunto se hace girar y se mide el par necesario para hacerlo, como el suelo falla a lo largo de una superficie cilíndrica, puede calcularse la resistencia al esfuerzo cortante si se conocen las dimensiones de la veleta y el par de torsión.

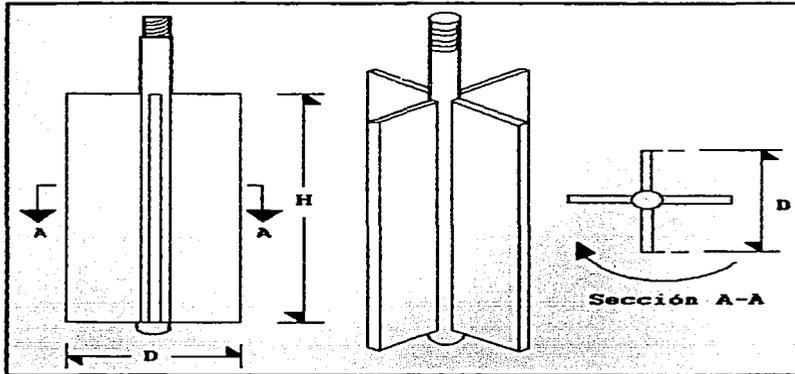


FIGURA 1.13. Aparato de Veleta para Determinar la Resistencia al Corte, "in situ", (Ref. 4, p-381).

$$c = \frac{Fd}{A} \text{-----Ec. (16)}$$

donde:

- c = cohesión o resistencia al esfuerzo cortante
- F = fuerza del torque
- d = brazo de palanca
- A = área de la superficie cilíndrica del corte

Mediante esta prueba es posible también medir la sensibilidad de la arcilla. La veleta no puede usarse con éxito en arcillas que tengan resistencias a la compresión simple

TESTE COM
FALLA DE ORIGEN

mayores que 10 Ton/m^2 , que contengan capas de arena o muchos gruesos o en suelos de tipo limosos MH, MI, en este caso los resultados no son muy confiables, (Ref.5, p-150).

Torcómetro.- es una modificación, que permite la ejecución rápida de muchas pruebas de veleta en la superficie recién cortada de una muestra o en la pared recién cortada de un pozo a cielo abierto. Pueden hacerse determinaciones confiables de resistencias al esfuerzo cortante que oscilen entre 1 y 50 Ton/m^2 , FIG 1.14, (Ref.5, p-151).

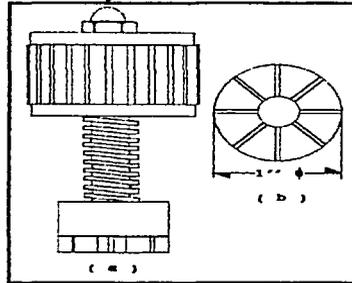


FIGURA 1.14. Torcómetro para Determinar la Resistencia al Corte en Materiales con $S = c$, (a) Vista Lateral; (b) Vista Interior de las Espigas, (Ref. 5, p-151).

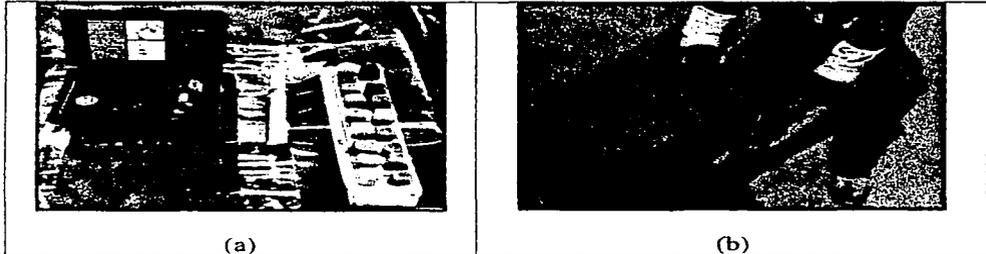


FIGURA 1.15. (a) Vista General de Torcómetro; (b) Ensaye con Torcómetro en un Tubo Partido, (Cortesía del Ing. Juan F. Capallera Cabada).

Prueba de Placa

Uno de los métodos más antiguos para calcular la deformabilidad "in situ" de los suelos granulares es la *prueba de carga mediante placa* en el campo. Se dispone una placa de apoyo cuadrada a una elevación conveniente en el fondo de un pozo a cielo abierto, se aplica la carga vertical por incrementos y se observa en un micrómetro la deformación después de cada aplicación de carga. Los resultados se dibujan en un diagrama esfuerzo-deformación. Los resultados de la prueba de carga mediante placa requieren de una interpretación cuidadosa, ya que en muchos casos puede causar confusiones, (Ref. 6, Secc-7.15).

Las Pruebas Estándar de Carga, FIG 1.16, deben cumplir con las siguientes especificaciones:

- El pozo para la prueba debe tener cuando menos una sección cuadrada de 1.30 m de lado.
- La placa de carga debe ser cuadrada y de 30 cm de lado, con un espesor de 1" (2.54 cm).
- No se colocará sobrecarga en el terreno dentro de una distancia de 60 cm de los lados de la placa.

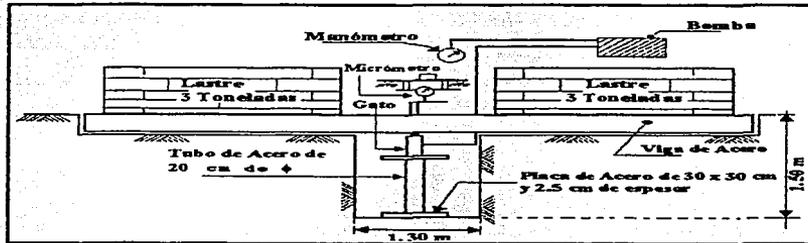


FIGURA 1.16. Características más importantes para la Realización de la Prueba de Carga, (Ref. 9).

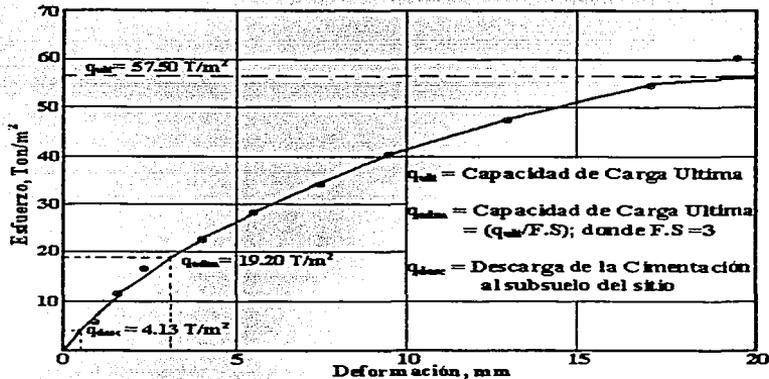


FIGURA 1.17. Curva Esfuerzo-Deformación Resultante de una Prueba de Carga, (Ref. 9).

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

1.7 CORRELACIONES ESTADÍSTICAS PARA OBTENER LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

El *Penetrómetro* se ha desarrollado para disponer de información sobre las características del subsuelo que no podían ser obtenidas por otros métodos.

El penetrómetro consiste en una barra metálica esbelta que se hace penetrar en el suelo mediante golpes o a presión, cualquiera que sea el método de hincado, el aparato determina la resistencia que presenta el suelo a la penetración de la barra a una determinada profundidad.

Si se hince el penetrómetro a presión de manera uniforme la prueba recibe el nombre de *Prueba de Penetración Estática*. En cambio, si se encaja a golpes se le llama *Prueba de Penetración Dinámica*, (Ref. 5, p-147).

Por lo general, la prueba de penetración estática se realiza en suelos cohesivos y las dinámicas en los friccionantes.

Prueba de Penetración Estándar y Valores de N (ASTM D-1586)

La prueba de resistencia a la penetración estándar, (*SPT, Standar Penetration Test*), es la prueba dinámica de mayor uso por los ingenieros geotécnicos en México, Estados Unidos y gran parte del mundo. Determina el ángulo de fricción interna, ϕ , que es el que gobierna la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes. El objetivo principal de la prueba, es determinar el número de golpes necesarios para hincar 30 cm en el suelo por un muestreador de *tubo partido*, también conocido como *media caña*, de 5 cm de diámetro exterior, FIG 1.18, (Ref.5, p-142), mediante un martillo con peso de 63.5 Kg desde una altura de 76 cm. El número de golpes, *N*, resultante se considera la resistencia a la penetración. Es importante señalar, que los golpes en los primeros 15 cm de penetración se desprecian, ya que se considera la falta de apoyo. Las muestras que se obtienen son de tipo *alterado*, ya que sufren deformaciones durante la extracción. Sin embargo, es posible obtener muestras *inalteradas*, usando un tubo de pared tipo *Shelby* de 1.00 m de largo y con espesor de 3" y 4" de diámetro exterior.

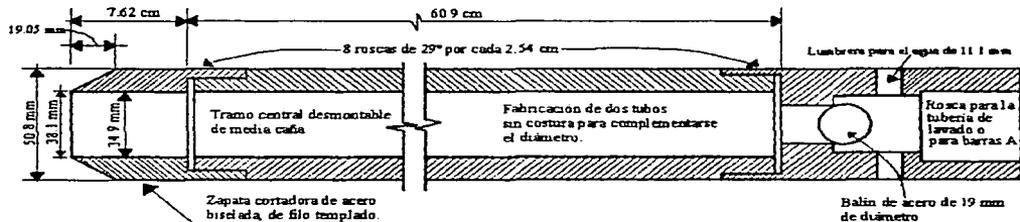
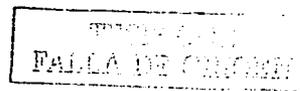


FIGURA 1.18. Muestreador de Tubo Partido o Media Caña, para la Prueba de Penetración Estándar, (Ref. 5, p-142).



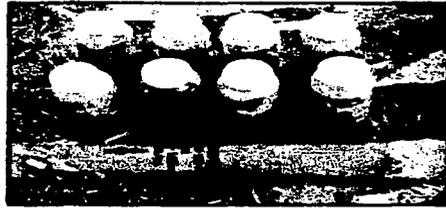


FIGURA 1.19. Muestras Alteradas e Inalteradas , Tubo Shelby, Obtenidas en una Prueba de Penetración Estándar, (Cortesía del Ing. Juan Fco. Capallera Cabada).



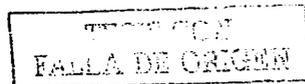
(a)



(b)

FIGURA 1.20. (a) Prueba de Penetración Estándar; (b) Muestra Obtenida con Muestreador de Tubo Partido, (Cortesía del Ing. Juan Fco. Capallera Cabada).

Con base a trabajos de investigación realizados, se han desarrollado gráficas que relacionan, N , con el ángulo de fricción interna de las arenas, ϕ , FIG 1.21, (Ref. 7, p-250).



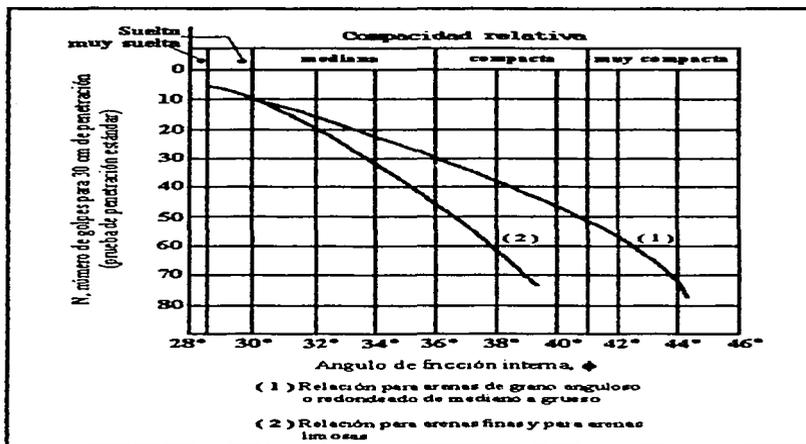


FIGURA 1.21. Relación entre el Número de Golpes de la Prueba de Resistencia a la Penetración Estándar, N, y el Ángulo de Fricción Interna, ϕ , de las Arenas, (Ref. 7, p-250).

Los resultados de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades físicas importantes del suelo. La TABLA 1.4, (Ref. 5, p-148), muestra estas correlaciones. La correlación para el caso de las arcillas sólo puede considerarse como una aproximación, en el caso de las arenas el uso de los valores de N es seguro. En las arenas saturadas, finas o limosas, compactas o muy compactas, los valores de N deben interpretarse conservadoramente.

TABLA 1.4. Correlación entre la Resistencia a la Penetración y las Propiedades de los Suelos a partir de la Prueba de Penetración Estándar, (Ref. 5, p-148).

Arenas (Valores Seguros)		Arcillas (Valores Relativamente Inseguros)	
Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm, N	Consistencia
		Menos de 2	Muy Blanda
0-4	Muy Suelta	2-4	Blanda
4-10	Suelta	4-8	Media
10-30	Media	8-15	Firme
30-50	Compacta	15-30	Muy Firme
Más de 50	Muy Compacta	Más de 30	Dura

RECIBIDO CON
FALLA DE ORIGEN

Penetrómetro. Cono holandés

El cono holandés, es el penetrómetro estático de mayor uso. Fue desarrollado por *P. Barentsen*, en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Técnica de Delft, en los Países Bajos. Las primeras pruebas fueron realizadas en el período de 1932 – 1937, (Ref. 8).

En 1946, el laboratorio de mecánica de suelos de Delft, junto con la *Goudsche Machinefabriek* de Gouda, en Holanda, patentó un Penetrómetro estático operado manualmente con una capacidad de empuje de 2,500 Kg. Los penetrómetros estáticos son de dos tipos básicamente:

- El *penetrómetro estático de punta cónica fija*, donde la punta cónica y las barras de empuje se mueven simultáneamente hacia abajo; éste tipo de Penetrómetro mide a la vez la resistencia de punta y la fricción lateral, FIG 1.22, (Ref. 8).
- El *penetrómetro estático de punta cónica movable*, donde se mide separadamente la resistencia de punta avanzando una punta cónica localizada inmediatamente debajo de una camisa que funciona como ademe y evita la fricción del suelo a lo largo de las barras que empujan la punta hacia abajo.

La prueba con penetrómetro estático consiste en hincar a presión un dispositivo metálico en el subsuelo, a una velocidad constante para determinar la resistencia de punta y la fricción lateral que actúan sobre el dispositivo. Todos los penetrómetros estáticos fabricados por la *Goudsche Machinefabriek* de Gouda son del tipo de punta cónica movable. Consiste en una punta con ángulo de 60° y diámetro de 36 mm, con un área de 10 cm^2 . Las varillas de penetración están rodeadas por un ademe metálico o barras exteriores y transmiten a la punta las cargas aplicadas en la parte superior mediante un sistema hidráulico conectado a una celda de carga.

El cono se hince a razón de 2 cm/seg, la carga requerida para empujar el cono y las barras exteriores proporcionan la resistencia total a la penetración. Esta resistencia incluye la resistencia de punta, (q_c), y la de fricción lateral, (f_s), a lo largo del ademe.

Las lecturas de la carga aplicada se efectúan con la frecuencia que se desee, pero generalmente a cada 20 ó 25 cm de penetración. Las lecturas se grafican con la *profundidad de penetración* como ordenada y la *resistencia a la penetración* como abscisa.

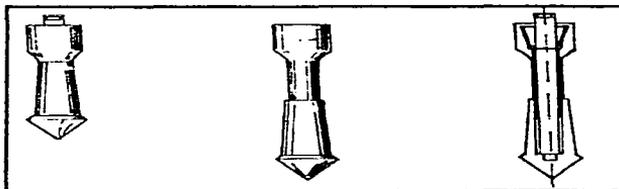


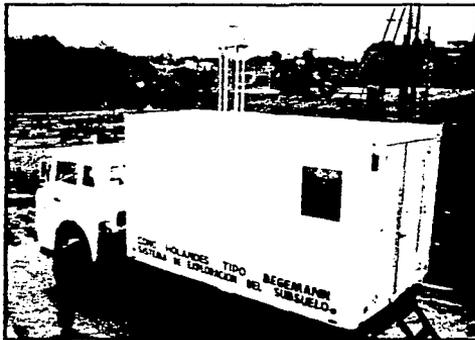
FIGURA 1.22. Penetrómetro Estático, (Ref. 8).

TRIPLE COPY
FALLA DE ORIGEN

Penetrómetro Mecánico de Fricción, Tipo Begemann

Con este tipo de penetrómetro, es posible medir independientemente la resistencia de punta y la de fricción lateral desarrolladas a una determinada profundidad en un estrato en particular. El penetrómetro mecánico de fricción, es conocido también como el *cono de fricción tipo Begemann* o *cono de fricción holandés*, requiere para su avance dentro del suelo, un conjunto de varillas metálicas dentro de las barras de empuje. El mecanismo de empuje de las barras requiere de una fuerza de reacción adecuada, la cual se puede lograr montando este mecanismo en un vehículo con suficiente peso muerto, FIG 1.23.

El equipo de medición de las fuerzas para hacer avanzar el penetrómetro dentro del suelo, puede ser una celda o bien, mediante manómetros, FIG 1.24, (*Cortesía de Geovisa*). Este equipo puede ser utilizado para penetrar cualquier clase de suelos. Aproximadamente, un equipo de 10 ton de peso puede penetrar 1.5 m en un estrato de arena con un número de golpes en la prueba de penetración estándar del orden de 100 y una profundidad de 10 m.



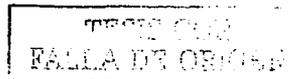
(a)



(b)

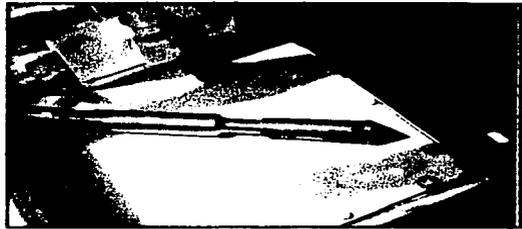
FIGURA 1.23. (a) Vista Lateral del Vehículo de Transporte para el Cono de Fricción; (b) Vista Frontal, (*Ref. 8, p-22*).

Generalmente, la prueba de penetración estática ha demostrado ser más útil en suelos gruesos y permeables como las arenas. Sin embargo, la experiencia de muchos países del mundo señala que la prueba se puede realizar en la mayoría de los suelos que pueda penetrar. Al igual que cualquier otro equipo de investigación de suelos, debe adoptarse un criterio apropiado de cómo interpretar los datos de penetración obtenidos en diferentes suelos.





(a)



(b)

FIGURA 1.24. (a) Celda de Carga Hidráulica; (b) Cono Tipo Begemann con Camisa de Fricción, (Cortesía de Geovisa).

Se han encontrado relaciones estadísticas útiles, entre la resistencia a la penetración del cono y los valores N . Esta información se resume en la TABLA 1.5, (Ref. 5, p-150).

TABLA 1.5. Correlación Aproximada entre el Cono Holandés y la Resistencia a la Penetración Estándar, (Ref. 5, p-150).

Tipo de Suelo	$\frac{q_p}{N}$
Limos, limos arenosos, mezclas limo arenosas ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias de finas a medias de y arenas ligeramente limosas	De 3 a 4
Arenas gruesas y arenas con poca grava	De 5 a 6
Gravas arenosas y gravas	de 8 a 10

q_p = Resistencia al cono holandés, Kg/cm²
 N = resistencia a la penetración estándar

TESIS CON
 VALLA DE ORIGEN

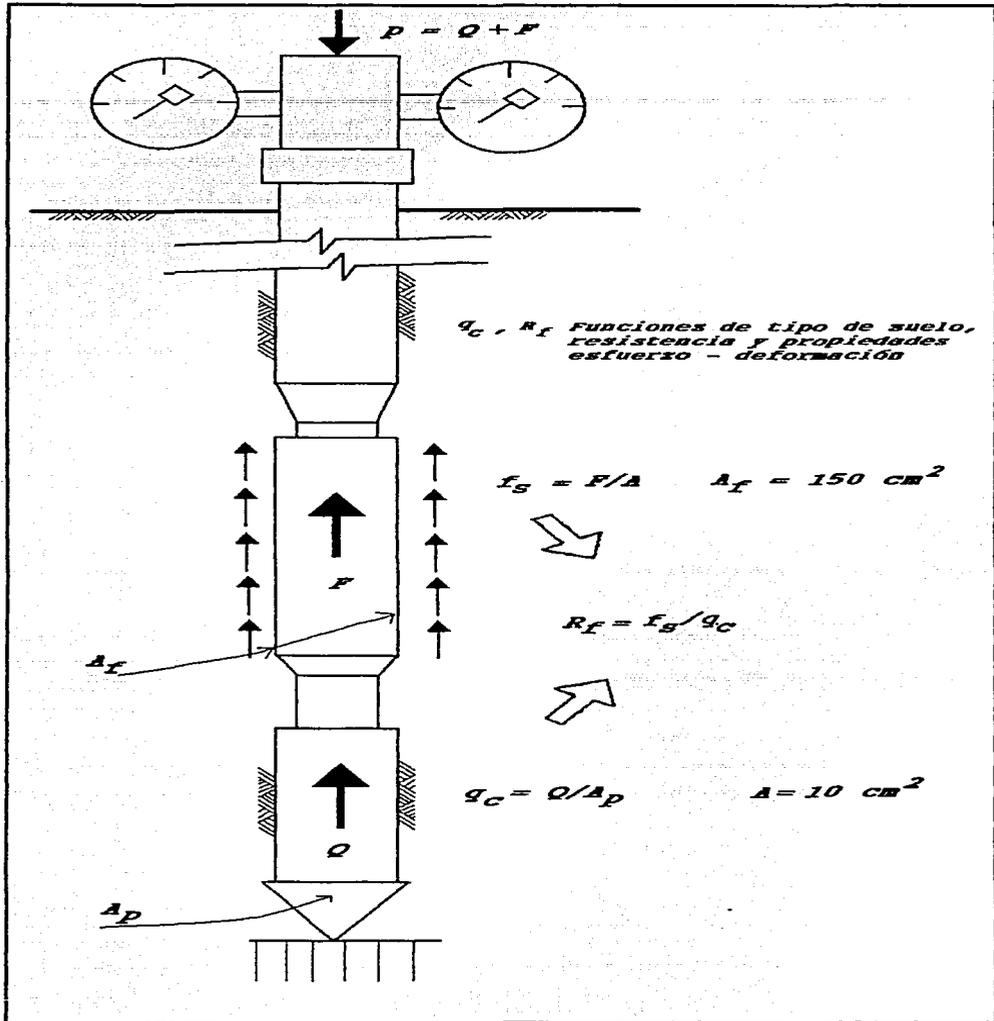


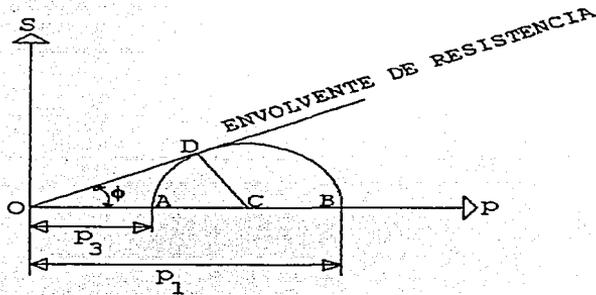
FIGURA 1.25. Principio de Operación y Medición del Cono Holandés, (Cortesía de Geovisa).

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

1.8 EJEMPLOS.

Ejemplo 1

Se realizó una prueba de resistencia a la compresión triaxial en una arena densa de granos redondeados. La presión de confinamiento p_3 es de 2 Kg/cm^2 . ¿A qué presión p_1 fallará la muestra?



DATOS

$$p_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

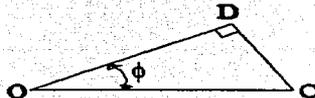
$$p_1 = ?$$

SOLUCION

$$\frac{p_1}{p_3} = \frac{OC + BC}{OC - AC} \dots\dots(1)$$

de la figura:

$$AC = BC = DC$$



$$\text{Sen } \phi = \frac{DC}{OC}$$

$$\therefore DC = OC \text{ Sen } \phi$$

Por lo tanto:

$$BC = AC = OC \text{ Sen } \phi$$

Sustituyendo en (1):

TEXTO CON
FALLA DE ORIGEN

$$\frac{p_1}{p_3} = \frac{OC + OC \operatorname{Sen} \phi}{OC - OC \operatorname{Sen} \phi}$$

$$= \frac{OC (1 + \operatorname{Sen} \phi)}{OC (1 - \operatorname{Sen} \phi)} = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\therefore \frac{p_1}{p_3} = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

despejando p_1

$$p_1 = p_3 \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots(2)$$

Tomando el valor de ϕ , de la TABLA 1.1, para una arena densa de granos redondeados, resulta:

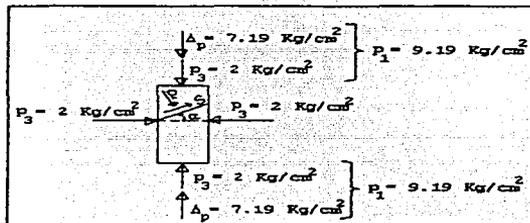
$$\phi = 40^\circ$$

sustituyendo valores en (2):

$$p_1 = (2) \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ + \frac{40}{2} \right)$$

$$p_1 = \underline{9.19 \text{ Kg/cm}^2}$$

Calculando el *Esfuerzo Desviador*



$$\Delta_p = p_1 - p_3 = 9.19 - 2$$

$$\Delta_x = \underline{7.19 \text{ Kg/cm}^2}$$

Calculando el Angulo de la Superficie de Falla, α :

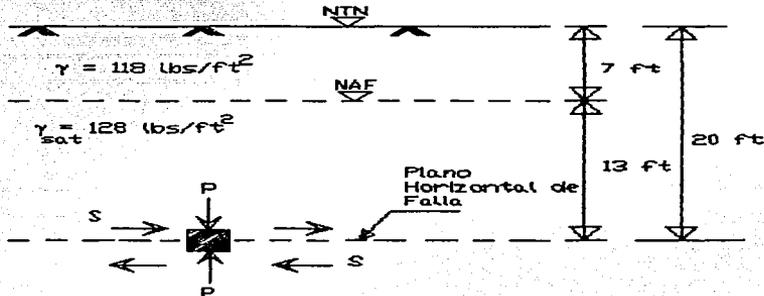
$$\alpha = 45^\circ + \frac{40}{2}$$

$$\alpha = \underline{65^\circ}$$

WATER / CIVIL
FALLA DE ORIGEN

Ejemplo 2

Calcule la resistencia al esfuerzo cortante contra deslizamiento a lo largo de un plano horizontal a una profundidad de 20 ft en un depósito de arena que se muestra en la figura. Suponga que la masa de arena drena libremente y el ángulo de fricción interna, ϕ , para arena húmeda es 32° .



DATOS

Peso Volumétrico del Agua, $\gamma_w = 62.4 \text{ lbs/ft}^3$

Peso Volumétrico de la Arena Seca, $\gamma = 118 \text{ lbs/ft}^3$

Peso Volumétrico de la Arena Saturada, $\gamma_{sat} = 128 \text{ lbs/ft}^3$

Ángulo de Fricción Interna de la Arena, $\phi = 32^\circ$

SOLUCION

Utilizando la Ec. (9):

$$S = p \tan \phi$$

donde:

p = esfuerzo normal efectivo

Calculando el esfuerzo normal efectivo a la Prof. de 20 ft
Esfuerzos Neutros, μ

$$\mu_0 = 0$$

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

$$\mu_{20} = \gamma_w h = (62.4)(13) = 811.2 \text{ lb/ft}^2$$

Esfuerzos Totales, p

$$P_0 = 0$$

$$P_7 = (118)(7) = 826 \text{ lb/ft}^2$$

$$P_{20} = P_7 + (128)(13) = 2490 \text{ lb/ft}^2$$

Esfuerzos Efectivos, \bar{p}

$$\bar{P}_0 = P_0 - \mu_0 = 0$$

$$\bar{P}_7 = 826 - 0 = 826 \text{ lb/ft}^2$$

$$\bar{P}_{20} = 2490 - 811.20 = 1678.80 \text{ lb/ft}^2$$

donde:

$$1 \text{ Ton(inglesa)} = 2000 \text{ lbs}$$

$$\therefore p_{20} = 0.8394 \text{ Ton/ft}^2 \approx 0.84 \text{ Ton/ft}^2$$

Sustituyendo el este valor en la *Ec. (9)*,

$$S = (0.84) \tan 32^\circ$$

$$S = 0.5248 \text{ Ton/ft}^2 \text{ (Resistencia al Corte)}$$

Ejemplo 3

Se cree que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo ciertas condiciones en campo esta gobernada por la *Ecuación. (9)*:

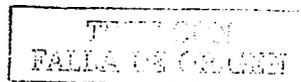
$$S = c + p \tan \phi$$

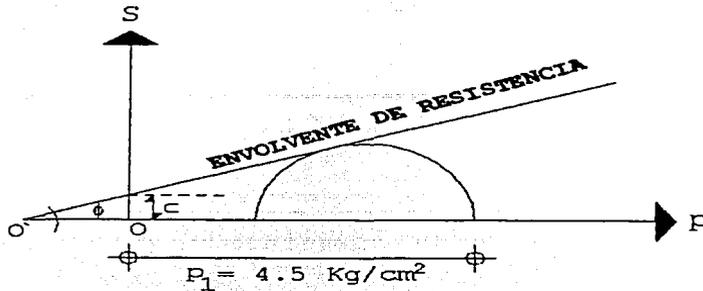
donde:

$$c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 22^\circ$$

¿Cuál es el esfuerzo mínimo de confinamiento para evitar la falla del suelo en un punto dado, si el esfuerzo normal principal, p_1 , fuera de 4.5 Kg/cm^2 ?





DATOS

$$c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 22^\circ$$

$$P_1 = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

SOLUCION

$$\tan \phi = \frac{c}{O' - O}$$

$$\therefore O' - O = \frac{c}{\tan \phi} = \frac{0.20}{\tan 22^\circ}$$

$$O' - O = 0.495 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{p_1}{p_3'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\therefore p_3' = \frac{4.5}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right)}$$

$$p_3' = 2.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_3 = p_3' - 0.495$$

$$= 2.05 - 0.495$$

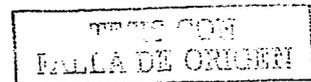
$$p_3 = 1.559 \approx 1.56 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo M\u00ednimo de Cofinamiento)}$$

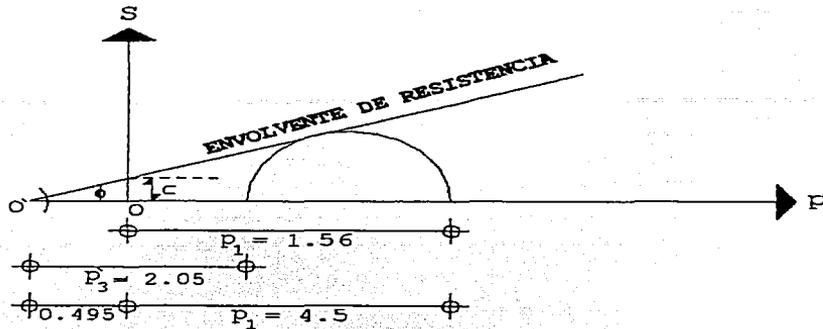
Calculando el *Esfuerzo Desviador*:

$$\Delta_p = p_1 - p_3$$

$$= 4.5 - 1.56$$

$$\Delta_p = 2.94 \text{ Kg/cm}^2$$





NOTA: Las unidades corresponden a Kg/cm^2

Ejemplo 4

Una arcilla normalmente consolidada se encuentra bajo presión efectiva vertical, p_n , de $1.20 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. Su índice de plasticidad, I_p , es de 45. ¿Cuál es su resistencia al esfuerzo cortante, aproximadamente?

DATOS

Arcillas Normalmente Consolidadas (suelos finos), $w \approx L.I$

$$p_n = 1.20 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$I_p = 45$$

SOLUCION

Utilizando la relación estadística, que relaciona c/p_n , y el índice de plasticidad para arcillas normalmente consolidadas (Skempton, 1948; Bjerrum y Simons, 1960), (Ref. 5, p-126).

$$\frac{c}{p_n} = 0.10 + 0.004 I_p$$

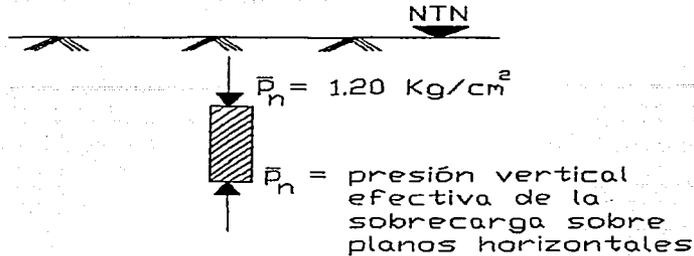
$$S = c = p_n (0.10 + 0.004 I_p)$$

Sustituyendo Valores:

$$c = 1.20 (0.10 + 0.004 \times 45)$$

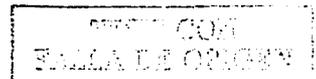
$$c = 0.336 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \text{ (Valor Aproximado)}$$

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN



1.9 PROBLEMAS, (Ref. 5, p-133, 134).

1. Se cree que la resistencia la esfuerzo cortante de un suelo bajo ciertas condiciones en el campo estará gobernada por la Ec. (9), con $c = 1.95 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 22^\circ$. ¿Qué presión lateral mínima sería necesaria para evitar la falla del suelo en un punto dado, si la presión vertical fuera 44 Tons/m^2 ?.....Resp. 17 Tons/m^2
2. Una muestra de arena seca, fue ensayada en un aparato de corte directo bajo una presión vertical de 1.4 Kg/cm^2 en el plano de corte. La falla ocurrió cuando se presentó un esfuerzo cortante de 1.0 Kg/cm^2 . Calcular el ángulo de fricción interna de la arena.
Resp. 35°
3. La arena en un depósito natural profundo tiene un ángulo de fricción interna de 40° cuando esta seca, un peso volumétrico seco de 1760 Kg/m^3 y un peso saturado de 2100 Kg/m^3 . Si el nivel freático está a una profundidad de 6.0 m , ¿cuál es la resistencia al corte del material a la profundidad de 3.0 m ?
Resp. 4.5 Ton/m^2
4. En una prueba triaxial no drenada en una muestra de arcilla saturada, la presión de confinamiento se mantuvo en 9.8 Ton/m^2 . La resistencia a la compresión simple de la arcilla es de 35.4 Ton/m^2 . ¿A qué carga vertical, en exceso de la presión de confinamiento debe fallar la muestra?.....Resp. 35.40 Ton/m^2
5. En una prueba triaxial en una muestra saturada de arena compacta, la muestra se consolidó bajo una presión de confinamiento de 14.6 Ton/m^2 . De allí en adelante se evitó el drenaje. Durante el drenaje la adición de la carga vertical se midió la presión de poro en la muestra. En el momento de la falla era igual a 11.7 Ton/m^2 . En este momento, la presión vertical añadida fue de 14.2 Ton/m^2 . ¿Cuál es el valor de ϕ para la arena?.....Resp. 45°
6. Una arcilla normalmente consolidada está sometida a una presión vertical efectiva de 2.50 Kg/cm^2 , su índice de plasticidad es de 35 . ¿Cuál es aproximadamente su resistencia no drenada, c ?.....Resp. 0.60 Kg/cm^2



2. COMPACTACION

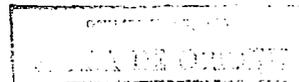
2.1 TEORÍA DE LA COMPACTACIÓN

Compactación.- es el proceso mecánico mediante el cual se busca mejorar las propiedades mecánicas de los suelos, disminuyendo su relación de vacíos y aumentando así la capacidad de carga. La compactación disminuye el riesgo de asentamientos no deseados en las obras, proporciona una buena estabilidad de los taludes de los terraplenes e incrementa la resistencia al corte del suelo. El proceso de compactación tiene como objetivo principal, obtener un suelo capaz de mantener sus propiedades mecánicas dentro de un rango de seguridad satisfactorio a través de la vida útil de la obra. La compactación es un mejoramiento mecánico artificial, y es semejante al fenómeno de *Consolidación*, ya que ambos procesos involucran una disminución de volumen bajo la acción de una sobrecarga que expulsa el agua y el aire atrapado en el suelo. Sin embargo, se diferencian en que la consolidación es un proceso natural que se lleva a cabo durante mucho tiempo, (Ref. 1, p-153).

A principios del siglo XX, tuvieron lugar el desarrollo y progreso de las técnicas modernas de compactación. Fue principalmente en Estados Unidos, donde se da el punto de arranque.



FIGURA 2.1. Antiguas Técnicas de Movimiento de Tierras y Compactación, (Ref. 2, p-41).



En 1906, Fitzgerald crea el *Rodillo Pata de Cabra* de 2000 Kg de peso, que marcaría el inicio en el desarrollo de maquinaria de compactación. En 1928, O. J. Porter desarrolló en las Divisiones de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio y más tarde en el año de 1933 Proctor comenzaría a desarrollar muchas técnicas de uso actual, (Ref. 1, p-154). La compactación es uno de los medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción. La TABLA 2.1, (Ref. 1, p-155) permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

METODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS		
Físicos	Químicos (estabilizadores)	Mecánicos
<ul style="list-style-type: none"> • Confinamiento (suelos friccionantes) • Consolidación previa (suelos finos arcillosos) • Mezclas (suelo con suelo) Vibroflotación 	<ul style="list-style-type: none"> • Con sal • Con cemento • Con asfalto • Con cal • Con otras sustancias 	<ul style="list-style-type: none"> • Compactación

TABLA 2.1. Métodos de Mejoramiento de Suelos, (Ref. 1, p-155).

FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN.

Los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, los principales son:

1. *Naturaleza y Tipo del Suelo.*- Se refiere a la clasificación clásica que se maneja: Suelos finos y friccionantes.
2. *El Método de Compactación que se Use.*- Métodos de compactación en laboratorio: Impactos, Amasado, Aplicación de Carga Estática, Vibración.
3. *La Energía Específica.*- Se entiende por *energía específica de compactación*, la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso de mecánico de que se trata. Puede decirse que la energía específica de compactación es uno de los factores que mayor influencia que se ejerce en el proceso de compactación de un suelo, con un procedimiento dado. La manera de evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo por impactos dados con un pisón, queda dado por la ecuación:

$$E_e = \frac{NnW}{V} h \dots\dots\dots Ec. (17)$$

donde:

E_e = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

h = altura de caída de pisón al aplicar los impactos del suelo.

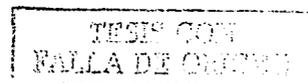
V = volumen total del molde de compactación igual al volumen total del suelo compactado.

4. El Contenido de agua del suelo.- El contenido de agua que produce el máximo peso volumétrico seco es denominado *Óptimo*.
5. El contenido de agua original del suelo.
6. Recompactación.
7. Otras variables.- un conjunto de variables que afectan a las pruebas de compactación de laboratorio y campo, tales como:
 - número y espesor de las capas en que se dispone o se tiende el suelo.
 - número de pasadas del Equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pisón compactador en cada capa.

RELACIÓN DE PESO VOLUMÉTRICO/CONTENIDO DE HUMEDAD.

El estado de compactación de un suelo, puede medirse usando el *Peso Volumétrico Seco*, cuyos valores son relacionados con el *Contenido de humedad*.

Al agregar agua a un suelo seco se forman láminas de agua alrededor de las partículas del suelo, a medida que las láminas de agua aumentan su espesor, las partículas tienden a empacarse más cercanas unas de otras con lo cual aumenta su *Peso Volumétrico*. Sin embargo, al llegar a cierto punto las láminas de agua adsorbidas empiezan a empujar a las partículas del suelo causando la separación, por lo tanto, al seguir aumentando la humedad, el peso volumétrico disminuye.



Por consiguiente, el *Peso Volumétrico Seco Máximo* se alcanza con un *Contenido Óptimo de humedad*. Para representarlo, se procede a registrar los datos obtenidos de la prueba de compactación realizada al suelo, en una gráfica *Peso Volumétrico Seco/Contenido de humedad*, formando así la *Curva de Compactación*. (Ref. 3, 4).

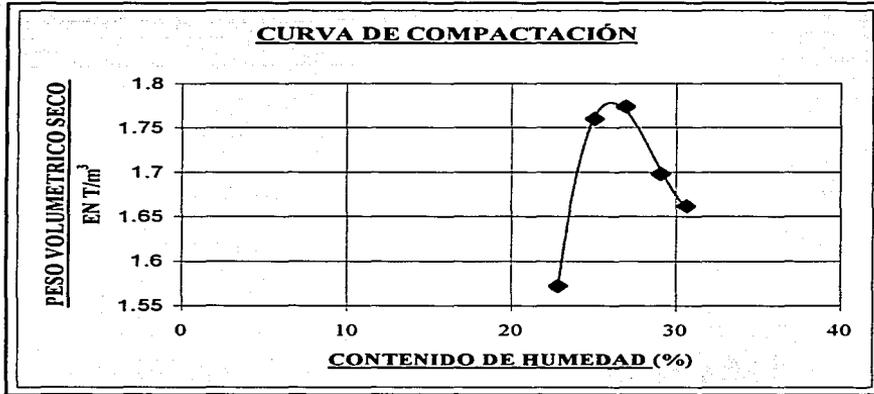


FIGURA 2.2. Curva de Compactación, Obtenida Mediante la Prueba Proctor Estándar.

2.2 COMPACTACIÓN DE CAMPO

La aplicación de la energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede obtener mediante cualquiera de las siguientes métodos, los cuales se diferencian en la esencia de los esfuerzos aplicados y por la duración de estos. La clasificación es la siguiente:

- A. Compactación por Presión
- B. Compactación Por Amasado
- C. Compactación por Impacto
- D. Compactación por Vibración
- E. Combinación de Métodos

FALLA DE ORIGEN

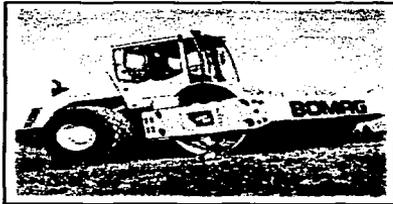
A). Compactación por Presión. Rodillos lisos y neumáticos con llantas de hule.

Rodillos Lisos.

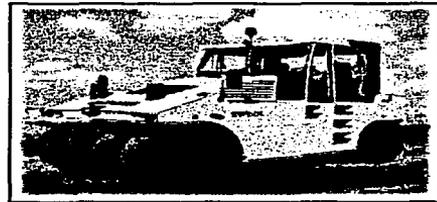
Los rodillos lisos son adecuados en materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión; por lo general son gravas y arenas relativamente limpias. Son adecuados para pruebas de rodado en Sub-rasante, su presión de contacto llega a ser tan alta como $210\text{-}290 \text{ Kg/m}^2$. No produce un peso específico uniforme de compactación al usarlos en capas gruesas, *su efecto de compactación se produce de arriba hacia abajo*. El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar con este rodillo varía de 10 a 20 cm.

Rodillos Neumáticos con Llantas de Hule.

Los rodillos neumáticos son mejores en varios aspectos que los rodillos lisos. Empleados para compactación de suelos arenosos y arcillosos producen una combinación de presión y acción de amasado. La presión que ejerce el rodillo a la superficie por compactar es casi igual a la presión de inflado de la llanta. La presión de contacto bajo las llantas es de $400\text{-}490 \text{ Kg/m}^2$. En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos. (Ref. 1, p-171).



(a)



(b)

FIGURA 2.3. (a) Rodillo Liso, con Peso Operativo de 3300 a 4500 Kg, (b) Rodillo Neumático con Llantas de hule, con Peso de 2400 Kg, (Bomag Company).

B). Compactación por Amasado. Rodillo pata de cabra.

Rodillo Pata de Cabra.

Este tipo de rodillo rinde sus mejores resultados en *suelos finos*. Se dice que produce una acción de "amasado", ya que en las primeras pasadas los vástagos y una parte del tambor penetran en el suelo, lo que origina una mayor presión en la base inferior por compactar, por lo tanto *su acción de compactación del suelo es de abajo hacia arriba*, (Ref. 1, 4).

Los rodillos más frecuentes tienen vástagos de 20 a 25 cm de longitud, el área de cada uno puede ser de 25 a 90 cm. Se usan para compactar capas de suelo suelto alrededor de 30 cm de espesor. Los tipos más usuales de patas son: a) ahusada, b) de base ampliada, c) prismática, d) de cabra. Fig. 2.4, (Ref. 1, p-160).

Se considera correcta la compactación cuando el vástago penetra del 20 al 50% de su longitud, dependiendo de la plasticidad del material. La presión de contacto bajo las protuberancias varía entre 1000-5300 Kg/m², en la TABLA 2.2, (Ref. 1, p-162), se presenta un resumen de la información de varias fuentes relativa al efecto de la presión de contacto bajo las protuberancias de un rodillo. En todos los casos el espesor de la capa compactada fue de 15 cm aproximadamente.

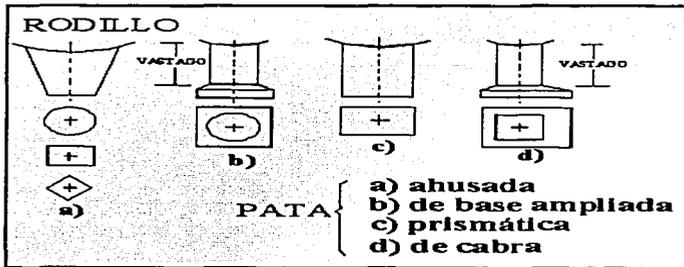
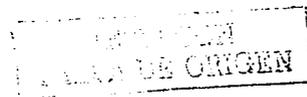


FIGURA 2.4. Tipos de Vástagos de Rodillo Pata de Cabra, (Ref. 1, p-160).

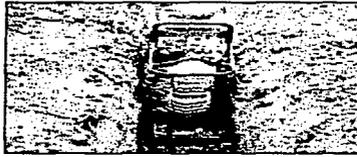


FIGURA 2.5. Rodillo Pata de Cabra. Marca BOMAG, con un Ancho de Trabajo de 2.12 mts y Peso Operativo de 11000 Kgs. (BOMAG Company).



C) Compactación por Impacto. Pisones Neumáticos o por Combustión Interna.

Los pisones neumáticos se consideran apropiados cuando se requiere compactar un suelo en una superficie de área pequeña, como en el caso de una zanja, desplante de cimentaciones, estribos de puentes, etc; donde no sería posible ocupar una maquinaria de mayores dimensiones y peso. La duración de transmisión del esfuerzo aplicado al suelos es corto, ya que produce un impacto sobre la superficie al elevarlos a una altura de 15 ó 20 cm. Suele considerarse aptos para compactar suelos finos o cohesivos, pero también pueden ofrecer buenos resultados en otros tipos de suelos.



(a)



(b)

FIGURA 2.6. (a) Bailarina Marca MIKASA con Potencia de 107 Hp; (b) Bailarina Marca BOMAG, con Potencia de 107 HP, (MIKASA. Co. BOMAG. Co).

TABLA 2.2. Rodillos Pata de Cabra. Efectos de la Presión de Contacto en el Peso Volumétrico Seco Máximo, (Ref. 1, p-162).

Tipo de Suelo	Presión de Contacto Kg/cm ²	Área de Contacto cm ²	Nº de Pasadas	Grado de Compactación Obtenido, Respecto a la Prueba Proctor Estándar
Arena arcillosa	17.5	43.75	9	99
	31.5	43.75	9	99
Arcilla poco plástica	8.7	87.5	12	101
	26.2	87.5	12	101
Arcilla plástica	8.0	75.25	64	108
	17.5	31.5	64	108
Arcilla limosa	8.0	75.25	64	112
	17.5	31.5	64	111
Arcilla arenosa	8.0	75.25	64	104
	17.5	31.5	64	104
Mezcla de grava, arena y arcilla.	8	75.25	64	100
	17.5	31.5	64	99

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

D). Compactación por Vibración.

La ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación radica en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores.

En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser bastante menor que el que el mismo requeriría para ser compactado por otro procedimiento.

En suelos granulares la presencia de agua es muy importante cuando se compacta con vibración, ya que al añadir agua disminuye la tensión capilar y da lugar al acomodo de los granos. En limos y suelos arcillosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

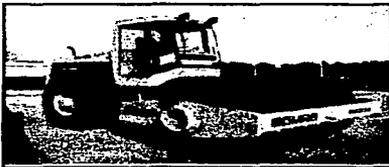
Es importante subrayar que la *vibración* utilizada sola resulta poco eficiente. Por lo general los procedimientos de compactación de campo combinan la vibración con la *presión*.

E). Combinación de Métodos.

La combinación de la vibración y la presión, en los procedimientos de compactación de campo, han desarrollado un gran número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr un proceso de compactación óptimo. Ejemplos de esta combinación son:

Compactador de Rodillo Liso con Vibración.- Su eficiencia es mayor en suelos granulares, y pueden combinar los efectos de vibración y presión. Es capaz de compactar capas de espesor mucho mayor de las que sería capaz de compactar el rodillo por sí solo.

Compactador Neumático con Vibración.- es de tipo remolcado y encuentra su mejor aplicación en suelos arenosos bien graduados, arenas limosas e incluso en arenas arcillosas.

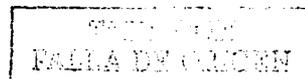


(a)

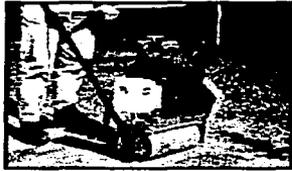


(b)

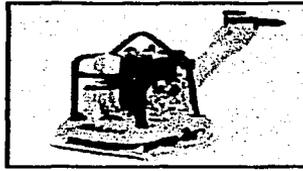
FIGURA 2.7. (a) Rodillo Liso con Vibración, con Peso Operativo de 1200 Kg; (b) Rodillo Liso con Vibración, Con Peso Operativo de 6000 Kg, (BOMAG Company).



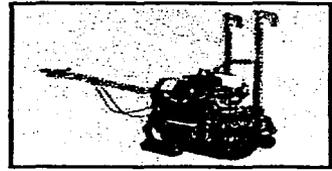
El rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias; esto lo convierte en maquinaria muy eficiente para compactar pequeñas áreas que contengan material como roca, gravas, y mezclas de estos suelos con arena, su ventaja es que permite compactar capas de mayor espesor que las que compactaría sólo un rodillo liso.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 2.8. (a) Rodillo Liso con Vibración de Propulsión a Mano, Peso de 210 Kg; (b) Placa con Vibración, Peso de 500 Kg, (c) Rodillo Liso con Vibración, Peso de 750 Kg; en los Tres Casos es Accionado por un Motor de Gasolina, (MIKASA Company).

La TABLA 2.3, (Ref. 3, p-63), proporciona de manera práctica una elección de equipo de compactación.

TABLA 2.3. Elección de Equipo de Compactación, (Ref. 3, p-63).

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; Arena con Limo; Arcillas con Limo
Rodillo de Pata de Cabra	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 finos y gruesos	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
Bailarinas	Releo de zanjas; Trabajos en áreas pequeñas o acceso restringido	Trabajo de alto volumen

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

2.3 PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

PRUEBAS DE CAMPO.

Las pruebas de compactación de campo sirven para determinar el peso volumétrico seco obtenido en obra, γ_d .

Para lo cual existen tres procedimientos estándar, que se usan, por lo general, para determinar el peso volumétrico seco "in situ" de compactación, los procedimientos son los siguientes:

- Método del Cono de Arena
- Método del Globo de Hule
- Método Nuclear

(1) *Método del Cono de Arena.* (2) *Método del Globo de Hule.*

El primer paso en ambos métodos es nivelar la superficie del suelo en que se realizará la prueba, posteriormente se procede a realizar un agujero de 7 a 15 cm de diámetro aproximadamente; se debe tener especial atención con los lados del agujero, ya que deberán quedar lo más liso posible; el material excavado debe guardarse cuidadosamente. El suelo húmedo extraído, debe pesarse antes de que pueda evaporarse cualquier cantidad de agua y se debe tomar una muestra representativa para determinar la humedad.

El siguiente paso es determinar el volumen del agujero:

(1) llenándolo con arena seca uniforme, (puede ser arena sílica ya que se conoce su peso volumétrico), previamente calibrada utilizando un cono especial para la arena que es el dispositivo (ASTM D-15556, AASHO T-147). El Volumen del agujero se determina de la diferencia en peso del recipiente y el cono para la arena, antes y después de llenar el agujero, conociendo el peso volumétrico que toma la arena cuando cae libremente. El Peso Volumétrico del suelo en el lugar se calcula con la *Ec. (18)*, (*Ref. 5, 6*).

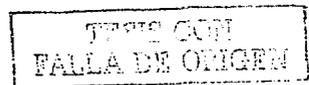
$$\gamma = \frac{W}{V} \dots \dots \dots \text{Ec. (18)}$$

donde :

W= Peso del Suelo Extraído, Kg

V= Volumen del Agujero, cm³

(2) el volumen del agujero también puede determinarse con el método del globo de hule, este consiste en introducir en el agujero un globo de hule lleno de agua de un recipiente calibrado, leyendo el volumen directamente (ASTM D-2167), (*Ref. 5, p- 43*).



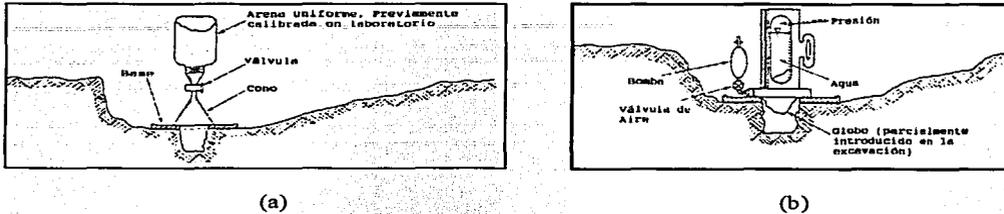


FIGURA 2.9. Métodos para Determinar el Peso Volumétrico Seco "in situ", (a) Cono de Arena; (b) Globo de Hule, (Ref. 8, p-430).

MÉTODO NUCLEAR.

Mediante este método es posible medir tanto el Peso Volumétrico Total como el Contenido de humedad del suelo "in situ", gracias al uso de técnicas de radiación gama controlada, (Ref. 4, 5).

El aparato consiste de una pequeña fuente blindada de radiación, *Emisor*, y un aparato de registro, *Receptor*. En la Ref. 4, el autor recomienda varios métodos mediante dispositivo de dispersión refleja, de sensor único y doble, y de dispositivo situado en la perforación. La intensidad transmitida o la dispersión reflejada varía de acuerdo con el peso volumétrico y el contenido de humedad.

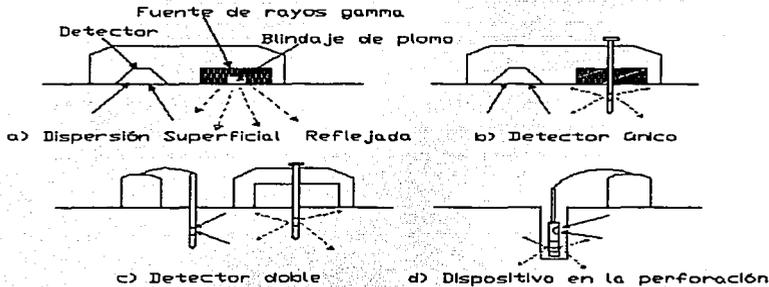
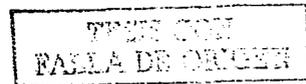


FIGURA 2.10. Dispositivo de Dispersión Reflejada, (Ref. 4, p-371).





(a)



(b)

FIGURA 2.11. (a) Colocación del Densímetro Nuclear; (b) Registro de los Resultados Obtenidos en "in situ", (Cortesía de Geovisa).

La ventaja que tiene este método en relación con los dos anteriores es el poco tiempo que se necesita para realizar la prueba. Sin embargo, el alto costo del instrumento es una desventaja que presenta.

GRADO DE COMPACTACIÓN.

El control de un proceso de compactación se lleva por lo general investigando el grado de compactación de los suelos ya compactados y estableciendo un grado aceptable, que varía según la importancia de la obra, (Ref. 7, p-590).

El *Grado de Compactación* de un suelo compactado en la obra es la relación en porcentaje entre peso volumétrico seco obtenido por el equipo de campo, γ_d , y el máximo correspondiente al obtenido en laboratorio, γ_{dmax} . Esta dado por la siguiente ecuación:

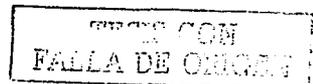
$$G_c = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \dots\dots\dots Ec. (19)$$

Sin embargo, a pesar de su amplio uso que se hace del concepto de grado de compactación, no se encuentra exento de defectos. Por lo que, algunas instituciones han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, esta relación se le conoce como *Compactación Relativa* y está definida por la Ec. (20).

$$C.R \% = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}} \dots\dots\dots Ec. (20)$$

donde:

γ_{dmin} = Peso Específico Seco Mínimo del Suelo



$\gamma_{dm\acute{a}x}$ = Peso Específico Seco Máximo obtenido según un cierto procedimiento de compactación de laboratorio

Esta relación considera que el suelo totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, su desventaja es que no se cuenta con un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{dm\acute{a}n}$, (Ref. 7, p-592).

PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las pruebas de compactación de laboratorio reproducen las técnicas de compactación de campo, de una manera fácil y económica. Por lo tanto, se puede afirmar que las pruebas de laboratorio deben ser representativas de los procesos de campo que reproducen, para así contar con una herramienta de análisis y estudio en el problema de la compactación de suelos.

Los usos más frecuentes de las pruebas de compactación de laboratorio, son:

- Para obtener información de las propiedades mecánicas de los suelos compactados.
- Para control de calidad.

CLASIFICACIÓN DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.

Generalmente, las pruebas de laboratorio se clasifican de la siguiente manera:

TABLA 2.4. Pruebas de Compactación de Laboratorio, (Ref. 1, p-193).

Pruebas de Compactación de Laboratorio		
Pruebas Dinámicas	Pruebas Estáticas	Pruebas por Amasado
Prueba Proctor (AASHO) Estándar, con Cuatro Variantes. Anexo 2.1	Prueba Porter. Anexo 2.2	Harvard miniatura.
Prueba Proctor (AASHO) modificada, con cuatro variantes.	Prueba Porter, SOP.	

PRUEBAS DINÁMICAS.

Las prueba *Proctor* o *AASHO estándar* (con cuatro variantes) y la prueba *Proctor* o *AASHO modificada*, son quizá las pruebas dinámicas más conocidas, sin embargo, existen otras pruebas de impactos como, (Ref. 1, p-193):

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

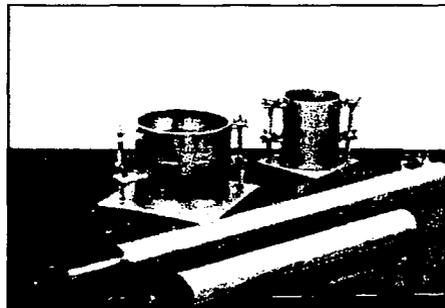
- Prueba de Impactos de California (en sus dos variantes),
- Prueba Británica Estándar, y
- Prueba E-10 del U. S Bureau of Reclamation.

Las características más usuales de las pruebas dinámicas son:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, el tamaño del molde y el número de capas varía según la prueba.
2. En todas las pruebas la energía específica de compactación se puede calcular con la *Ec. (17)*.
3. En todas las pruebas la compactación se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso y dimensiones y altura de caída se especifica según la prueba a realizar. El número de golpes también cambian.



(a)



(b)

FIGURA 2.12. (a) Ensayo Proctor Estándar; (b) Equipo de Compactación. (ELE, International).

TEXAS COM
FALLA DE ORIGEN

TABLA 2.5. Características de las Pruebas Dinámicas de Uso más Frecuente. (Ref. 1, p-194).

Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del pisón	Altura De caída	No. De Capas	No. de golpes por capa
		Diam	Alt				
		cm	cm	Kg	cm		
Proctor Estándar	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25
Proctor (AASHO) Estándar (Var. A)	Se criba por la malla No.4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25
Proctor (AASHO) Modificada (variante D)	Se criba por la malla de 3/4", tras secado al aire	15.24	17.78	4.530	45.70	5	25
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla No.4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30

PRUEBAS ESTÁTICAS.

En los suelos friccionantes las pruebas dinámicas producen curvas de compactación con forma inadecuada para la determinación de un peso volumétrico seco máximo y una humedad óptima. Para estos tipos de suelos se realizan pruebas estáticas.

La prueba estática más usada, es la desarrollada por O. J. Porter en 1935. En ella se compacta el suelo en el interior de un molde metálico cilíndrico de 15.24 cm (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas, acomodando cada capa con 25 golpes con una varilla punta de bala, esto significa que no es una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída no se encuentra especificada. La compactación se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 140.60 Kg/cm², la cual se mantiene durante un minuto, (Ref. 1, p-198). La prueba compactación estática esta ligada con la prueba de valor de soporte, (C.B.R.), muy usada en la construcción de terracerías.

PRUEBAS POR AMASADO

La prueba denominada "miniatura" fue desarrollada por S. D. Wilson en la Universidad de Harvard. Esta prueba representa perfectamente la acción de amasado del rodillo pata de cabra. Su objetivo principal es determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad

IMPRESO CON
FALLA DE ORIGEN

óptima en suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm, que son los suelos que compactan tales rodillos, (Ref. 1. 7).

En esta prueba de compactación, el efecto de amasado se logra al presionar un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, el cual tiene dimensiones necesarias para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales; en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado, que permite saber el momento en que se aplica tal presión.

Especificaciones

- El molde es una cámara cilíndrica metálica de 3.3 cm de diámetro interior y 7.2 cm de altura
- La extensión removible tiene una altura de 3.5 cm
- El émbolo aplicador de presión es una barra metálica de 1.3 cm de diámetro, en el mango de este se encuentra el resorte del que se hizo referencia.

REVISADO CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 2.1

PRUEBA PROCTOR ESTANDAR O AASHO ESTANDAR

Antecedentes.

El primer método, con sentido científico, es el debido a R. R. Proctor, y es conocido hoy en día como "*Prueba Proctor Estándar o ASSHO Estándar (American Association of State Highway Officials) Estándar*". La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas dentro de un molde de dimensiones y forma determinadas por medio de golpes de un pisón, que se deja caer libremente desde una altura especificada. Con este procedimiento de compactación Proctor estudió la influencia que ejercía en el proceso el contenido inicial del agua en el suelo, encontrando que tal valor era de vital importancia en la compactación lograda. En efecto observó que a contenidos de humedad crecientes, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos y, por lo tanto, mejores compactaciones del suelo, pero que esa tendencia no se mantenía indefinidamente. Proctor puso de manifiesto que, para un suelo dado y usando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial llamada "*óptima*", que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación.

La modificación esta prueba obedeció al rápido desarrollo del equipo de compactación de campo, ya que la energía de compactación de la Prueba Proctor Estándar empezó a no lograr representar en forma adecuada las compactaciones mayores que logra con el nuevo equipo, (*Ref. 1, 5*).

Las modificaciones a la prueba Estándar son:

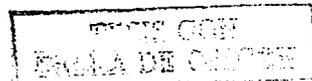
- Se conserva el número de golpes por capa, pero aumenta el número de éstas de 3 a 5 capas
- El peso del pisón modificado es de 4.530 Kg
- La altura de caída modificada del pisón es de 45.70 cm

Esta prueba modificada se conoce como "*Prueba Proctor Modificada o AASHO Modificada*". Existen cuatro variantes de la Prueba Proctor Estándar, las cuales son válidas en todos sus aspectos para la Prueba Proctor Modificada, (*Ref. 1, p-219*):

Variante A. En un molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla N°4.

Variante B. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla N°6.

Variante C. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla de 3/4".



Variante D. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla de 3/4".

En este trabajo, se describe el procedimiento correspondiente a la *Prueba Proctor Estándar, Variante A*. Se anexa una hoja de cálculo en Excel para registrar los datos obtenidos en una prueba de compactación, y obtener así, automáticamente la curva de compactación. Para ampliar el conocimiento acerca del tema se recomienda la lectura de la (Ref. 1, 6) que se anotan al final del capítulo.

Objetivo

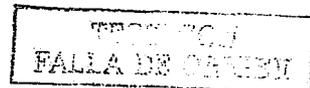
El objetivo de la práctica es obtener el peso específico seco máximo de laboratorio y la humedad óptima de compactación.

Equipo empleado

- Molde Estándar de Compactación de 4"(10.16cm) de diámetro y 12 cm de altura aproximadamente, extensión desmontable de igual diámetro y altura de 2"(5cm), y base metálica,
- Pisón Compactador con peso de 2.490 Kg , 5.08 cm de diámetro con guía,
- Malla N°4,
- Regla metálica para enrasar,
- Charola y cucharón,
- Balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 gr,
- Balanza de 15 Kg de capacidad y sensibilidad de 5 gr,
- Horno secador,
- Probeta,
- Vernier,
- Equipo diverso, como cápsulas de aluminio, espátulas, vidrios de reloj, etc.

Procedimiento

- Séquese el material para su mejor manejo, el secado puede hacerse al aire o con algún horno de secado. Después disgregese,



- Mídase el diámetro y la altura del molde,
- Pése el molde con la base metálica y la extensión,
- Cribese el material por la malla N° 4 y elimínese el retenido. Se debe seleccionar una muestra representativa de 3 Kg,
- Agréguese agua hasta que al apretar el material con la mano se forma un grumo que no se deshace fácilmente. Divídase la muestra en tres porciones,
- Colóquese el molde con la base metálica y la extensión sobre una superficie plana rígida,
- Adiciónese el material al molde compactándolo en 3 capas, cada capa debe ser compactada con 25 golpes, distribuyéndolos uniformemente y con una altura de caída de 12" (30.48 cm),
- Terminada la compactación, remuévase la extensión del molde y enrásese el material compactado utilizando la regla metálica,
- Pése y regístrese el peso del molde, con la base y el material compactado. El peso húmedo del material se obtiene restando el peso del molde y base metálica. Divídase entre el volumen del molde, para obtener el peso volumétrico de la masa del suelo, (γ_m),
- Retírese el material del molde y obténgase el contenido de agua de dos muestras representativas de aproximadamente 100 grs, una de la parte superior y la otra de la parte inferior,
- Repítase el procedimiento descrito anteriormente hasta que el peso del material húmedo disminuya o no cambie,
- Dibújese la *Curva de Compactación* con los resultados obtenidos, para así determinar en ella el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 2.2

PRUEBA PORTER

Objetivo

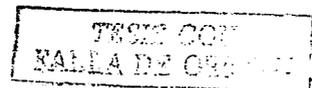
Tiene como objetivo principal determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 1", a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga de estática, (Ref. 1. 6).

Equipo empleado

- Molde cilíndrico de compactación de 6.0"(15.24cm) de diámetro interior y 9"(22.86 cm) de altura, incluyendo base y extensión para sujetar el cilindro,
- Varilla metálica de 3/4"(1.9 cm) de diámetro y 30 centímetros de longitud, con punta de bala,
- Máquina de compresión con capacidad mínima de 30 toneladas y aproximación de 100 Kgs,
- Balanza con capacidad mínima de 10 kg y aproximación de 1 gr,
- Placa circular para compactar, ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con diámetro de 15 cm,
- Juego de mallas de 1" y N° 4,
- Horno secador,
- Equipo diverso, como cápsulas de aluminio, espátulas, vidrios de reloj, etc.

Procedimiento

- Séquese el material para facilitar su disgregación,
- Cribese el material por la malla # 1, cantidad suficiente para obtener una porción de 16 Kgs de material,
- Mídase el diámetro y la altura del molde, pésese con la base y la extensión,
- Calcúlese el área del cilindro,



- Agréguese agua en forma homogénea, la cual deberá medirse cuando estemos en la humedad óptima. Una manera aproximada de conocer esta humedad es apretando el material húmedo, el cual nos dejara un leve rocío en la palma de la mano, varía entre 450 a 550 ml aproximadamente de agua,
- Colóquese el material dentro del molde en tres capas, con la varilla punta de bala se deberá aplicar 25 golpes a cada capa de manera distribuida, en forma de espiral empezando de la orilla y terminando en el centro,
- Terminada las tres capas, colóquese el molde en la máquina de compresión y compáctese el material aplicando lentamente carga uniforme, de modo que se alcance en un lapso de cinco minutos la presión de 140.6 kgs/cm^2 ; manténgase esta carga durante un minuto y hágase la descarga en el siguiente minuto. Revísese la base del molde, si esta ligeramente humedecida al llegar la carga máxima, el material ha alcanzado la humedad óptima de compactación y su peso volumétrico máximo. Tómese una muestra representativa para determinar la humedad,
- Si al llegar a la carga máxima la base del molde no se encuentra humedecida, indica que la humedad con la que se preparo la muestra es inferior a la óptima. Tómese otra fracción de muestra y agréguese una cantidad de agua mayor a la inicial, mézclese y repítase el procedimiento,
- Si antes de llegar a la carga máxima la base del molde se encuentra humedecida, indica que la humedad con la que se preparo la muestra es superior a la óptima. Tómese otra fracción de muestra y reduzca la cantidad de agua inicial, mézclese y repítase el procedimiento. Hasta lograr que una de ellas inicie el humedecimiento de la base del molde al llegar a la carga máxima,
- Retírese el molde de la máquina de compresión, y ayudados de un vernier se mide la altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde. A la altura total del molde se le restara la altura obtenida,
- Pésese el molde de compactación que contenga el material compactado, con la base y la extensión,
- Retírese el material del molde de compactación, y tómese una muestra representativa de la parte central, y efectúese en la muestra la determinación del contenido de humedad, anotando su valor, ».

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

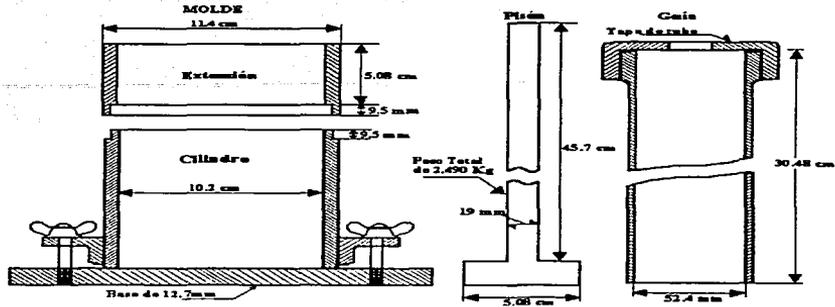


FIGURA 2.13. Molde de Compactación y Pistón Compactador, para la Prueba Proctor Estándar, (Ref. 5, p-41).

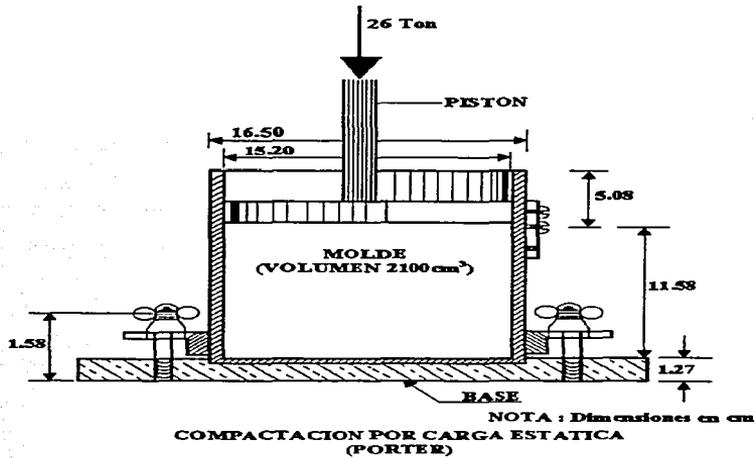


FIGURA 2.14. Esquema de Molde de Compactación para Prueba de Porter, (Ref. 1, p-227).

TECNOLOGIA
VALLE DE ORCEN

FORMATO DE COMPACTACION

OBRA : _____ FECHA: _____
 LOCALIZACION : _____ OPERADOR: _____
 ENSAYE N° : _____ CALCULÓ: _____
 DESCRIPCION : _____
 MUESTRA N° : _____ SONDEO N° : _____

Tipo de prueba : _____

Molde N° : _____ Vol: _____ cm³ Peso: _____ gr
 Peso martillo : _____ gr Altura de Caída _____ cm
 N° de capas : _____ N° de golpes por capa: _____

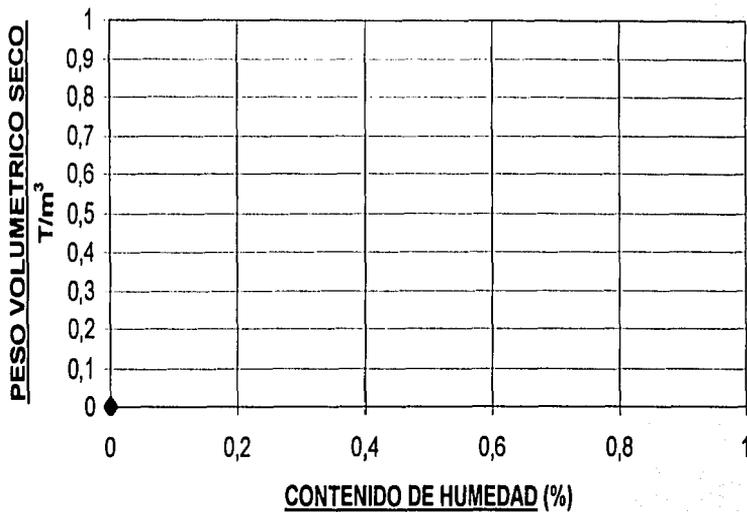
PRUEBA N°	1	2	3	4	5	6	7
Peso molde + suelo húmedo (gr)							
Peso molde (gr)	0	0	0	0	0	0	0
Peso suelo húmedo (gr)							
Peso específico húmedo (T/m ³)							
Cápsula N°							
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)							
Peso cápsula + suelo seco (gr)							
Peso del agua (gr)	0	0	0	0	0	0	0
Peso cápsula (gr)							
Peso suelo seco (gr)	0	0	0	0	0	0	0
Contenido de agua (%)	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####
Peso específico seco (T/m ³)	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####

NOTA: Los campos de color amarillo son fórmulas. La curva de Compactación se genera automáticamente.

ANEXO 2.3
FORMATO DE COMPACTACION.

FORMATO DE COMPACTACION

CURVA DE COMPACTACIÓN



OBSERVACIONES: _____

PROYECTO
FALTA DE ORIGEN
MÉDIO DE VITIVIA

3. EMPUJE DE SUELOS

3.1 EMPLEO DE ELEMENTOS DE RETENCIÓN EN OBRAS CIVILES.

El empuje que ejercen los suelos sobre las estructuras es uno de los problemas más importantes de la ingeniería de suelos y cimentaciones por la diversidad de obras donde se presenta. Los elementos de retención que se usan generalmente en obras civiles son: *rigidos* y *flexibles*. Los elementos rígidos son los conocidos como *muros* y los segundos como *tablestacas*. Los muros suelen ser construidos de mampostería y de concreto simple o armado. Las tablestacas son generalmente de acero, pero existen también de madera, (Ref. 1, p-117).

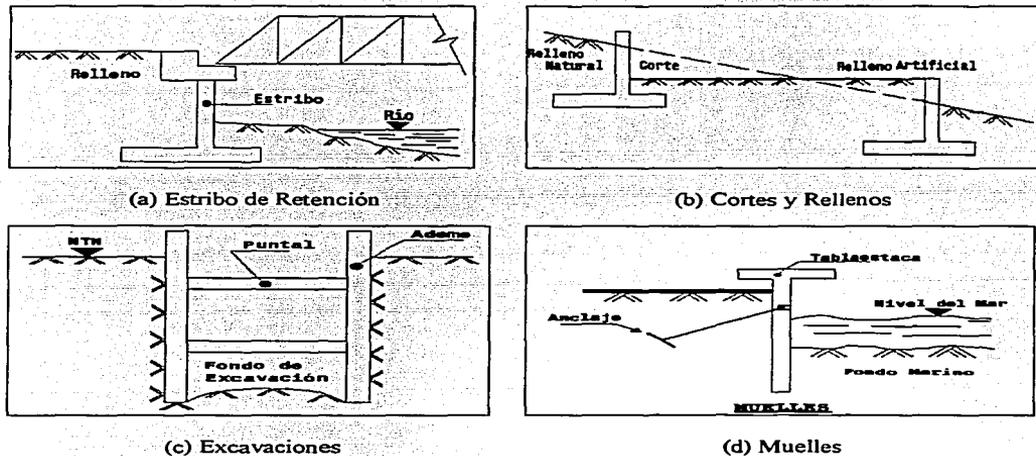


FIGURA 3.1. Usos Comunes de Elementos de Retención, (Ref. 1, p-118).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles de suelo en ambos lados se llama *muro de retención*. La tierra que produce el mayor nivel se denomina *Relleno*. Las tablaestacas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente usadas en fronteras con agua, (Ref. 1 p-117).

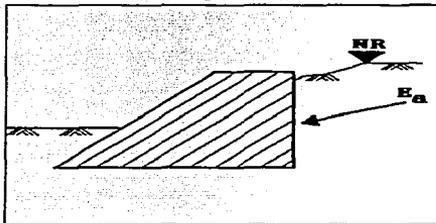
Los empujes que se ejercen sobre las estructuras pueden definirse como los esfuerzos que inciden sobre estas, estos se traducen en tendencias a:

- Deslizamientos
- Volcamientos

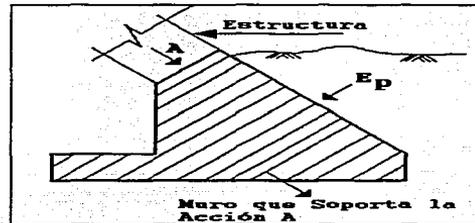
En un elemento de retención se presentan dos tipos de empujes: (1) *Empuje Activo* y (2) *Empuje Pasivo*.

(1) El *empuje activo*, E_a , es por definición el que ejerce el suelo que es sostenido por el elemento de retención y que para dicho fin se construye este, FIG 3.2 (a), (Ref. 2. p-9).

(2) El *empuje pasivo*, E_p , es el empuje que contrarresta la acción del activo y es el producido por un terreno que absorbe la acción producida por la estructura, FIG 3.2 (b), (Ref. 2. p-9).



(a) Empuje Activo

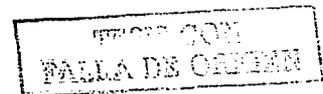


(b) Empuje Pasivo

FIGURA 3.2. Esquema de Empuje Activo y Pasivo de Tierras, (Ref. 2. p-9).

Para el diseño de un muro de retención el ingeniero tiene que tener conocimientos de los parámetros básicos del suelo, como es: peso volumétrico, el ángulo de fricción interna, y la cohesión. El proceso de diseño de un muro de retención se puede dividir en dos fases:

- Cálculo de la presión lateral que ejerce el suelo en la estructura, para verificar la estabilidad de esta como conjunto



- Una vez terminada la verificación de estabilidad, se procede a realizar el diseño estructural, (Ref. 3, p-275).

Componentes de un Muro de Retención

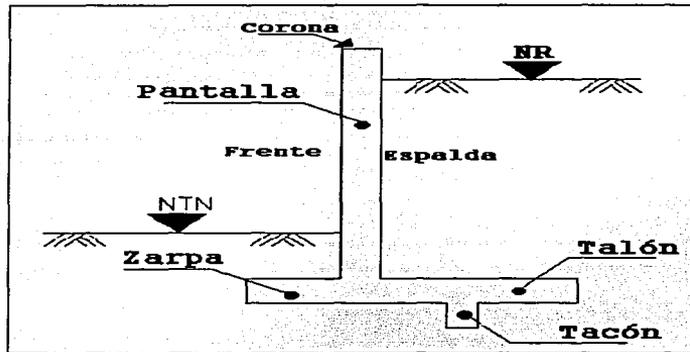


FIGURA 3.3. Nomenclatura de un Muro de Retención, (Ref. 2, p-8).

FALLAS DE UN MURO DE RETENCIÓN.

Deslizamiento

Es consecuencia de un mal diseño del tacón y la zarpa, ya que permite un desplazamiento entre el elemento de retención y el suelo en el sentido que obliga el empuje activo, FIG 3.4 (a), (Ref. 2, p-13).

Rotura de la Pantalla

Se produce cuando no se ha calculado bien la armadura de unión de la pantalla con la base. La solución de esta falla se logra con la colocación de acero de refuerzo necesario para contrarrestar los esfuerzos que resulten del cálculo, FIG 3.4 (b), (Ref. 2, p-13).

Vuelco

La zarpa ejerce una acción intensa sobre el terreno, si resulta que dicha acción sobre el terreno supera la resistencia mecánica de este, la zarpa produce un asiento del terreno y tiende a provocar el vuelco del muro, FIG 3.4 (c), (Ref. 2, p-13).

TIPO DE FALLA
FALLA DE ORIGEN

Roturas de la Zarpa y del Talón

La zarpa y el talón, si no han sido armados de acuerdo con los resultados obtenidos del estudio de sus esfuerzos, pueden resultar dañados mediante grietas de llevarán a la rotura de las piezas, FIG 3.4 (d), (Ref. 2, p-13).

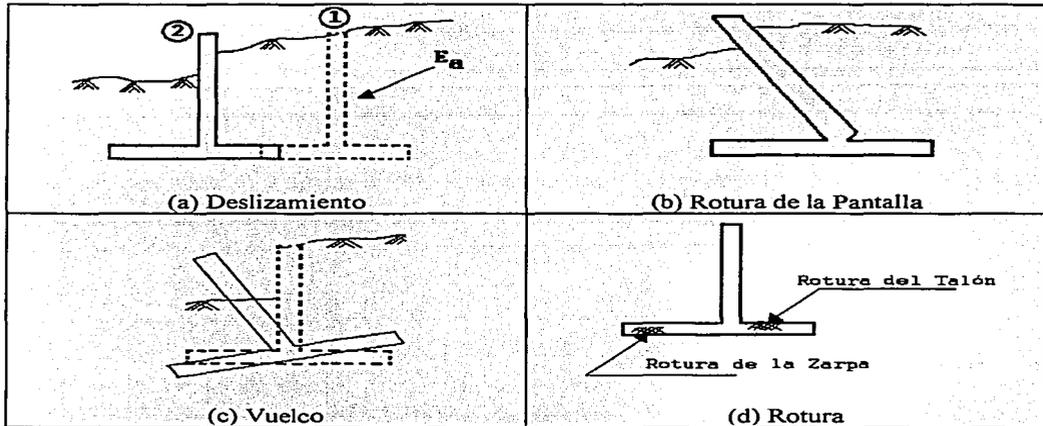


FIGURA 3.4. Fallas de un Muro de Retención, (Ref. 2, p-13).

CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS MUROS DE RETENCIÓN.

Los muros de retención se pueden clasificar según su proceso constructivo, la clasificación es la siguiente:

1. Muros de Retención de Gravedad
2. Muros de Retención de Semigravedad
3. Muros de Retención en Cantiliver
4. Muros de Retención con Contrafuertes

1. Muros de Retención de Gravedad, FIG 3.5 (a), dependen de su peso propio y del suelo que se apoye en ellos para conservar su estabilidad. Este tipo de estructura no es factible en muros de gran altura, (Ref. 3, p-274).

2. Muros de Retención de Semigravedad, FIG 3.5(b), es algo más esbelto que el de gravedad y requiere acero de refuerzo, consistente en varillas verticales a lo largo del paramento interior y otras que continúan dentro de las zapatas, (Ref. 6. p-286).

3. Muros de Retención en Cantiliver, FIG 3.5 (c), son hechos con concreto armado, para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. Este tipo de muros son factibles para alturas mayores a 6 m.

4. Muros de Retención con Contrafuertes, FIG 3.5 (d), son similares a los muros en cantiliver, sin embargo, esta estructura consiste en una delgada losa exterior, usualmente vertical, apoyada a intervalos en la cara interior, en losas verticales o contrafuertes que cortan en ángulo recto la losa exterior. Todas las losas están completamente reforzadas y conectadas a la base, (Ref. 6. p-286).

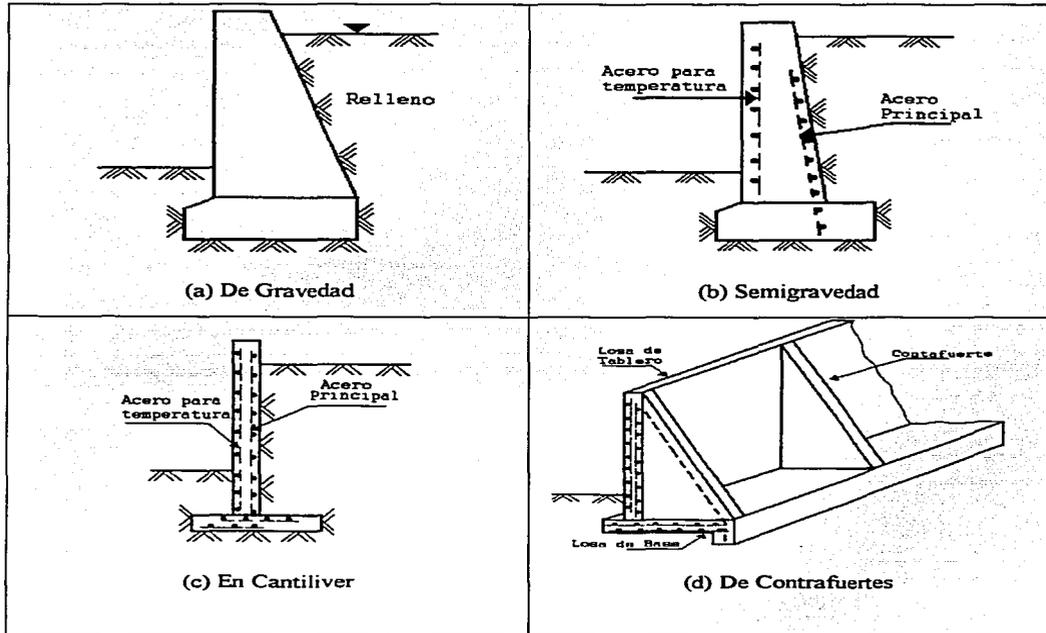


FIGURA 3.5. Tipos de Muros de Contención, (Ref. 6. p-286).

3.2 ESTADOS PLÁSTICOS DE EQUILIBRIO. TEORÍA DE RANKINE. SUELOS DE COMPORTAMIENTO FRICCIONANTE (PRUEBA CD). SUELOS DE COMPORTAMIENTO COHESIVO (PRUEBA UU). SUELOS DE COMPORTAMIENTO MIXTO.

ESTADOS PLÁSTICOS DE EQUILIBRIO.

La presión lateral de tierras es un parámetro de diseño muy importante, para la solución de varios problemas de ingeniería geotécnica. El método del estado plástico de equilibrio, se usa por lo general para estimar la presión lateral de tierras y en algunos casos de otros materiales. Se encuentra definido por la envolvente de ruptura del círculo de Mohr.

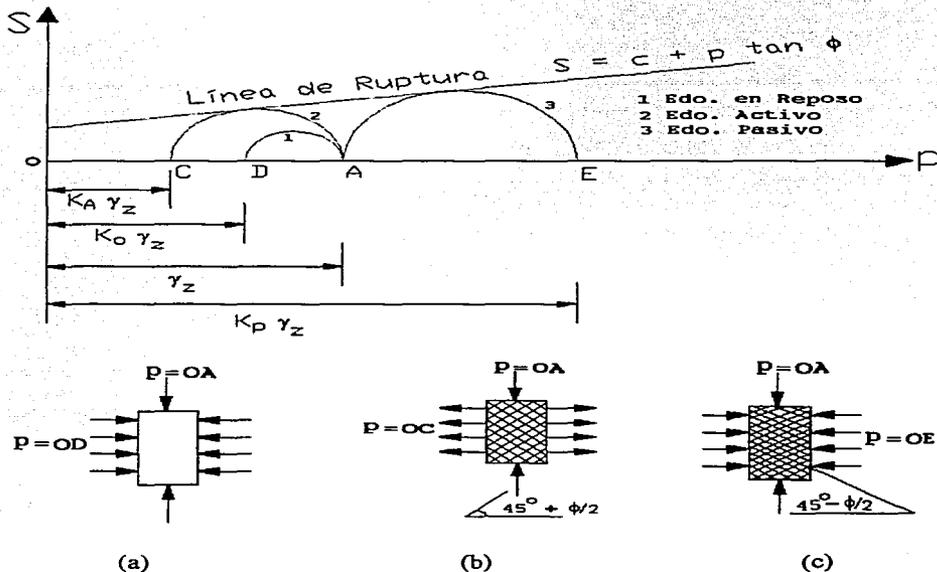


FIGURA 3.6. Estado Plástico de Equilibrio Definido por la Envolvente de Ruptura de Mohr; (a) Estado Inicial de Esfuerzos, (b) Estado Activo, (c) Estado en Reposo, (Ref. 4, p-379).

Al considerar un elemento de suelo de altura de dz situado a una profundidad, z , en el interior de un semiespacio de suelo en reposo, es decir, sin que se presente un desplazamiento a partir de un estado natural, FIG 3.7, (Ref. 1, p-123).

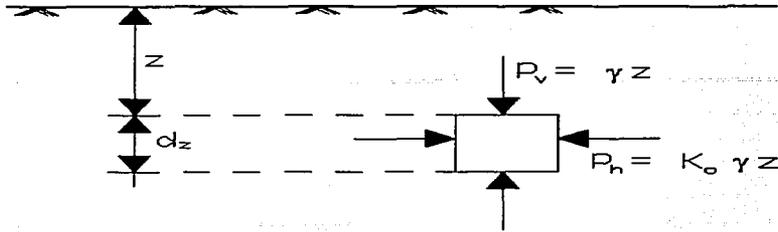


FIGURA 3.7. Esfuerzos Actuantes en un Suelo en Reposo, (Ref. 1, p-123).

En tales condiciones la presión vertical efectiva actuante sobre el elemento, P_v , se encuentra definida por:

$$P_v = \gamma z \dots \dots \dots \text{Ec. (21)}$$

donde:

γ = es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio.

La presión vertical actuante, origina en el elemento de suelo un esfuerzo horizontal, P_h , que con base a la experiencia se ha aceptado como directamente proporcional a P_v , (Ref. 1, p-123).

$$P_h = K_0 \gamma z \dots \dots \dots \text{Ec. (22)}$$

donde:

K_0 = es la constante de proporcionalidad entre P_v y P_h , se denomina *Coefficiente de Presión de Tierra en Reposo* y sus valores han sido obtenidos experimentalmente en laboratorio y campo, observándose que para suelos granulares sin finos, K_0 varía entre 0.4 y 0.8. El primer valor corresponde a arenas sueltas, y el segundo a arenas muy compactas, una arena natural compacta suele tener un valor promedio de 0.5, (Ref. 1, p-123).

Si se presenta en el diagrama de Mohr el círculo correspondiente al estado de esfuerzos descrito para el elemento mencionado, FIG 45, se obtendrá un círculo de Mohr tal como 1, que evidentemente no es de falla.

TESIS FOR
FALLA DE ORIGEN

A partir de estas condiciones de esfuerzo en reposo se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico; (1) El primer camino consistirá en disminuir el esfuerzo horizontal, manteniendo el vertical constante, se llega así al círculo 2 de falla, FIG. 3.6, con un esfuerzo principal menor:

$$\sigma_3 = K_a \gamma z \dots \dots \dots \text{Ec. (23)}$$

donde:

K_a se denomina como *Coefficiente de Presión Activa de*

Tierras, nótese que el esfuerzo σ_3 corresponde en este círculo a la presión horizontal, pues por hipótesis el esfuerzo principal mayor correspondiente es γz o *Presión Vertical* debido al peso del suelo sobreyacente al elemento, (Ref: 1, p-124).

(2) El segundo camino para llevar a la falla del elemento de estudio consistirá en tomar al esfuerzo γz como principal menor, aumentando por consiguiente ahora la presión horizontal hasta llegar a un valor

$$\sigma_3 = K_p \gamma z \dots \dots \dots \text{Ec. (24)}$$

donde:

K_p se denomina como *Coefficiente de Presión Pasiva de*

Tierras, tal que, el círculo resultante sea tangente a la línea de falla.

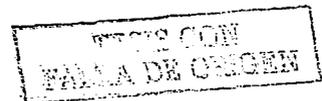
Las dos posibilidades anteriores son las únicas de interés práctico para llegar a estados de falla a partir del reposo, puesto que respetan al valor γz de la presión vertical, que es una condición natural del problema, por lo menos en un análisis simplificado.

TEORÍA DE RANKINE. SUELOS DE COMPORTAMIENTO FRICCIONANTE (PRUEBA CD)

La Teoría de Rankine considera un suelo en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. Así, de acuerdo con lo anterior caben dos estados plásticos. El que se tiene cuando el esfuerzo vertical alcanza el valor mínimo $K_a \gamma z$, y el que ocurre cuando dicha presión llega al máximo de $K_p \gamma z$. Estos estados se denominan *Activo* y *Pasivo* respectivamente.

En el estado plástico activo se tiene que:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$



$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots Ec. (25)$$

Siendo la *Ec. (25)*, el valor activo del coeficiente de presión de tierras.

Análogamente, en el estado plástico pasivo se tendrá:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots Ec. (26)$$

Siendo la *Ec. (26)*, el valor pasivo del coeficiente de presión de tierras.

Para suelos puramente friccionantes se tienen las siguientes fórmulas para el cálculo del empuje:

Empuje Activo, se encuentra definida por la *Ec. (27)*:

$$E_a = \frac{k_a \gamma H^2}{2} \dots\dots\dots Ec. (27)$$

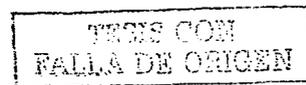
Tal como se observa en la FIG 3.8, (*Ref.2, p-49*), el empuje activo, E_a , está aplicado a un tercio de la distancia de la base del muro y forma con la horizontal un ángulo igual al que forma la superficie del terreno con la horizontal.

El empuje pasivo, E_p , contribuye a estabilizar el muro cara al corrimiento debido al E_a . La teoría de Rankine para empujes pasivos considera un terreno homogéneo, isótropo, continuo y elástico. La *Ec. (28)* representa el empuje pasivo para un muro con pantalla vertical y terreno horizontal, (*Ref. 2, 53*) :

$$E_p = \frac{K_p \gamma (H)^2}{2} \dots\dots\dots Ec. (28)$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, los empujes activo y pasivo se calculan por medio de las ecuaciones:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \dots\dots Ec. (29)$$



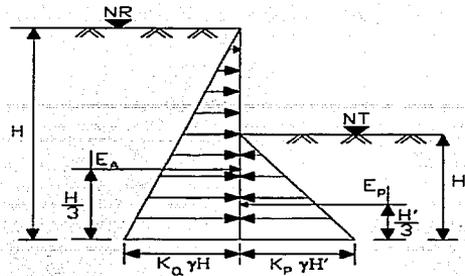


FIGURA 3.8. Diagrama de Distribución de Esfuerzos en un Muro de Retención, Suelos Friccionantes, (Ref. 2, p-49).

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\text{Cos}\beta \frac{\text{Cos}\beta + \sqrt{\text{Cos}^2\beta - \text{Cos}^2\phi}}{\text{Cos}\beta - \sqrt{\text{Cos}^2\beta - \text{Cos}^2\phi}} \right] \dots\dots Ec. (30)$$

En el Anexo 3.2, se encuentran valores de K_a y K_p , para diferentes valores de β y ϕ , (Ref. 4, p-389).

SUELOS DE COMPORTAMIENTO COHESIVO (PRUEBA UU).

Para el caso de suelos cohesivos se realizan las mismas consideraciones de falla, en la FIG 3.9, (Ref. 1, p-131), se presenta el estado esfuerzos, correspondiente a este tipo de suelos.

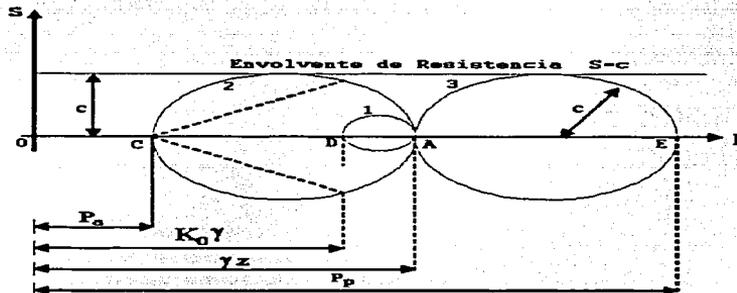


FIGURA 3.9. Estados Plásticos en el Diagrama de Mohr, Suelos Cohesivos, (Ref. 1, p-131).

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

Como antes, si permite la deformación lateral, el material puede llegar a la falla por dos modos. (1) En el primero, se permite que el elemento se deforme lateralmente por disminución de la presión horizontal, hasta el valor mínimo compatible con el equilibrio. Este nuevo estado de esfuerzos se presenta en el círculo 2, FIG 3.9, y corresponde al *estado plástico activo* en el cual las presiones tienen el valor siguiente:

$$P_v = \gamma z \dots \dots \dots Ec. (31)$$

$$P_a = \gamma z - 2c \dots \dots \dots Ec. (32)$$

donde:

P_v =, esfuerzo principal mayor, (Vertical)

P_a =, esfuerzo principal menor, (Horizontal)

(2) El otro modo de alcanzar la falla de un elemento situado a la profundidad, z , sería aumentar la presión horizontal hasta que después de sobrepasar el valor γz , alcanza uno tal que hace que el nuevo círculo de esfuerzos, círculo 3, resulte también tangente a la envolvente horizontal de falla, ($S=c$). En este momento se tiene al *estado plástico pasivo*, y las presiones alcanzan los siguientes valores:

$$P_v = \gamma z \dots \dots \dots Ec. (33)$$

$$P_p = \gamma z + 2c \dots \dots \dots Ec. (34)$$

donde:

P_p =, esfuerzo principal mayor, (Horizontal)

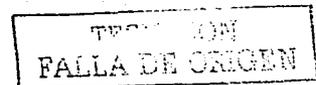
P_v =, esfuerzo principal menor, (Vertical)

También puede establecerse la misma interpretación práctica respecto a la generación de los estados plásticos en el diseño de *muros de retención*. Las ecuaciones para las presiones activas pueden relacionarse con el empuje de suelos sobre muros, en tanto que las pasivas se relacionan con los casos en que los muros presionan al relleno tras de ellos. Desde este punto de vista se pueden obtener, como en el caso de los suelos friccionantes las ecuaciones para los empujes totales activo y pasivo, (Ref. 1, 132).

El empuje activo para suelos cohesivos queda definido por la siguiente ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c H \dots \dots \dots Ec. (35)$$

y para el caso del empuje pasivo, resulta:



$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2 c H \dots\dots\dots Ec. (36)$$

Estos empujes son horizontales y pasan por el centroide del área de presiones.

La altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical del material cohesivo sin soporte y sin derrumbe se obtiene de:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \dots\dots\dots Ec. (37)$$

Deberá ser afectada con un *factor de seguridad de 2*, como mínimo para ser usada en la práctica.

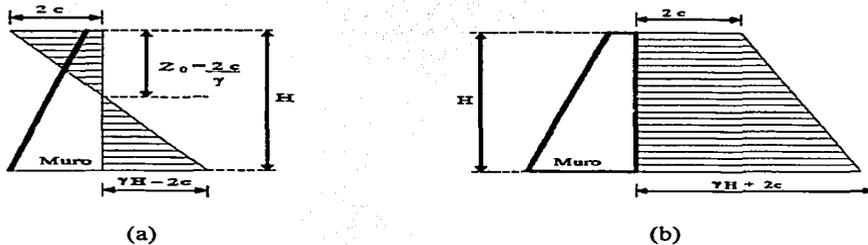


FIGURA 3.10. Distribución de Presiones en Suelos Cohesivos, (a) Activa, (b) Pasiva, (Ref. 1, p-134).

SUELOS DE COMPORTAMIENTO MIXTOS (FRICCIONANTE Y COHESIVO).

Desde el punto de vista de esfuerzos efectivos todos los suelos pueden considerarse friccionantes y puramente cohesivos. No obstante la aplicación práctica del concepto de esfuerzos efectivos a los problemas de ingeniería de suelos presenta la dificultad de medición de la presión de poro en la etapa del proyecto. Siguiendo este criterio, el ingeniero se ve obligado a trabajar con dos parámetros de cálculo denominados *cohesión* y *ángulo de fricción interna*, (Ref. 1, p-135).

La envolvente de falla para suelos que presentan cohesión y fricción, esta representada por la ecuación:

$$S = c + p \tan \phi \dots\dots\dots Ec. (38)$$

TRATOS CON
FALLA DE ORIGEN

Si el relleno es horizontal puede razonarse de manera análoga, como se hizo en la sección anterior para el material puramente friccionante. La FIG 3.11, (Ref. 1. p-135), representa los estados plásticos en el diagrama de Mohr, para el caso de suelos con cohesión y fricción.

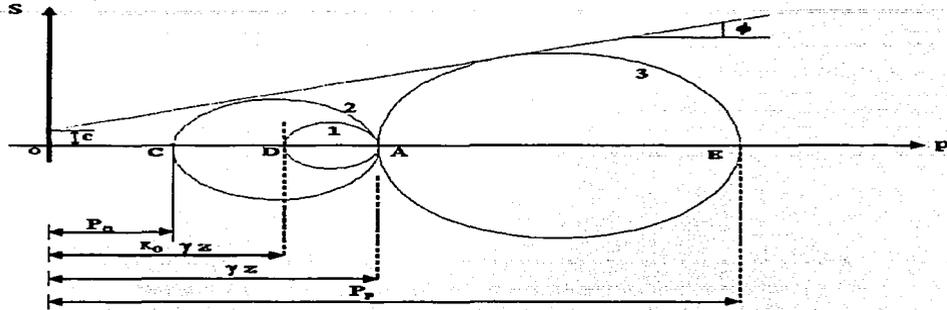


FIGURA 3.11. Estados Plásticos en el Diagrama de Mohr, Suelos Mixtos, (Ref. 1. p-135).

Las ecuaciones que determinan el empuje activo y empuje pasivo, en suelos de comportamiento mixto según Rankine, son:

$$E_a = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \dots \dots \dots Ec. (39)$$

$$E_p = \frac{1}{2 N_\phi} \gamma H^2 + \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \dots \dots \dots Ec. (40)$$

donde:

E_a = Empuje Activo, Kg/m²

E_p = Empuje Pasivo, Kg/m²

γ = Peso volumétrico del suelo, Kg/m³

H = Altura del elemento de retención, m

$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$, adimensional

c = cohesión,

TECNOLOGIA
FALLA DE ORIGEN

Las líneas de acción de los empujes son horizontales a través del centroide del área total de presiones. La altura crítica con la que se puede mantener el suelo en corte vertical puede calcularse considerando que el empuje activo igual a cero, ($E_a = 0$).

$$H_{\text{crítica}} = \frac{4c\sqrt{N_\phi}}{\gamma} \dots \dots \dots \text{Ec. (41)}$$

3. 3 MÉTODO DE COULOMB. MÉTODO DE CULMANN.

MÉTODO DE COULOMB. EMPUJE EN SUELOS FRICCIONANTES.

La teoría de Coulomb considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla plana desarrollada dentro del relleno, (Ref. 1, p-137).

Según Terzaghi, el valor del ángulo de rozamiento entre el paramento y terreno, δ , puede tomarse en la práctica como:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi$$

Si $\delta=0$, corresponde a un muro liso.

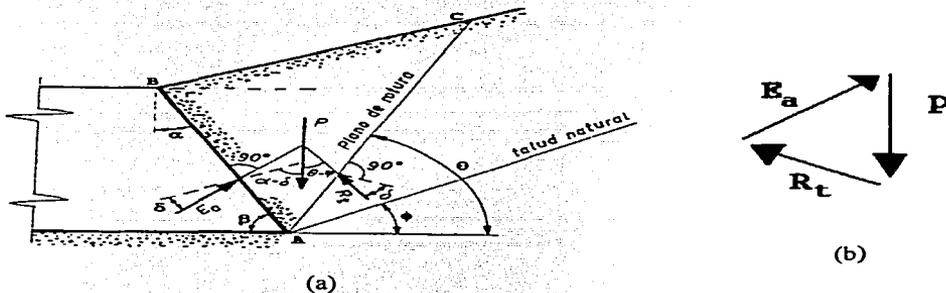


FIGURA 3.12. Esquema del Método de Coulomb, en Suelos Friccionantes, (Ref. 1, p-137).

Considerando el equilibrio de la cuña, FIG 3.12 (b), se ve que el polígono dinámico constituido por P , R_t , y E_a debe cerrarse. Como P es conocida su dirección y magnitud y además se conocen previamente las direcciones E_a y R_t , puede conocerse la magnitud del

empuje sobre el muro. Este procedimiento es por tanteos para encontrar la cuña crítica que de el máximo empuje, (Ref. 1, p-138).

La solución matemática para el caso de un relleno friccionante limitado por un plano, aunque sea inclinado y de un muro de respaldo plano es:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta - \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \dots \dots \dots Ec. (42)$$

donde:

E_a = Empuje activo

ϕ = Angulo de fricción interna

ω = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β = Angulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal

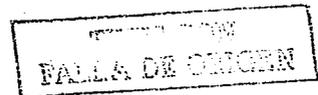
Si el muro es vertical, $\omega=0$, la fórmula anterior se reduce a:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \dots \dots \dots Ec. (43)$$

Si además el relleno es horizontal, $\beta = 0$, la ecuación se reduce a:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \dots \dots \dots Ec. (44)$$

Coulomb no consideró el estado pasivo de esfuerzos, pero sus hipótesis se han aplicado en este caso, siendo posible obtener la siguiente ecuación:



$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ec. (45)}$$

Es interesante hacer notar que si en la Ec. (43), $\delta = \beta$, siendo $\delta = 0$, se obtiene la Ec. (29) de la Teoría de Rankine; es decir, que la teoría de Coulomb coincide con la de Rankine si el empuje se considera paralelo a la superficie del relleno, (Ref. 1. p-140).

MÉTODO DE CULMANN, (Ref. 2, p-31).

Es un método gráfico basado en la teoría de Coulomb, permite llegar fácilmente al valor del empuje máximo ejercido sobre el muro por un relleno. Mediante este procedimiento se puede determinar la presión activa de tierra para una variedad de condiciones, incluyendo superficies de terreno irregular.

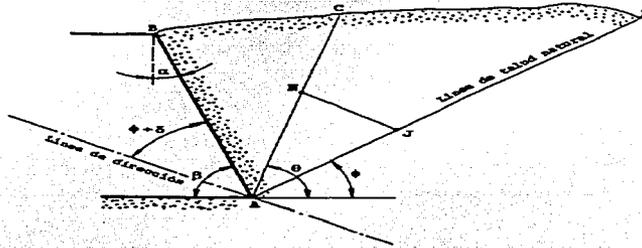
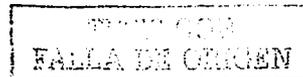


FIGURA 3.13. Esquema del Método de Culmann, (Ref. 2, p-32).

Procedimiento

1. Definir la *Línea del Talud Natural*, partiendo del punto A, formando un ángulo ϕ con la horizontal, (ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo).
2. Definir la *Línea de Dirección* como aquella que pasando por el punto A forma un ángulo $\phi + \delta$, con el paramento del muro.

El método de Culmann dice que si a partir del punto A, que hemos considerado como origen de coordenadas, llevamos sobre la línea de talud natural AD, la magnitud del peso de la cuña ABC, a una determinada escala, nos dará el punto J. Si ahora por JB se traza una paralela a la línea de dirección cortará a la línea BC en el punto N. Este valor JN =



representa a la escala indicada para la fuerza el valor del empuje activo producido por la cuña ABC.

BJ = valor del peso de la cuña ABC

JN = valor del empuje sobre el muro producido por la cuña ABC

Para determinar el empuje máximo ($E_{am\acute{a}x}$), se considerarán tantos puntos C como sean necesarios para así describir una curva en la que podamos determinar el $E_{am\acute{a}x}$.

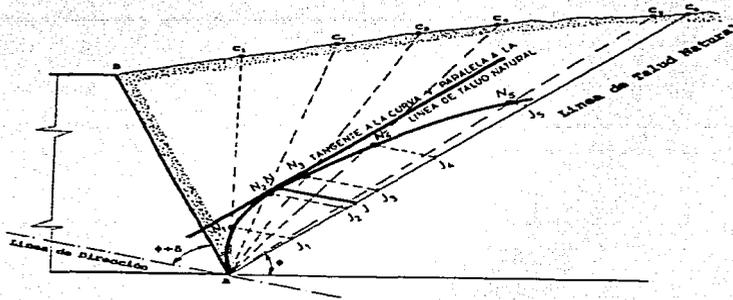


FIGURA 3.14. Procedimiento Gráfico de Culmann, para Determinar el Empuje Máximo, $E_{am\acute{a}x}$. (Ref. 2, p-33).

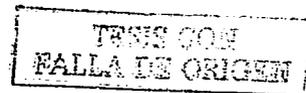
Los puntos N se unen mediante una curva. Construida la curva se traza una tangente a dicha curva que sea paralela a la línea del talud natural. El punto de tangencia se traza ahora una paralela a la línea de dirección obteniéndose de esta forma los puntos $J'N'$. El empuje sobre el muro vendrá dado por el valor del segmento $J'N'$ medido con la escala de fuerzas. Como la distribución de presiones es triangular el E_a actúa a $1/3$ de la base del muro.

3. 4 MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE TERZAGHI, (Ref. 1, p-152).

El Dr. Terzaghi propuso un método que resume la experiencia anterior y la suya propia. Este método es hoy en día uno de los más confiables para la valuación de empujes contra elementos de retención.

La limitación de este método consiste en que solamente tiene validez para elementos de retención *no mayores de 7 mts.*

El primer paso para la aplicación del método consiste en determinar o definir el tipo de suelo o material de relleno, en uno de los siguientes cinco tipos:



TIPO	MATERIAL
I	Suelo granular grueso sin finos
II	Suelo granular grueso con finos limosos
III	Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable (10 - 12 %)
IV	Arcillas plásticas, blandas, limos orgánicos o arcillas limosas
V	Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegido de modo que el agua proveniente de cualquier punto no penetre en los fragmentos

Se deberá evitar en lo posible el uso de los materiales 4 y 5, pero particularmente este último que deberá rechazarse sino se garantiza una completa impermeabilidad de este relleno. En lo que se refiere a la geometría del relleno, y la condición de cargas, este método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica:

1. La superficie del relleno es plana, inclinada o no, y sin sobrecarga.
2. La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
3. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
4. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

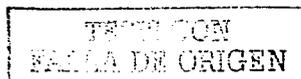
Para el primer caso de los arriba mencionados, se aplica las ecuaciones siguientes:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \dots\dots\dots EC. (46)$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2 \dots\dots\dots EC. (47)$$

que son las componentes horizontal y vertical del empuje. K_H y K_V se obtienen de las gráficas del Anexo 3.3.

El empuje deberá aplicarse a la altura de $H/3$, contada del paño inferior del muro. En el caso de trabajar con rellenos Tipo V el valor de H , considerada en los cálculos debe reducirse 1.20 mts respecto a lo usual, y el empuje obtenido debe aplicarse a la altura



$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20) \dots\dots\dots Ec. (48)$$

Para segundo caso los valores de K_v y K_h deberán obtenerse de las gráficas del Anexo 3.4.

Para el tercer caso, cuando el relleno soporta sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en

$$P = C q \dots\dots\dots Ec. (49)$$

donde:

q = es el valor de la sobrecarga uniformemente repartida

C = se selecciona de la TABLA 3.1,

TABLA 3.1. Valores de C , Según Terzaghi, (Ref. 1. p-156).

TIPO DE RELLENO	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

En el caso cuatro se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale:

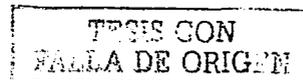
$$P = C q' \dots\dots\dots Ec. (50)$$

donde:

q' = es el valor de la carga lineal uniforme,

C = se selecciona de la TABLA 3.1.

Finalmente, en los muros calculados con el método semiempírico de Terzaghi deben proyectarse buenas instalaciones de drenaje para poder garantizar la no generación de presiones hidrostáticas contra el muro, no consideradas en las gráficas.



3. 5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE MUROS DE RETENCIÓN. DRENAJE DE MUROS, (Ref. 6, p-464)

Las fuerzas para el análisis de estabilidad de un muro de retención en Cantiliver se muestran en la FIG 3.15. Las fuerzas principales que no se multiplican por coeficientes de reducción son la presión activa de tierras, P_a , contra la sección vertical ab a través del talón, la Presión pasiva, P_p , contra la sección vertical cd a través del pie, el empuje del suelo ΣV , que actúa verticalmente en la base db, las fuerzas cortantes a lo largo de la base db, y los pesos de las diferentes partes del muro y de las masas de tierra arriba de la base.

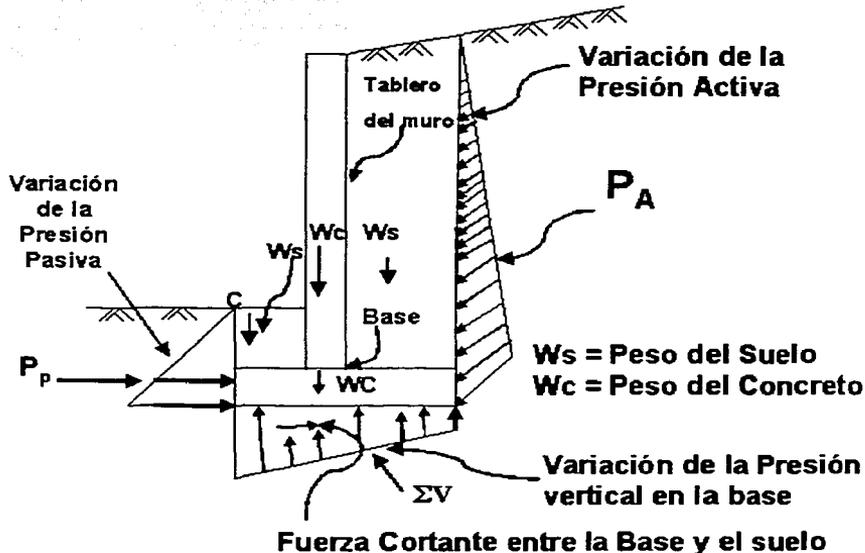
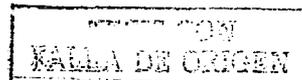


FIGURA 3.15. Fuerzas a Considerar en el Análisis de Estabilidad de un Muro de Retención, (Ref. 6, p-464).

Para el proyecto por resistencia es conveniente y conservador suponer que la presión vertical contra la base se distribuye uniformemente en su tercio delantero, (Ref. 6, p-465).



**PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN MURO
DE RETENCIÓN EN CANTILIVER, (Ref. 7).**

**Determinar las Propiedades
del Suelo y Relleno**

**Proponer Geometría del Muro,
(Pantalla, Zarpa,
y Talón)**

**Determinar Fuerzas Actuantes
en el Muro**

CALCULAR ESTABILIDAD

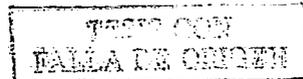
1. VOLTEO
2. DESLIZAMIENTO
3. CAPACIDAD DE CARGA

No

CUMPLE

Si

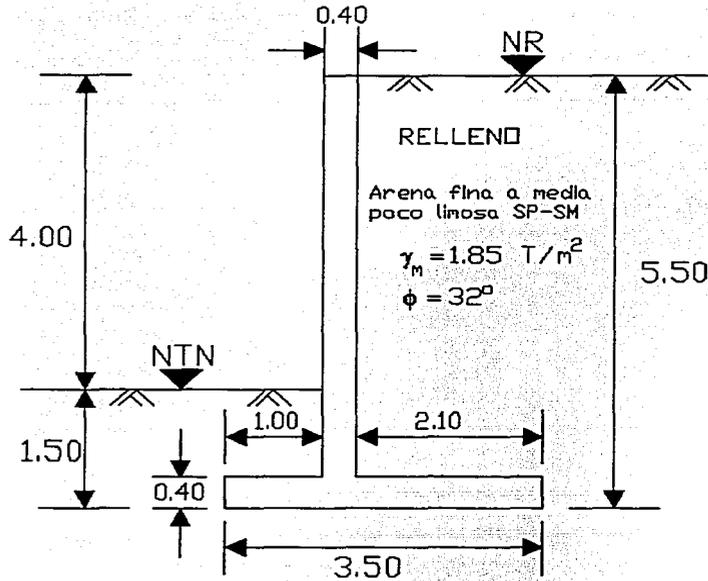
**Proceder a su Diseño
Estructural**



DISEÑO DE UN MURO DE RETENCIÓN.

Diseño Geotécnico.

Geometría del Muro y Datos del Suelo.



NOTAS

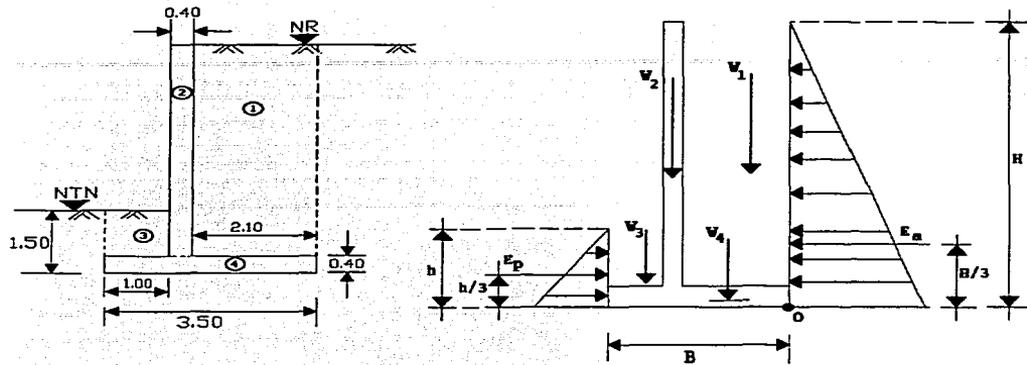
- 1 Acotación en mts
- 2 Muro de Concreto
 $\gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^3$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2}\right) = 0.31 \dots (\text{Coef. de Presión Activa})$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 3.25 \dots (\text{Coef. de Presión Pasiva})$$

TRABAJA CON
VALLA DE ORIGEN

Fuerzas Actuantes



donde:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_m h^2 \quad E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_m H^2$$

Revisión de la Estabilidad del Muro

a) Estabilidad Contra Vuelco

Nº		FUERZA, Ton	BRAZO, mts	MOMENTO, T-m
W ₁	2.10 x 5.10 x 1.0 x 1.85	19.81	1.05	20.80
W ₂	5.10 x 0.40 x 1.0 x 2.40	4.90	2.30	11.30
W ₃	1.10 x 1.00 x 1.0 x 1.85	2.00	3.00	6.00
W ₄	0.40 x 3.50 x 1.0 x 2.40	3.40	1.75	6.00
E _a	1/2 x 0.31 x 1.85 x (5.5) ²	8.70	1.83	15.90
			ΣM _o	60.00

$$\Sigma F_H = 8.70 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_V = 30.10 \text{ Ton}$$

NOTA: La fuerza E_p se desprecia del cálculo para fines de seguridad.
Todas las cargas y momentos son por metro lineal de muro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

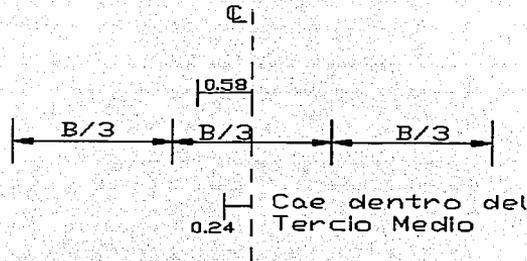
Localización de la Resultante

$$\bar{X} = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma F_v} = \frac{60.00}{30.10} = 1.99 \text{ m a la izquierda de O}$$

Excentricidad de la Resultante

$$e = \bar{X} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$$

$$e = 1.99 - \frac{3.50}{2} = 0.24 \text{ m} < \frac{3.50}{6} = 0.58 \text{ m} \therefore \text{Se acepta}$$



b) Estabilidad Contra Deslizamiento

Fuerza Cortante Disponible en la Base:

$$\Sigma F_v \tan \phi = 30.10 \times \tan 32^\circ = 18.81 \text{ Ton}$$

Empuje Pasivo en el Talón:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_m h^2 = \frac{1}{2} \times 3.25 \times 1.85 \times (1.50)^2 = 6.76 \text{ Ton}$$

$$\text{Fuerza Resistente Máxima} = 18.81 + 6.76 = 25.57 \text{ Ton}$$

$$\text{Fuerza Resistente Mínima} = 18.81 \text{ Ton}$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Factores de Seguridad

$$F.S._{(\text{máximo})} = \frac{F_{R_{\text{máx}}}}{E_s} = \frac{25.57}{8.70} = 2.94 > 1.5 \therefore \text{Se Acepta}$$

$$F.S._{(\text{mínimo})} = \frac{F_{R_{\text{mín}}}}{E_s} = \frac{18.81}{8.70} = 2.16 > 1.5 \therefore \text{Se Acepta}$$

Por lo tanto, es *Estable Contra Deslizamiento* y por lo tanto no necesita Tacón o Espolón.

c) Estabilidad Contra Falla por Capacidad de Carga

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{Mc}{I} \Rightarrow q = \frac{R}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Datos:

$$R_y = \Sigma F_v = 30.10 \text{ Ton}$$

$$e = 0.24 \text{ m}$$

$$B = 3.50 \text{ m}$$

$$q_{\text{máx}} = 12.14 \text{ Ton/m}^2 < q_{\text{adm}} = 12.50 \text{ Ton/m}^2 \therefore \text{Se Acepta}$$

$$q_{\text{mín}} = 5.06 \text{ Ton/m}^2 < q_{\text{adm}} = 12.50 \text{ Ton/m}^2 \therefore \text{Se Acepta}$$

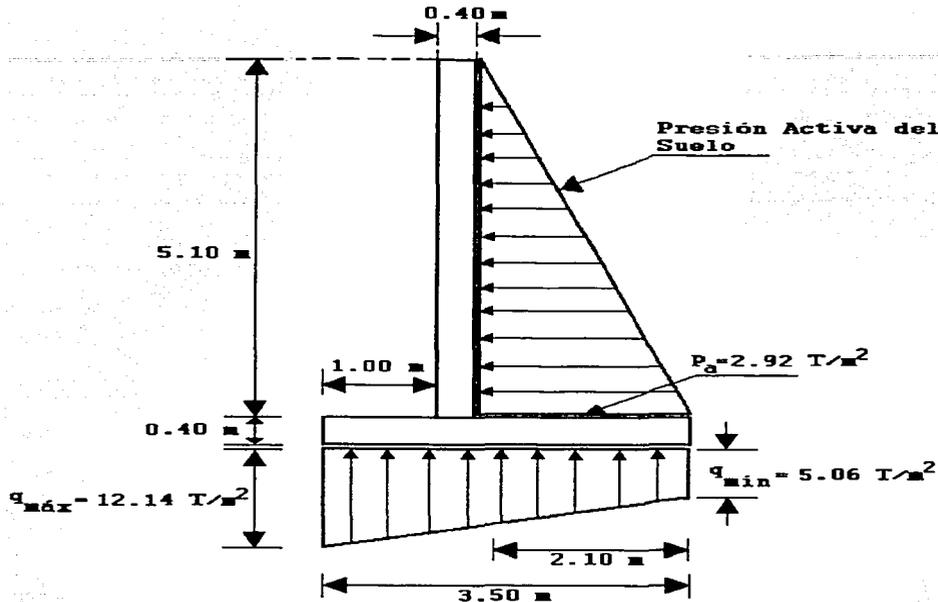
Pasa por Capacidad de Carga.

Conclusiones

1. Es estable contra Vuelco
2. Es estable contra Deslizamiento
3. Es estable contra Falla por Capacidad de Carga
4. La Geometría se acepta y queda concluido el diseño geotécnico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Presentación de Resultados



DRENAJE DE MUROS, (Ref. 6, p-287).

Los muros de retención se diseñan usualmente para soportar la presión de tierra que contienen, pero usualmente no están proyectados para resistir la presión del agua. El agua produce un aumento del peso de la masa del suelo, incrementa la presión hidrostática en las grietas e incrementa la presión de poro, lo cual da origen a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Los muros de retención bien proyectados, deben estar provistos de sistemas para drenar el agua. Las principales obras que se pueden construir para evitar daños por la presión hidrostática son: *drenes horizontales, filtros longitudinales y trincheras estabilizadoras.*

Los drenes consisten en tubos conocidos como barbacanas o tronaderas, tienen un diámetro de 15 ó 20 cm, se extienden a través del muro y están protegidos contra la obstrucción en el relleno por capas de grava. Su función principal es desalojar el agua lo más rápido posible.

Los drenes deben separarse aproximadamente 3 mts, tanto horizontal como verticalmente, FIG 3.16; en los muros de contrafuertes debe haber cuando menos un dren en cada uno de los espacios entre contrafuertes.

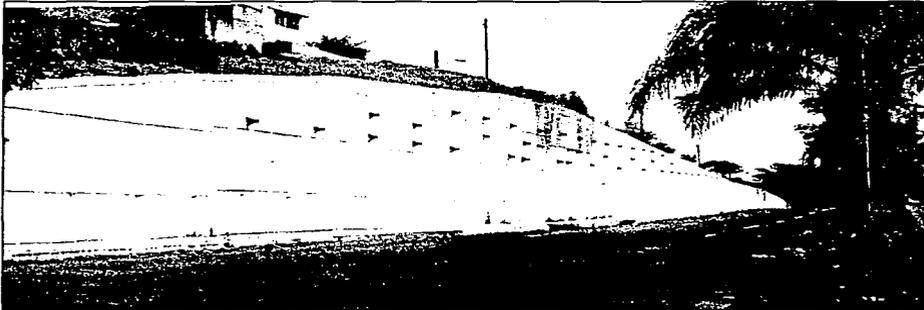


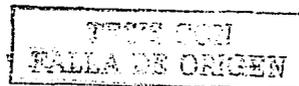
FIGURA 3.16. Muro de Retención, Ubicado en la Av. Presidentes, Xalapa., Ver.

El material usado como relleno tiene una influencia importante en las fuerzas que actúan contra la pantalla interior de un muro de retención. Las arenas limpias y gravas son materiales que drenan fácilmente, no son susceptibles al efecto de la helada y no pierden estabilidad con el paso del tiempo. Las arcillas son malas como relleno porque se drenan con dificultad, y pueden perder gran parte de su resistencia al corte cuando acumulan humedad.

Uso de Geosintéticos para el Control de la Erosión y Drenaje.

Dentro del campo de los geosintéticos, existen muchos de ellos cuya función o una de sus funciones es el control de la erosión y el drenaje en obras civiles. Una aplicación de los geosintéticos es en los muros de retención. A continuación se enlistan los geosintéticos que usualmente se utilizan en esta clase de obras, (Ref. 9, p-8):

Geotextiles: La función que cumplen es de refuerzo. Se introducen láminas de geotextil dentro del talud o ladera a reforzar, para evitar el vuelco de la misma. El geotextil se diseña por su resistencia a tracción que trabaja en dirección contraria al empuje de las tierras. Además evacua el posible agua que se encuentre en el muro, evitando que esta llegue al cimiento del mismo.



Geomallas: Son mallas abiertas de gran resistencia a tracción. Su función es la misma que el geotextil y se utilizan cuando la resistencia a tracción requerida es superior a la que puede ofrecer el geotextil con mayor resistencia. Tiene el inconveniente de que no corta por capilaridad el paso de agua, pudiendo esta llegar al cimiento.

Geocompuestos de Refuerzo: Están formados por la unión de los Geosintéticos anteriores. Su función es la misma. Cuando la resistencia a tracción requerida es elevada se utilizan estos geosintéticos, evitando (igual que el geotextil) el paso de agua al cimiento.

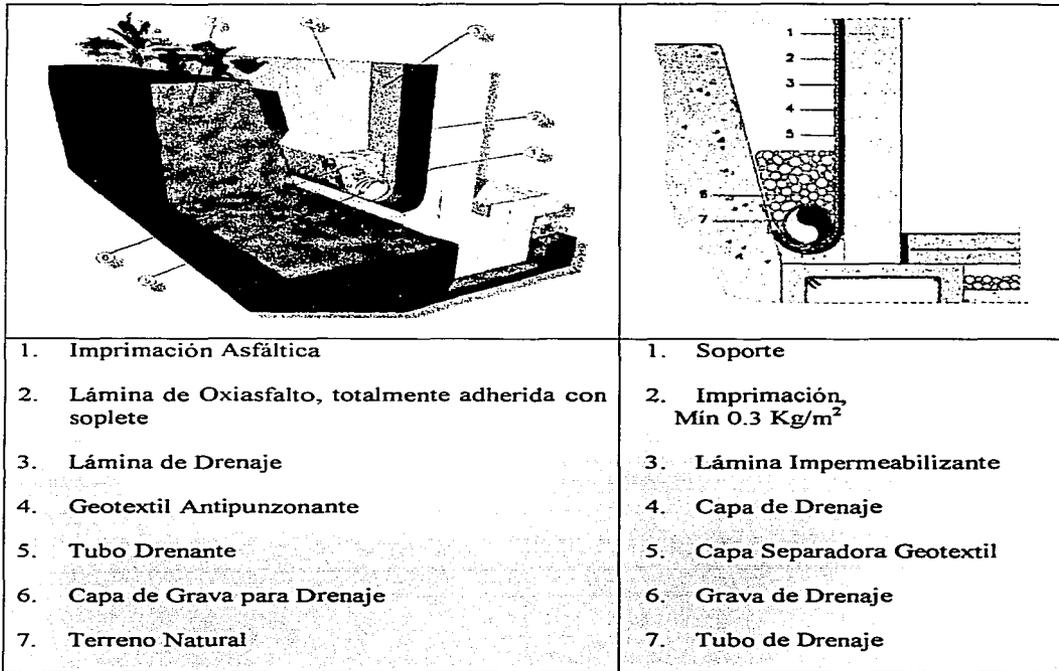


FIGURA 3.17. Muro de Retención Impermeabilizado con Elementos Geosintéticos, (Ref. 9, p-127).

3.6 EMPUJE DE SUELOS SOBRE ATAGUÍAS, ADEMES Y TABLAESTACAS.

Los Ademes son elementos de retención, que son usados en el caso de obras donde se ejecutan excavaciones verticales, para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo de dure la construcción, (Ref. 5, p-64).

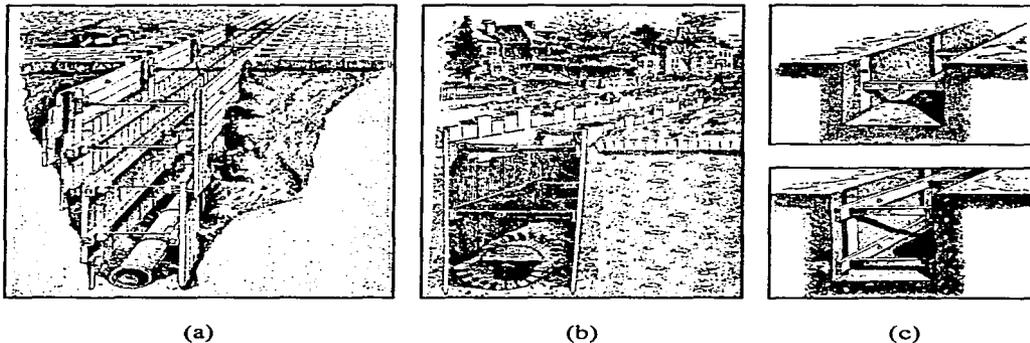


FIGURA 3.18. Utilización de Ademes para la Retención de Excavaciones Verticales, (Ref. 10, p-56).

La disposición de los elementos de soporte es como se describe a continuación: en primer lugar se hince verticalmente una serie de postes o viguetas de acero siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. El espacio entre estos elementos se reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales con puntales de acero o madera, colocados transversalmente a la excavación.

Para diseñar los puntales es necesario conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe. Para calcular el empuje sobre el ademe es preciso recurrir a otros métodos que no sean las teorías clásicas de Rankine y Coulomb ya que éstas no son aplicables, pues la distribución de presiones en los ademes es aproximadamente parabólica, con el punto de aplicación del empuje muy cerca del punto medio de la altura del ademe.

Con un criterio puramente práctico, Terzaghi estableció una envolvente sencilla de forma trapecial, útil para ser aplicadas en cualquier en que hayan de ademarse arenas compactas, Terzaghi estableció la altura del trapecio envolvente en el valor.

CON
PLANO DE ORIGEN

donde : $0.80 p_a \text{ Cos } \delta$ *Ec. (51)*

$p_a \text{ Cos } \delta$ = Componente Vertical de la presión máxima calculada con la Teoría de Coulomb, (supuesta una distribución lineal de presiones)

δ = ángulo de fricción entre el ademe y el suelo, considerado igual a $2/3 \phi$

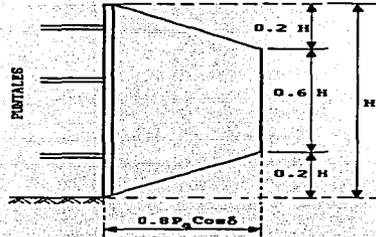


FIGURA 3.19. Envolvente Práctico de Presión en Arenas, Según Terzaghi, (*Ref. 1. p-160*).

El Valor de p_a puede calcularse con la ecuación siguiente:

$$p_a = \frac{2 P_a}{H} \dots\dots\dots \text{Ec. (52)}$$

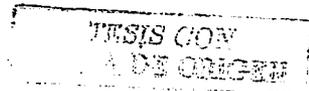
donde:

P_a = empuje sobre el ademe calculado según la Teoría de Coulomb, con el método gráfico de Culmann, por ejemplo,

H = altura del ademe

Cuando la profundidad de excavación es mayor que 6 mts, el uso de ademe se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para apuntalar.

El método más recurrente en excavaciones mayores a 6 mts, es el hincado de tablaestacas de acero alrededor de la excavación. Los tipos de tablaestacas que comúnmente se usan para este objeto son: (a) Perfil U, (b) Perfil Z, (c), De alma plana (d) Paredes Combinadas HZ; todos estos tipos son mostrados en el Anexo. 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, respectivamente (*Ref. International Sheet Piling Company S. A.*)



PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA TABLAESTACA METÁLICA EN CANTILIVER, (Ref. 7).

Método de Rowe, 1952

**Determinar las
Propiedades del Suelo y
Relleno**

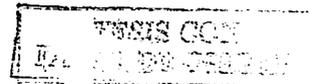
**Proponer la Geometría del
Tablaestacado**

**Determinar las Fuerzas
Actuantes:
Empujes Activo y Pasivo**

Determinar:

- **Profundidad de Penetración de la Tablaestaca**
- **Momento Flexionante Máximo, Condición de Empotramiento y Rigidez Infinita**

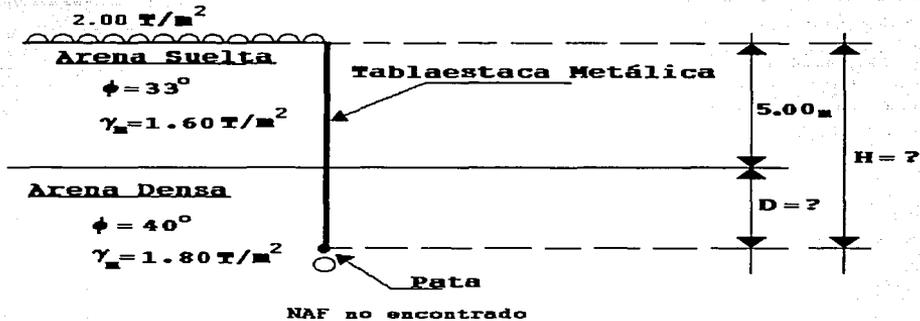
**Selección y Revisión de un Perfil
Comercial hasta lograr que los
Esfuerzos de Trabajo sean lo más
cercano a los Admisibles, siempre
por debajo**



DISEÑO DE UNA TABLAESTACA METÁLICA EN CANTILIVER

Diseño Geotécnico, (Método de Rowe, 1952)

Geometría de la Tablaestaca y Datos del Suelo



Fuerzas Actuales

Material: Arena Suelta

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{33^\circ}{2}\right) = 0.29 \quad (\text{Coef. Activo})$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{33^\circ}{2}\right) = 3.39 \quad (\text{Coef. Pasivo})$$

Material: Arena Densa

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2}\right) = 0.22$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2}\right) = 4.60$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Presiones de Empuje sobre el Tablaestacado

$$p_{Ha} = K_a \gamma_m z \dots\dots\dots \text{Presión Activa}$$

$$p_{Hp} = K_p \gamma_m z \dots\dots\dots \text{Presión Pasiva}$$

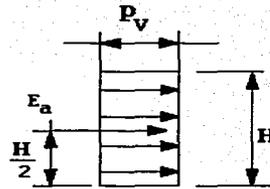
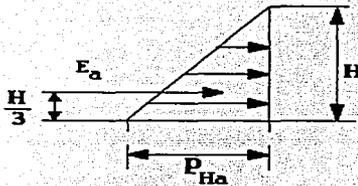
Empujes, (fuerzas)

$$E_a = \frac{1}{2} p_{Ha} H \dots\dots\dots \text{Empuje Activo}$$

$$E_p = \frac{1}{2} p_{Hp} H \dots\dots\dots \text{Empuje Pasivo}$$

Actúan en el centro de gravedad de los diagramas de presiones

Si



Se aplica lo mismo para el caso del empuje pasivo, E_p

De acuerdo a lo anterior

* Presión Activa, (Nota Los subíndices indican la profundidad a la que se realiza el cálculo)

P_{Ha}	OPERACIONES	RESULTADO, T/m ²	DESCRIPCION
P_{Ha0}	2×0.29	0.58	Arena Suelta
P_{Ha5}	$(2 + 1.65 \times 5) 0.29$	2.9	Arena Suelta
P_{Ha5}	$(2 + 1.65 \times 5) 0.22$	2.2	Arena Densa
P_{HaD}	$2.2 + (1.80 \times D) 0.22$	$2.2 + 0.396D$	Arena Densa (Pata)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

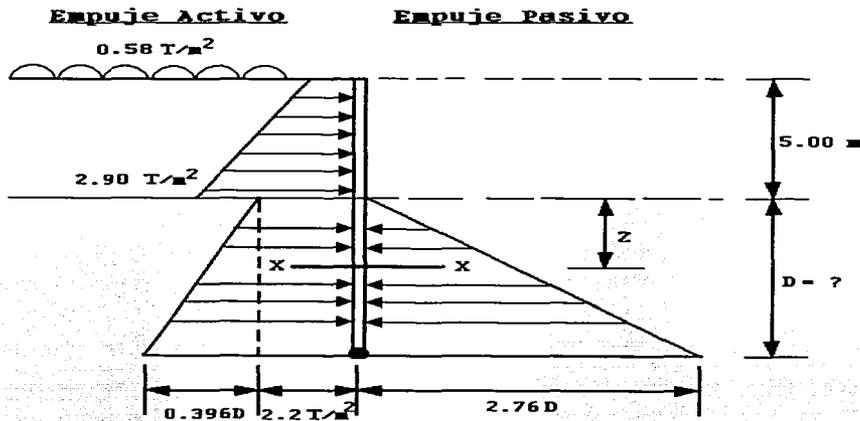
* *Presión Pasiva*

P_{Hp}	OPERACIONES	RESULTADO, T/m^2
P_{Hpo}	0.00	0.00
P_{HpD}	$(1.8 \times D) 4.60$	8.28D

Utilizando un Factor de Seguridad, F.S = 3, contra falla por cortante:

$$P_{HpD} = \frac{8.28D}{3} = 2.76D \text{ Ton/m}^2$$

Diagrama de Presiones Resultantes



* Profundidad de Penetración, D

Realizando Suma de Momentos respecto a la Pata, ΣM_o , resulta:

$$\Sigma M_o = D^3 - 2.79D^2 - 22.08D - 42.94 = 0$$

Resolviendo la ecuación, por tanteos resulta:

$$D = 6.90 \text{ mts}$$

TESIS CON
SALA DE ORIGEN

Por lo tanto

$$H = 5.00 + 6.90 = 11.90 \text{ mts (Longitud de la Tablaestaca)}$$

* Determinación del Momento Flector Máximo para la Condición Libre de Tierras, M_{FES}

Sustituyendo Z por D en la Ecuación de suma de momentos, tenemos:

$$M_z = Z^3 - 2.79 Z^2 - 22.08 Z - 42.94$$

Derivando respecto a Z, tenemos:

$$\frac{dM_z}{dz} = 3 Z^2 - 5.58 Z - 22.08 = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior, resulta:

$$Z = 3.80 \text{ mts}$$

Por lo tanto, el M_{FES} :

$$M_{FES} = (3.80)^3 - 2.79(3.80)^2 - 22.08(3.80) - 42.94$$

$$M_{FES} = 112.26 \text{ T - m / m}$$

Diseño Estructural

Se seleccionará y revisará un perfil comercial, ANEXO. 3.5. Para este ejemplo se selecciona una sección tipo U, L2 S de la marca comercial ARBED.

SECCIO N	I (cm ⁴ /m)	$\rho = \frac{H^4}{EI}$ (m ² / Ton)	$\frac{M}{M_{FES}}$	M (T-m/m)	S (cm ³ /m)	f _s f _{adm}
Tipo U L2 S	27500	3.46	0.20	22.45	1600	1403 < 1760 O.K

Paso 1

Se determina el valor del Factor de Flexibilidad, ρ :

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\rho = \frac{H^4}{EI} = \frac{(11.9)^4}{(2.11 \times 10^{-7}) \cdot (2.75 \times 10^{-4})} = 3.46 \text{ m}^2 / \text{Ton}$$

Paso 2

Se determina el valor de α :

$$\alpha = \frac{\text{Extremo libre}}{\text{Long. Total H}} = \frac{5.00}{11.90} = 0.42$$

Paso 3

Se determina el valor de $\frac{M}{M_{FES}}$ siendo $M = \text{Momento Real}$

Se entra en la gráfica que relaciona los valores $\frac{M}{M_{FES}}$ con α y ρ . ANEXO 3.9.

Encontrándose: $\frac{M}{M_{FES}} = 0.20$

Paso 4

Se determina el valor de M :

$$M = M_{FES} \times 0.20 = 22.45 \text{ T} - \text{m} / \text{m}$$

Paso 5

Se revisan los esfuerzos de trabajo, f_s

$$f_s = \frac{M}{S} = \frac{22.45}{1.6 \times 10^{-3}} = 14,031 \text{ T} / \text{m}^2$$

Paso 6

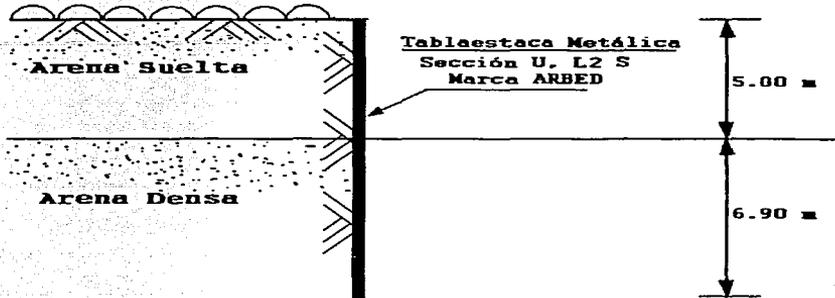
Se comparan los esfuerzos de trabajo con los admisibles

$$f_s = 1,403 < f_{adm} = 1,760 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta la sección por ser la mínima disponible en catálogo y cumplir con esfuerzos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

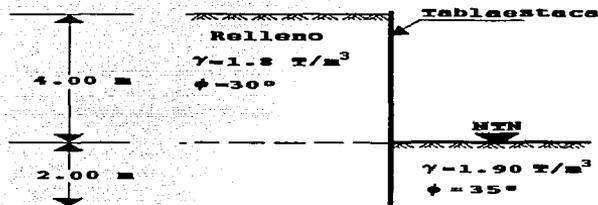
Presentación de Resultados



3.7 EJEMPLOS.

Ejemplo 1

Calcular el empuje activo y pasivo, según Rankine, en una tablaestaca de acuerdo con la siguiente figura:

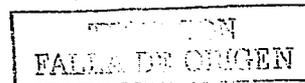


SOLUCION

Se determina el Empuje Activo, E_a :

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma H^2}{2}$$

donde :



$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \tan^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$K_a = 0.33$$

sustituyendo el valor del coeficiente K_a :

$$E_a = \frac{0.33(1.80)(6.00)^2}{2}$$

$$E_a = 10.69 \text{ T/m}$$

de igual manera se calcula el Empuje Pasivo, E_p :

$$E_p = \frac{K_p \gamma H^2}{2}$$

donde:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \tan^2\left(45^\circ + \frac{35}{2}\right)$$

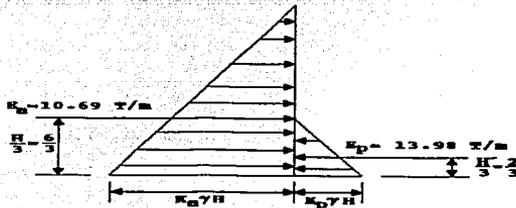
$$K_p = 3.68$$

sustituyendo el valor del coeficiente K_p :

$$E_p = \frac{3.68(1.90)(2.00)^2}{2}$$

$$E_p = 13.98 \text{ T/m}$$

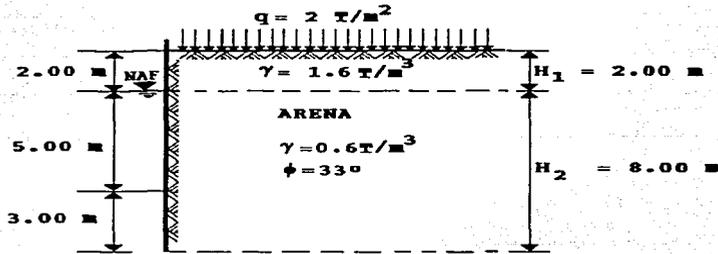
Presentación de Resultados



TRABAJOS CON
FALLA EN EL ORIGEN

Ejemplo 2, (Ref. 5, p-66)

Para la tablaestaca mostrada en la figura, calcular el Empuje Activo, según Rankine:



SOLUCIÓN

Se deben calcular los esfuerzos a las profundidades de 2 y 10 metros:

El esfuerzo a 2.00 mts, p_2 , es:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K_a \gamma H \\
 &= \tan^2\left(45^\circ - \frac{33^\circ}{2}\right) (1.60)(2) \\
 p_2 &= 0.943
 \end{aligned}$$

El esfuerzo debido a la sobrecarga, p_q , es:

$$\begin{aligned}
 p_q &= q K_a \\
 &= (2.00)(0.2948) \\
 p_q &= 0.589
 \end{aligned}$$

sumando, p_2 y p_q , resulta:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= 0.943 + 0.589 = 1.532 \\
 p_2 &= 1.532 \text{ T/m}^2
 \end{aligned}$$

IMPRESO CON
FALLA DE ORIGEN

El esfuerzo a la profundidad de 10.00 mts, resulta:

$$\begin{aligned} p_{10} &= p_2 + \gamma H_2 K_a + \gamma_w H_2 \\ &= 1.532 + (0.6 \times 8.00 \times 0.2948) + (1 \times 8.00) \\ p_{10} &= 10.947 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Calculados los esfuerzos se procede al cálculo del Empuje Activo, utilizando el criterio de Rankine:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{p_2 H_1}{2} + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{K_a \gamma' H_2^2}{2} + \frac{\gamma_w H_2^2}{2} + q H K_a \\ &= \frac{(0.2948 \times 1.60 \times 2^2)}{2} + (0.2948)(1.60)(2)(8) + \frac{(0.2948)(0.60)(8)^2}{2} + \frac{(1)(8)^2}{2} + (2.00)(10)(0.2498) \\ E_a &= 52.046 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Ejemplo 3.

En una arcilla con las siguientes propiedades: $\gamma_m = 1.80 \text{ T/m}^3$, $c = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$, se realiza una excavación vertical. ¿A qué profundidad el material se derrumbará si no tiene soporte?

SOLUCIÓN

Para suelos con cohesión se tiene la ecuación:

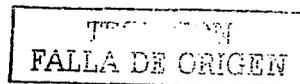
$$\begin{aligned} H_c &= \frac{4c}{\gamma} \\ &= \frac{(4)(2.5)}{1.80} \\ H_c &= 5.55 \text{ mts} \end{aligned}$$

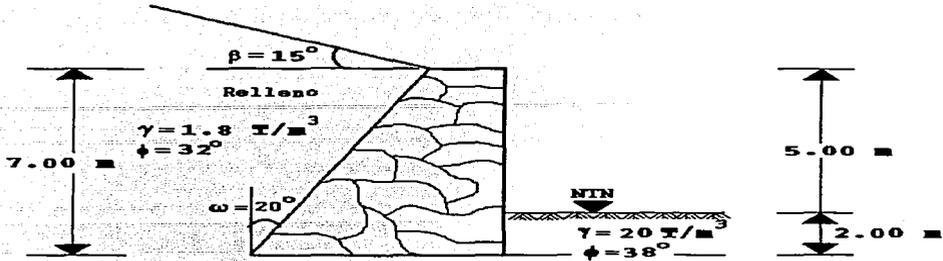
Si el factor de seguridad, F_s , es igual a 2, la profundidad de trabajo sería:

$$\frac{H_c}{F_s} = \frac{5.55}{2} = 2.77 \text{ mts}$$

Ejemplo 4.

Calcular el empuje activo y pasivo, ejercido sobre un muro de retención, utilizando el criterio de Coulomb:





SOLUCION

Calculando el empuje activo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta - \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{1.80(7)^2}{2} \frac{\cos^2(32 - 20)}{\cos^2 20 \cos(21.3 - 20) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(21.3 + 32) \sin(32 - 15)}{\cos(21.3 + 20) \cos(20 - 15)}} \right]^2}$$

$$E_a = 18.56 \text{ T/m}$$

Calculando del empuje pasivo:

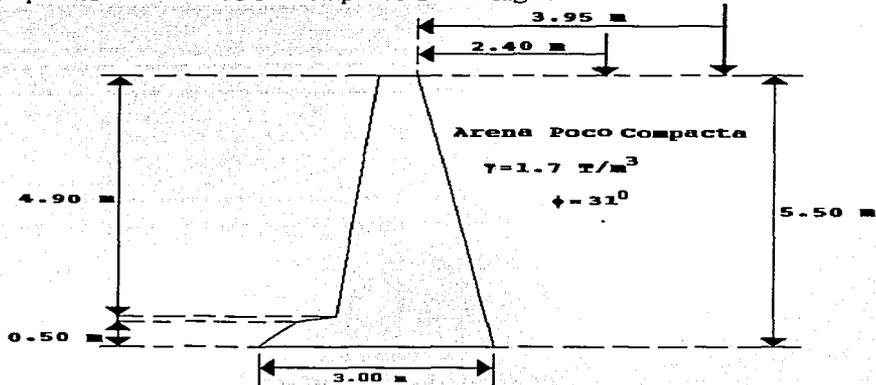
$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

$$E_p = \frac{2(2)^2}{2} \frac{\cos^2(38 - 0)}{\cos^2 0 \cos(0 - 25.33) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(25.33 + 38) \sin(38 - 0)}{\cos(0 - 25.33) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$E_p = 17.50 \text{ T/m}$$

Ejemplo 5, (Ref. 5, p-86).

Un muro tiene un paramento inclinado y una altura de 5.5 metros, sostiene un terraplén constituido por arena poco compacta de las siguientes características: $\gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$, $\phi = 31^\circ$, y $\delta = 20^\circ$, el terraplén soporta dos sobrecargas lineales de 3000 kg/m una de ellas a 2.40 metros y la otra a 3.95 metros, a partir de la corona del muro. Calcular el empuje activo, empleando del método semiempírico de Terzaghi.



SOLUCION

Al ser relleno arena poco compacta, el material está dentro del Caso I.

Como $\beta=0$, la componente del empuje $K_v = 0$

De las gráficas del ANEXO 3.3, se obtiene:

$$K_H = 470 \text{ Kg/cm}^2$$

Y por lo tanto:

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} K_H H^2 \\ &= \frac{1}{2} (470) (5.5)^2 \\ E_H &= 7108.75 \text{ Kg/cm} \end{aligned}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Agregando las sobrecargas:

Para el Caso I, $C = 0.27$, TABLA 3.1:

$$P = Cq' = 0.27 (3000) = 810$$

$$= (810)^2$$

$$P = 1620 \text{ Kg/cm}$$

Por lo tanto:

$$E_{HT} = 7108.75 + 1620$$

$$E_{HT} = 8728.75 \text{ Kg/cm}$$

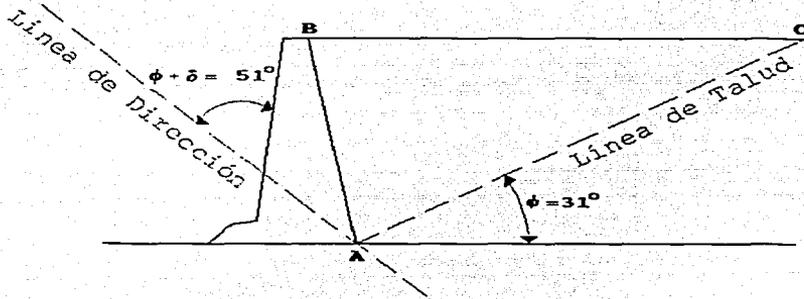
Ejemplo 6.

Resolver el Ejemplo 5, aplicando el Método Coulomb (Culmann)

SOLUCION

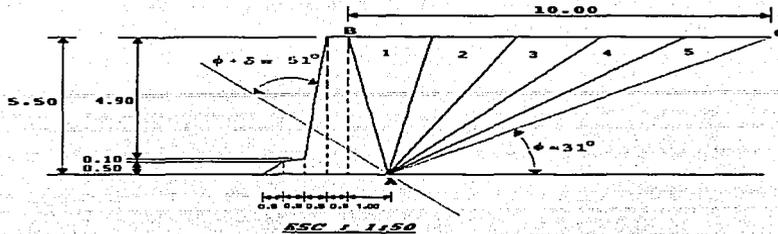
El primer paso es definir la línea de talud natural; se forma con el ángulo ϕ , ángulo de fricción interna del suelo, y la horizontal.

Se define la línea de dirección, formada por la suma de los ángulos $\phi + \delta$. A continuación se muestra el trazo:



Posteriormente se divide la cuña ABC, en este caso se dividió en cinco partes, se puede dividir en tantas como se quiera, si se pretende mayor aproximación.

TRAZO CON
TALLA DE ORIGEN



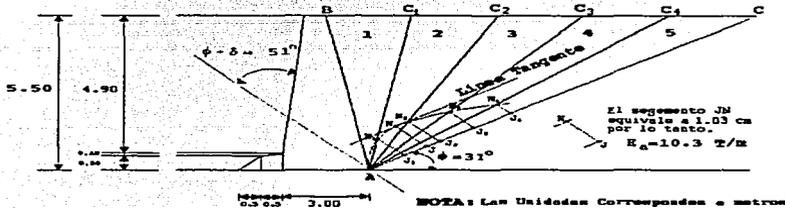
NOTA: Las Unidades Corresponden a metros

Nota: los cálculos son por metro lineal:

Cuña	Area, m ²	γ , T/m ³	Peso, T
1	5.50	1.7	9.35
2	11.00	1.7	18.70
3	16.50	1.7	28.05
4	22.00	1.7	37.40
5	27.50	1.7	46.75

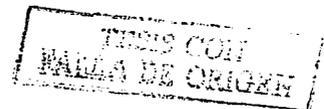
Se procede a graficar el peso de cada cuña, sobre el segmento AC, obteniendo así los puntos J_n ; el siguiente paso es trazar paralelas a la línea de dirección, cortando los segmentos AC_n , obteniendo los puntos N_n ; se unen los puntos N_n y J_n . Los puntos N_n , se unen mediante una curva.

Construida la curva se traza una tangente a dicha curva que sea paralela a la línea de talud. Por el punto de tangencia se traza ahora una paralela a la línea de dirección, obteniendo así los puntos J y N. El empuje sobre el muro vendrá dado por el valor del segmento JN medido con la escala de fuerzas.



NOTA: Las Unidades Corresponden a metros

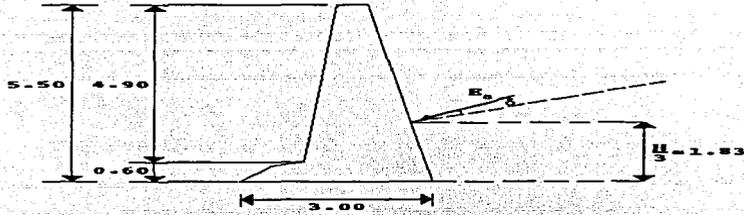
ESCA 1:150
Escala de fuerzas 1cm = 3 TON



De la figura se obtiene:

$$E_a = 10.30 \text{ T/m}$$

y se encuentra a $\frac{1}{3}$ de la altura del muro a partir de la base



NOTA: Las Unidades Corresponden a metros

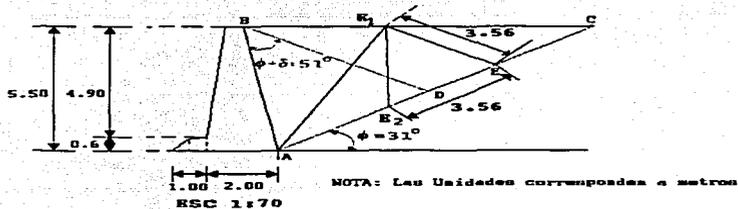
Ejemplo 7.

Resolver el Ejemplo 5, aplicando el método de Poncelet, ANEXO 3. 10

Conocidos los valores de ϕ y δ , se trazan las líneas AC y DA, tal como se muestra en la figura. Determinado el punto A se halla el punto E mediante la relación $AE = \sqrt{AD \times AC}$. Esto es debido a ser AE media geométrica de AD y AC.

Efectuando operaciones:

$$\begin{aligned} AE &= \sqrt{AD \times AC} \\ &= \sqrt{4.99 \times 10.57} \\ AE &= 7.26 \text{ m} \end{aligned}$$



NOTA: Las Unidades corresponden a metros

ESC 1:70

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

Conocido el punto E se traza por este una paralela a BD con lo que quedará definido el punto E₁; uniendo E₁ con A se obtendrá el plano de deslizamiento.

La distancia EE₁ se lleva sobre la recta AC a partir de E, y se obtiene el punto E₂. El triángulo determinado por E, E₁, E₂ nos define el empuje activo sobre el muro.

Calculando el área del triángulo EE₁E₂:

$$A = \frac{(3.56)(3.56)}{2}$$

$$A = 6.33 \text{ m}^2$$

multiplicándolo por metro lineal se obtiene, el volumen:

$$V = (6.33 \text{ m}^2)(1.00 \text{ m}) = 6.33 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el Empuje Activo, E_a, se encuentra definido por el peso del triángulo, quedando:

$$E_a = V \gamma_m$$

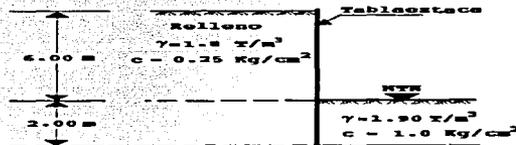
$$E_a = (6.33)(1.70)$$

$$E_a = 10.70 \text{ T/m}$$

Está aplicado a $\frac{1}{3}$ de la altura del muro a partir de la base.

3.8 PROBLEMAS.

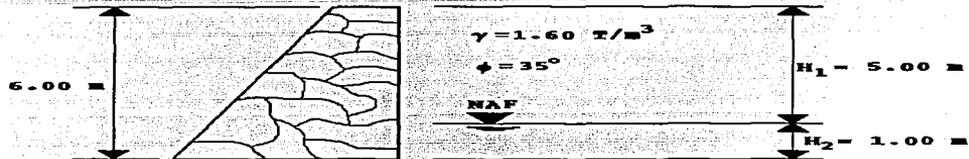
1. En una arcilla con las siguientes propiedades: $\gamma_m = 1.90 \text{ T/m}^3$, $c = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$, se realiza una excavación vertical. ¿A qué profundidad el material se derrumbará si no tiene soporte?.....*Resp. 4.2 mts*
2. Calcular el empuje activo y pasivo, según Rankine, en una tablaestaca de acuerdo con la siguiente figura:



Resp. E_a = 24.91 T/m, E_p = 43.80 T/m

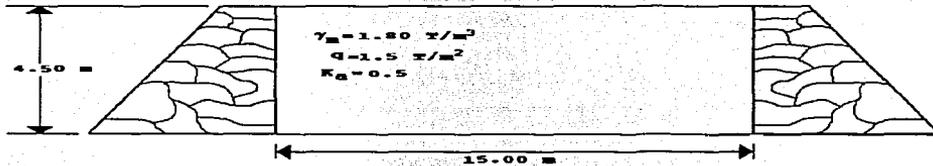
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3. Calcular los empujes activo y pasivo que actúan en un muro de 6 metros de altura, si retiene a un relleno de las siguientes propiedades: $\phi = 35^\circ$, $\gamma_m = 1.60 \text{ T/m}^3$. El nivel freático se encuentra a 5 metros debajo de la superficie del relleno.



Resp. $E_a = 8.169 \text{ T/m}$, $E_p = 104.93 \text{ T/m}$

4. El espacio comprendido entre dos muros lisos se llenan con arena suelta con un peso específico de 1.80 T/m^3 . Los muros tienen una altura de 4.5 metros y distan entre sí una distancia de 15 metros. La superficie del relleno sirve para depositar lingotes de acero que transmiten una sobrecarga de 1500 Kg/m^2 . Calcular el empuje total en magnitud:



- Por Rankine
- Por Columb (Culmann)
- Por el método semiempírico de Terzaghi

Resp. a) sin sobrecarga $E_a = 9.11 \text{ T/m}$, con sobrecarga $E_a = 12.49 \text{ T/m}$; b) sin $E_a = 9.15 \text{ T/m}$, con $q = 4.5 \text{ T/m}$; c) sin $E_a = 4.758 \text{ T/m}$, con $E_H = 5.1637 \text{ T/m}$.

TESIS CON
 FOLIA DE ORIGEN

No. y Signos de ángulos	Sistema Presión de Tierra	Coeficientes											
		Presión Activa de Tierras, K_a	Presión Pasiva de Tierras, K_p										
1.	2.	3.	4.										
1. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>(+) α</td><td>(+) α</td></tr> <tr><td>(+) δ</td><td>(+) δ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ</td><td>(-) ϕ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ_1</td><td>(-) ϕ_1</td></tr> </table>	A	P	(+) α	(+) α	(+) δ	(+) δ	(+) ϕ	(-) ϕ	(+) ϕ_1	(-) ϕ_1		1. $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\sqrt{\cos(\alpha + \phi_1) \cos(\alpha - \delta)}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\sqrt{\cos(\alpha - \phi_1) \cos(\alpha - \delta)}} \right]^2}$
A	P												
(+) α	(+) α												
(+) δ	(+) δ												
(+) ϕ	(-) ϕ												
(+) ϕ_1	(-) ϕ_1												
2. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>(+) α</td><td>(+) α</td></tr> <tr><td>$\delta = 0$</td><td>$\delta = 0$</td></tr> <tr><td>(+) ϕ</td><td>(-) ϕ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ_1</td><td>(-) ϕ_1</td></tr> </table>	A	P	(+) α	(+) α	$\delta = 0$	$\delta = 0$	(+) ϕ	(-) ϕ	(+) ϕ_1	(-) ϕ_1		2. $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\sqrt{\cos(\alpha + \phi_1) \cos \alpha}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\sqrt{\cos(\alpha - \phi_1) \cos \alpha}} \right]^2}$
A	P												
(+) α	(+) α												
$\delta = 0$	$\delta = 0$												
(+) ϕ	(-) ϕ												
(+) ϕ_1	(-) ϕ_1												
3. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>(+) α</td><td>(+) α</td></tr> <tr><td>(-) δ</td><td>(-) δ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ</td><td>(-) ϕ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ_1</td><td>(-) ϕ_1</td></tr> </table>	A	P	(+) α	(+) α	(-) δ	(-) δ	(+) ϕ	(-) ϕ	(+) ϕ_1	(-) ϕ_1		3. $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\sqrt{\cos(\alpha + \phi_1) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\sqrt{\cos(\alpha - \phi_1) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2}$
A	P												
(+) α	(+) α												
(-) δ	(-) δ												
(+) ϕ	(-) ϕ												
(+) ϕ_1	(-) ϕ_1												
4. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>$\alpha = 0$</td><td>$\alpha = 0$</td></tr> <tr><td>(+) δ</td><td>(+) δ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ</td><td>(-) ϕ</td></tr> <tr><td>(+) ϕ_1</td><td>(-) ϕ_1</td></tr> </table>	A	P	$\alpha = 0$	$\alpha = 0$	(+) δ	(+) δ	(+) ϕ	(-) ϕ	(+) ϕ_1	(-) ϕ_1		4. $K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 + \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos \phi_1 \cos \delta} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 - \frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\cos \phi_1 \cos \delta} \right]^2}$
A	P												
$\alpha = 0$	$\alpha = 0$												
(+) δ	(+) δ												
(+) ϕ	(-) ϕ												
(+) ϕ_1	(-) ϕ_1												

No. y Signos de ángulos	Sistema Presión de Tierra	Coeficientes											
		Presión Activa de Tierras, K_a	Presión Pasiva de Tierras, K_p										
1.	2.	3.	4.										
5. <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>$\alpha = 0$</td><td>$\alpha = 0$</td></tr> <tr><td>$\delta = 0$</td><td>$\delta = 0$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi$</td><td>$(-)\phi$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi_1$</td><td>$(-)\phi_1$</td></tr> </table>	A	P	$\alpha = 0$	$\alpha = 0$	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$(+)\phi$	$(-)\phi$	$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$		5. $K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\cos \phi_1}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\cos \phi_1}} \right]^2}$
A	P												
$\alpha = 0$	$\alpha = 0$												
$\delta = 0$	$\delta = 0$												
$(+)\phi$	$(-)\phi$												
$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$												
6. <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>$\alpha = 0$</td><td>$\alpha = 0$</td></tr> <tr><td>$(-)\delta$</td><td>$(-)\delta$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi$</td><td>$(-)\phi$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi_1$</td><td>$(-)\phi_1$</td></tr> </table>	A	P	$\alpha = 0$	$\alpha = 0$	$(-)\delta$	$(-)\delta$	$(+)\phi$	$(-)\phi$	$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$		6. $K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\cos \phi_1 \cos \delta}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \phi_1 \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos \phi_1 \cos \delta}} \right]^2}$
A	P												
$\alpha = 0$	$\alpha = 0$												
$(-)\delta$	$(-)\delta$												
$(+)\phi$	$(-)\phi$												
$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$												
7. <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>$(-)\alpha$</td><td>$(-)\alpha$</td></tr> <tr><td>$(+)\delta$</td><td>$(+)\delta$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi$</td><td>$(-)\phi$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi_1$</td><td>$(-)\phi_1$</td></tr> </table>	A	P	$(-)\alpha$	$(-)\alpha$	$(+)\delta$	$(+)\delta$	$(+)\phi$	$(-)\phi$	$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$		7. $K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha - \phi_1) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\alpha + \phi_1) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2}$
A	P												
$(-)\alpha$	$(-)\alpha$												
$(+)\delta$	$(+)\delta$												
$(+)\phi$	$(-)\phi$												
$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$												
8. <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>A</td><td>P</td></tr> <tr><td>$(-)\alpha$</td><td>$(-)\alpha$</td></tr> <tr><td>$\delta = 0$</td><td>$\delta = 0$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi$</td><td>$(-)\phi$</td></tr> <tr><td>$(+)\phi_1$</td><td>$(-)\phi_1$</td></tr> </table>	A	P	$(-)\alpha$	$(-)\alpha$	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$(+)\phi$	$(-)\phi$	$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$		8. $K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \phi_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\cos(\alpha - \phi_1) \cos \alpha}} \right]^2}$	$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \phi_1) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_1) \sin \phi}{\cos(\alpha + \phi_1) \cos \alpha}} \right]^2}$
A	P												
$(-)\alpha$	$(-)\alpha$												
$\delta = 0$	$\delta = 0$												
$(+)\phi$	$(-)\phi$												
$(+)\phi_1$	$(-)\phi_1$												

TRSIS CON
 FALTA DE ORDEN

ANEXO 3.1 Coeficientes de Presión de Tierras, (Ref. 8, p-368).

ANEXO 3.2.

VALORES PARA EL COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS, K_A , PARA LA EC. (29), DE RANKINE. VALORES NO DADOS PARA $\beta > \phi$, (REF. 4, P-389).

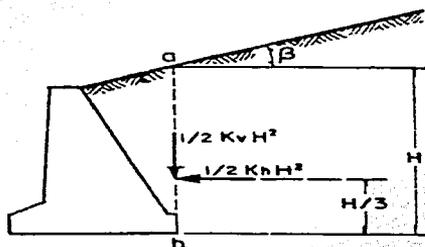
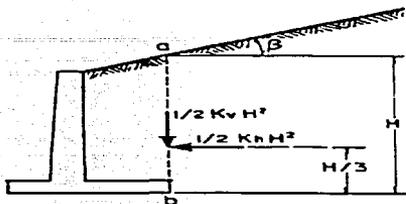
$\beta \phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15	0.4480	0.4086	0.3730	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504	0.2262
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30	0.0000	0.0000	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7660	0.4668

VALORES PARA EL COEFICIENTE DE PRESIÓN PASIVA DE TIERRAS, K_p , PARA LA EC. (30), DE RANKINE, (REF. 4, P-389).

$\beta \phi =$	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5979	3.9365	4.3161	4.7437
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2925	3.6154	3.9766	4.3827
20	1.7141	1.9175	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30	0.0000	0.0000	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.1238	1.4347	1.7177	2.0088
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7660	1.2570

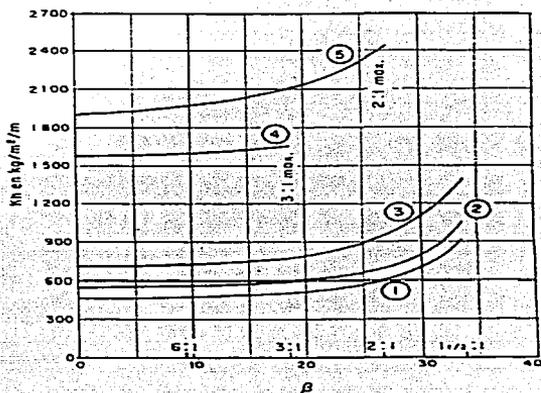
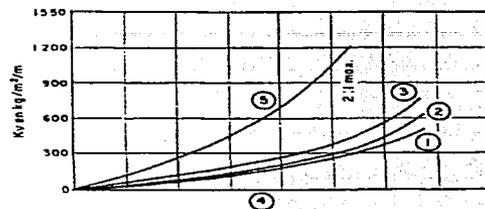
IMPRESO CON
MILLA DE ORIGEN

ANEXO 3.3.

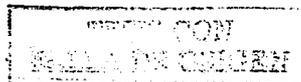


Los números en las curvas indican el Tipo de material.

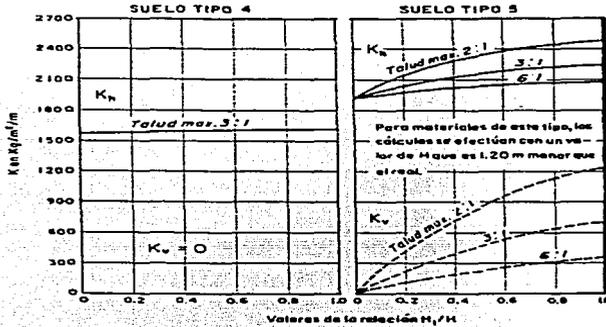
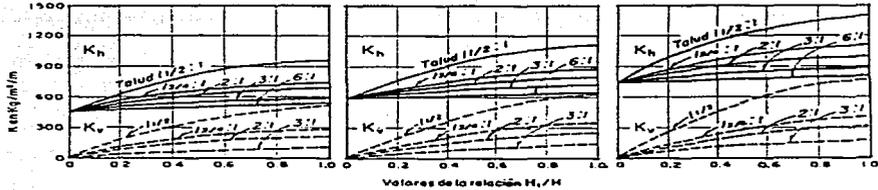
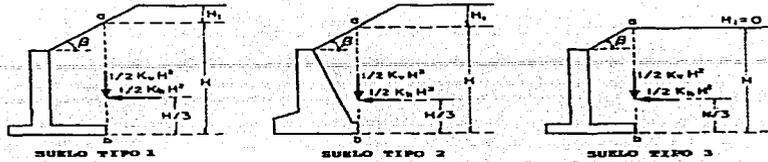
Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 1.20 m



Gráficas para Determinar el Empuje de Rellenos con Superficie Plana, Según Terzaghi,
(Ref. 1, p-54).



ANEXO 3. 4.



Gráficas para Determinar el Empuje de Rellenos en Terraplén, con Remate, (Ref. 1, p-155).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 3.5.

PERFILES EN U. (Ref. International Sheet Piling Company S. A)

Perfil	S = Tabl. simple D = Tabl. doble T = Tabl. triple	Sección cm ²	Masa por m kg/m	Momento de inercia cm ⁴	Módulo de resistencia cm ³	Radio de giro cm	Superficie a tratar ^a m ² /m
PU 6	Por S	57,7	45,3	1 290	148	4,73	1,44
	Por D	115,4	90,6	8 060	710	8,36	2,87
	Por T	173,1	135,9	11 180	820	8,04	4,29
	Por m de pantalla	96	75	6 720	600	8,36	2,37
PU 8	Por S	69,5	54,5	2 360	232	5,82	1,52
	Por D	139,0	109,0	13 940	1 000	10,02	3,01
	Por T	208,5	163,5	19 370	1 160	9,64	4,51
	Por m de pantalla	116	91	11 610	630	10,02	2,50
PU 12	Por S	84,0	65,9	4 450	366	7,28	1,60
	Por D	168,0	131,8	25 860	1 440	12,41	3,18
	Por T	252,0	197,7	35 960	1 690	11,95	4,78
	Por m de pantalla	140	110	21 550	1 200	12,41	2,64
PU 16	Por S	95,2	74,7	5 560	405	7,64	1,66
	Por D	190,4	149,4	38 620	1 930	13,87	3,31
	Por T	285,6	224,1	50 680	2 220	13,32	4,96
	Por m de pantalla	159	124	30 520	1 600	13,87	2,75
PU 20	Por S	107,4	84,3	8 000	529	8,63	1,76
	Por D	214,8	168,6	51 600	2 400	15,50	3,51
	Por T	322,2	252,9	71 470	2 770	14,89	5,25
	Por m de pantalla	180	141	43 000	2 000	15,50	2,91
PU 25	Por S	119,9	94,1	9 670	588	8,98	1,84
	Por D	239,8	188,2	67 790	3 000	16,81	3,66
	Por T	359,7	282,3	93 620	3 430	16,13	5,48
	Por m de pantalla	200	157	56 500	2 500	16,81	3,03
PU 32	Por S	146,0	114,6	11 100	645	8,72	1,84
	Por D	292,0	229,2	86 710	3 840	17,23	3,66
	Por T	438,0	343,8	119 310	4 330	16,50	5,48
	Por m de pantalla	243	191	72 260	3 200	17,23	3,03

---: eje neutro para D y pantalla

---: eje neutro para S

---: eje neutro para T

* Excluido el interior de las juntas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 3.6.

PERFILES EN Z, (Ref. International Sheet Piling Company S. A.).

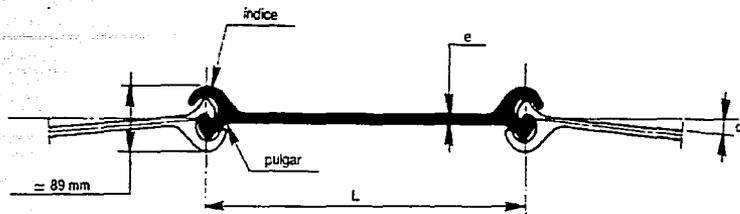
Perfil	S = Tabl. simple D = Tabl. doble	Seccion cm ²	Masa por m kg/m	Momento de inercia cm ⁴	Módulo de resistencia cm ³	Radio de giro cm	Superficie a tratar m ² /m
AZ 13 	Por S	91,7	72,0	13 200	870	11,99	1,66
	Por D	183,4	144,0	26 400	1 740	11,99	3,30
	Por m de pantalla	137	107	19 700	1 300	11,99	2,45
AZ 18 	Por S	94,8	74,4	21 540	1 135	15,07	1,72
	Por D	189,6	148,8	43 080	2 270	15,07	3,42
	Por m de pantalla	150	118	34 200	1 800	15,07	2,70
AZ 26 	Por S	124,6	97,8	34 970	1 640	16,75	1,79
	Por D	249,2	195,6	69 940	3 280	16,75	3,56
	Por m de pantalla	198	155	55 510	2 600	16,75	2,82
AZ 36 	Por S	155,7	122,2	52 160	2 270	18,30	1,86
	Por D	311,4	244,4	104 320	4 540	18,30	3,71
	Por m de pantalla	247	194	82 800	3 600	18,30	2,93
BZ 42 	Por S	172,3	135,3	36 960	2 100	14,65	1,67
	Por D	344,6	270,6	73 920	4 200	14,65	3,28
	Por m de pantalla	345	271	73 920	4 200	14,65	3,24

* Excluido el interior de las juntas



TESIS CON
FOLIO DE ORIGEN

ANEXO 3.7.

PERFILES DE ALMA PLANA. (Ref. *International Sheet Piling Company S. A.*)

Perfil	Anchura nominal L mm	Espesor alma e mm	Ángulo de desplazamiento α°	Perímetro de una tablestaca cm	Sección de una tablestaca cm ²	Masa de un m de tabl. kg/m	Masa de un m ² de pared kg/m ²	Módulo de resistencia de una tablestaca cm ³	Momento de inercia cm ⁴	Superficie a tratar* m ² /m
AS 500-12,0	500	12,0	6	138	92,1	72,3	145	47	180	1,14
AS 500-12,5	500	12,5	6	138	94,8	74,4	149	47	180	1,14
AS 500-12,7	500	12,7	6	138	95,8	75,2	150	47	180	1,14

AS 500-9,5 : para las características, es preciso ponerse en contacto con nuestro departamento técnico.
La resistencia de las juntas al desabrochado depende de la clase de acero y varía entre 3000 y 5000 KN/m.

Nota : las juntas de los diferentes perfiles se enganchan entre sí.

* Excluido el interior de las juntas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 3.8.

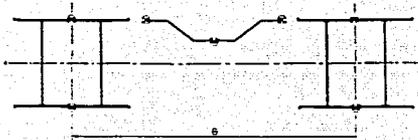
PAREDES COMBINADAS SISTEMA HZ, (Ref. International Sheet Piling Company S. A).

Combinación 10/13



Perfil	B mm	Sección cm ² /m	Masa kg/m ³		Momento de inercia cm ⁴ /m	Módulo de resistencia cm ³ /m
			Longitud 60 %	ZH 9,5 100 %		
HZ 575 A	1585	247	156	194	88 680	3 085
HZ 575 B	1585	259	165	203	98 410	3 400
HZ 575 C	1585	275	177	215	109 490	3 755
HZ 575 D	1585	293	190	230	119 930	4 085
HZ 775 A	1585	284	184	222	185 990	4 800
HZ 775 B	1585	295	194	232	203 580	5 225
HZ 775 C	1585	321	212	252	225 920	5 770
HZ 775 D	1585	333	221	261	243 940	6 200
HZ 975 A	1585	308	204	242	310 030	6 360
HZ 975 B	1585	320	213	251	337 820	6 900
HZ 975 C	1585	351	235	275	377 020	7 670
HZ 975 D	1585	362	244	284	405 390	8 215

Combinación 22/13

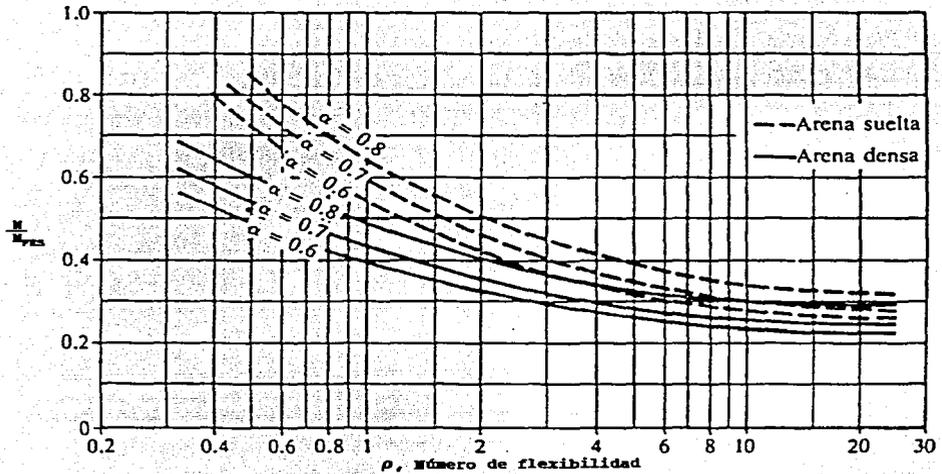


Perfil	B mm	Sección cm ² /m	Masa kg/m ³		Momento de inercia cm ⁴ /m	Módulo de resistencia cm ³ /m
			Longitud 60 %	ZH 9,5 100 %		
HZ 575 A	2 065	307	211	241	145 940	5 075
HZ 575 B	2 065	325	226	255	160 910	5 560
HZ 575 C	2 065	348	244	273	177 920	6 105
HZ 575 D	2 065	376	265	295	197 720	6 735
HZ 775 A	2 065	362	255	284	308 380	7 960
HZ 775 B	2 065	380	269	298	335 410	8 610
HZ 775 C	2 065	420	299	329	376 700	9 620
HZ 775 D	2 065	438	312	343	404 370	10 275
HZ 975 A	2 065	400	285	314	516 150	10 590
HZ 975 B	2 065	418	299	328	558 840	11 415
HZ 975 C	2 065	465	335	365	630 290	12 825
HZ 975 D	2 065	483	348	379	673 860	13 655

TRIS CON
SALA DE ORIGEN

ANEXO 3.9.

CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MOMENTO PARA MUROS DE TABLAESTACADOS EN ARENA (Según Rowe, 1952), (Ref. 11, p-213).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 3. 10.

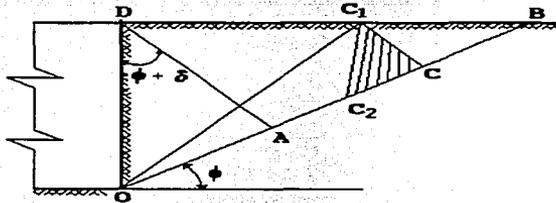
METODO DE PONCELET, (Ref. 2, p-38).

El método de Poncelet es un camino extraordinariamente simple para obtener de una forma fácil el empuje sobre un muro determinado. El método consiste en conocidos, como en todos los métodos, los valores de ϕ y δ , obtener el plano de deslizamiento. Una vez obtenido este plano se determina fácilmente el empuje activo, E_a , tal como se indica a continuación.

Desarrollo del Método

Paso 1.- Conocidos los valores de ϕ y δ dados por las características del suelo y del muro se trazan las líneas OB y DA formando con la horizontal y con el paramento los ángulos ϕ y $\phi + \delta$ tal como se muestra en la figura.

Paso 2.- Determinado el punto A se halla el punto C mediante la relación $OC = \sqrt{OA \times OB}$. Esto es debido a ser OC media geométrica de OA y OB .



Paso 3.- Conocido C se traza por este punto una paralela a DA con lo que quedará definido el punto C_1 ; uniendo C_1 con O se obtendrá el plano de deslizamiento.

Paso 4.- Llevando la distancia CC_1 sobre la recta OB a partir de C se obtiene el punto C_2 . El triángulo formado por C , C_1 , C_2 , nos define el empuje activo sobre el muro de retención.

4. ESTABILIDAD DE TALUDES

4.1 INTRODUCCIÓN. FALLAS DE TALUDES.

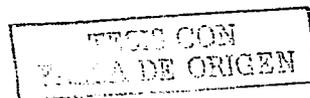
Los primeros pasos en el cálculo analítico de la estabilidad de taludes los dio Coulomb, en el siglo XVIII, al desarrollar un método de cuñas enfocado al estudio de la estabilidad de muros de retención, pero también utilizable en taludes desnudos. Sin embargo no es hasta la primera mitad del siglo XX cuando puede hablarse de métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales.

En 1910, Fellenius desarrolla un método de cuñas, y en 1916 se utiliza por primera vez el de rebanadas, pero solo para suelos no cohesivos, y no es hasta las dos décadas siguientes que se consigue unificar la metodología para suelos con cohesión y con rozamiento interno, a la vez que se introduce en el cálculo el Principio de las Presiones Efectivas, definido por Terzaghi en 1926, (Ref. 1, p-3).

Los métodos que pueden considerarse modernos se inician en 1954 con el de Bishop, para roturas circulares, y en 1956 el de Janbu, para superficies no circulares. La complejidad del cálculo ya era inquietante, y las sofisticaciones posteriores llegaron a hacer casi utópica para la aplicación práctica, hasta que la aparición de la computadora convirtió en rutina metodologías consideradas casi imposibles, como la basada en Elementos Finitos. Hoy existen en el mercado numerosos programas de computación que cubren suficientemente las necesidades de un ingeniero geotecnista. Aunque, es necesario, señalar que se corre el riesgo de cometer un error inadvertido en la introducción de datos en el programa.

Los programas de computación de uso tradicional en la actualidad suelen implementar los métodos de Bishop y Janbu, así como algunos de los conocidos como *rigurosos o "exactos"*, principalmente los de *Spencer, Morgenstern y Price*, y el de *Sarma*, en el ANEXO 4.1 se presenta una somera explicación de estos métodos.

Al final del capítulo se encuentra una lista de enlaces electrónicos, que ofrecen software gratis para el análisis de taludes. Aun siendo programas sencillos, en comparación a los profesionales, representan una herramienta muy poderosa para el análisis y estudio de taludes, no olvidando que se corre el riesgo de introducir un dato erróneo y provocar la falla del programa.



FALLAS DE TALUDES.

La falla de una masa de suelo localizada al pie de talud se define como deslizamiento de suelo, sus consecuencias pueden ser espectaculares y en algunos casos desastrosas, (Ref. 2, p-249).

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 la *resistencia al corte del propio suelo*.

De acuerdo como se presentan las fallas estas pueden ser:

- Progresivas
- Instantáneas

Sus causas son:

- Naturales: desintegración, descomposición, drenaje, flujo, acción de heladas.
- Acción del hombre: excavaciones, socavaciones, cortes, sobrecargas.

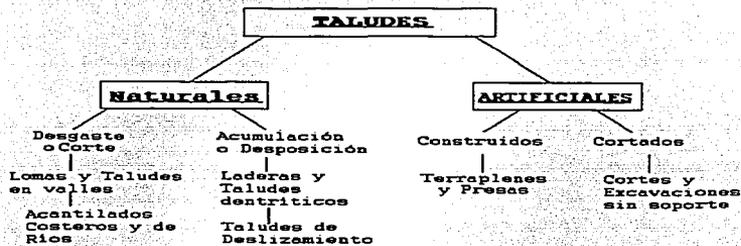
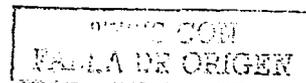


FIGURA 4.1. Taludes Naturales y Artificiales, (Ref. 3, p-363).

En general, las fallas en los taludes pueden clasificarse de la siguiente manera:

Falla de la Base del Talud

En suelos cohesivos es precedida por la formación de grietas de tensión sobre la parte superior del talud, seguida por una falla de cortante a lo largo de una superficie de deslizamiento que intersecta el suelo a una cierta distancia de la base del talud, como se muestra en la figura.



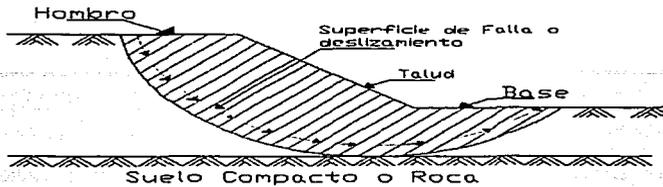


FIGURA 4.2. Falla de la Base del Talud, (Ref. 2. p-249).

Falla del Talud,

En suelos cohesivos es precedida por la formación de grietas de tensión en la parte superior, seguidas por una falla por cortante a lo largo de la superficie de falla o deslizamiento que intersecta al talud como se indica.

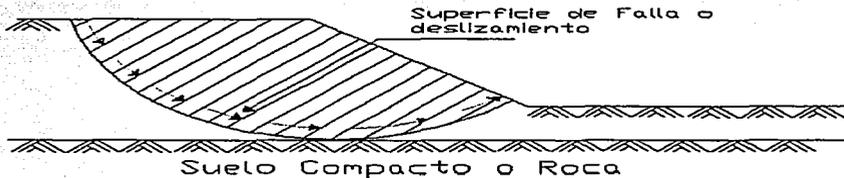


FIGURA 4.3. Falla del Talud, (Ref. 2. p-249).

Falla al Pie de Talud

En suelos con un ángulo de fricción interna mayor que 0, $\phi > 0$, con taludes muy inclinados se presenta una falla por cortante a lo largo de una superficie de deslizamiento que intersecta al pie de talud como se indica.

Aunque esta clasificación es conveniente para su entendimiento, a menudo las fallas de talud ocurren con una combinación de los casos mostrados.

Para la predicción analítica y/o técnica de una falla del talud, se requiere determinar:

- La localización de la superficie de falla o deslizamiento,
- Las fuerzas actuantes, y
- Las fuerzas que se oponen al deslizamiento, (Ref. 2. p-249).

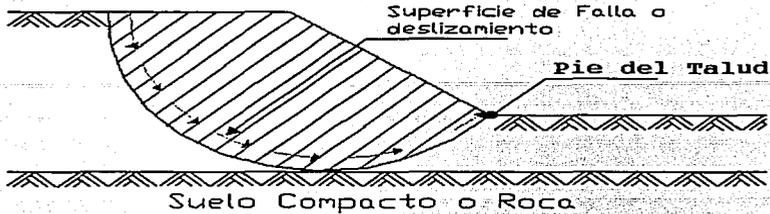


FIGURA 4.4. Falla al Pie del Talud, (Ref. 2, p-249).

El factor de seguridad de una superficie de deslizamiento cualquiera, es la siguiente:

$$F.S. = \frac{\text{Fzas. que se oponen al deslizamiento (Resistencia al esfuerzo cortante)}}{\text{Fzas. que promueven el deslizamiento (Esfuerzos de trabajo)}} > 1 \dots\dots\dots Ec. (53)$$

donde la resistencia al cortante es la suma de los esfuerzos críticos que actúan a lo largo de la superficie de deslizamiento, y los esfuerzos de trabajo es la suma de los esfuerzos cortantes que fueron producidos por cargas, a lo largo de la misma superficie.

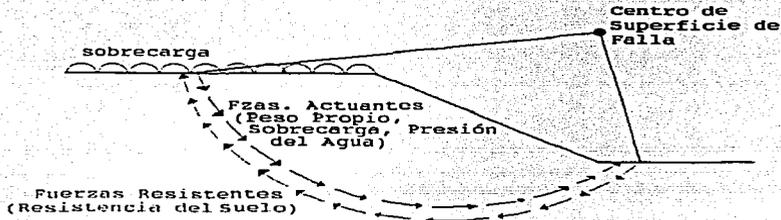


FIGURA 4.5. Esquema de Fuerzas Existentes en un Talud, (Ref. 2, p-249).

El análisis de estabilidad es un proceso largo de ensayo-error acompañado por métodos numéricos y gráficos. Dada su naturaleza cíclica o repetitiva, las construcciones gráficas y cálculos son ideales para manejarse mediante programas para computadora disponibles en el mercado, lo cual reduce enormemente el trabajo.

Una gran cantidad de métodos analíticos se han desarrollado para resolver problemas de estabilidad de taludes, los cuales se encuentran en la literatura especializada bajo diferentes nombres, y en algunos casos muy complicados. Los métodos más comunes para estudiar la estabilidad de taludes son los siguientes:

OPUS CUM
FALLA DE ORIGEN

- K. Culmann (1866)
- K. E. Petterson (1915)
- D. W. Taylor (1936)
- Fellenius (1935)

Los métodos indicados consideran el principio de equilibrio plástico límite de fuerzas tangenciales que se presentan en la superficie de deslizamiento. Sin embargo, todos los métodos presentan dos diferencias y/o limitaciones:

1. El problema es estáticamente indeterminado y no puede ser resuelto sin considerar condiciones de deformación,
2. Los parámetros de resistencia c y ϕ , y la presión de poro del agua, u , deben ser estimadas.

Debido a estas limitaciones actualmente existe un gran incertidumbre respecto a la capacidad de predicción para conocer el comportamiento de taludes. De esta manera, y por lo comentado anteriormente se debe tener un gran cuidado para evaluar los resultados analíticos que se derivan de los métodos mencionados, que en el mejor de los casos solamente nos aproximan al conocimiento de la realidad.



FIGURA 4.6. Aspecto de Falla de la Base del Talud, Av. Presidentes, Xalapa., Ver.

Cuando un talud está formado por material puramente friccionante, para garantizar la estabilidad del talud bastará que el ángulo que presente el talud, β , sea menor que el de fricción interna del material friccionante, ϕ . Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es simplemente:

$$\beta = \phi$$

Cuando se tiene el caso de que el talud esté formado por suelos cohesivo-friccionante o puramente cohesivos se utiliza generalmente el Método Sueco para analizar su estabilidad.

TRC CON
FALLA DE ORIGEN

4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS DE COMPORTAMIENTO COHESIVO, (MÉTODO DE CULMANN. MÉTODO DE PETTERSON). ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS DE COMPORTAMIENTO COHESIVO-FRICCIONANTE Y EN SUELOS FRICCIONANTES (MÉTODO DE DOVELAS).

MÉTODO DE CULMANN, (1866).

Los métodos más comunes para el análisis de la estabilidad de taludes en suelos cohesivos se basan en una consideración de equilibrio plástico límite. Esencialmente, existe una condición de equilibrio plástico límite al comenzar un deslizamiento por cortante y mantener la deformación unitaria bajo esfuerzo constante.

Es necesario primero definir las relaciones geométricas de la superficie de deslizamiento y luego considerar la masa del suelo que va a moverse como cuerpo libre en equilibrio. Se evalúan las fuerzas y momentos que actúan en este cuerpo libre y las fuerzas cortantes en la superficie de deslizamiento se comparan con las resistentes al corte suministradas por el suelo, (Ref. 3, p-373).

La suposición básica del método de Culmann, es la ocurrencia de un plano de desplazamiento no curvo, que pasa a través del pie del talud, como se muestra en la siguiente figura:

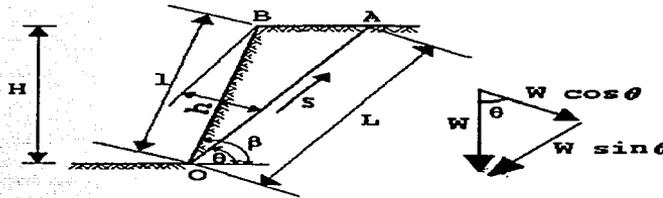


FIGURA 4.7. Plano de Deslizamiento de Culmann, (Ref. 2, p- 250).

El equilibrio plástico límite a lo largo de este plano de falla es el siguiente:

$$F_s W \sin \theta = W \cos \theta \tan \phi + cL$$

$$\therefore F_s T = S \dots \dots \dots Ec. (54)$$

donde:

W = Peso total de la cuña de deslizamiento \overline{OA}

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

θ = Angulo de inclinación del plano de falla

c = Cohesión del suelo

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

T = Fuerza actuante o de trabajo resultante

S = Fuerza resultante resistente

F_s = Factor de seguridad

β = Angulo del talud respecto a la horizontal

El peso total de la cuña de deslizamiento es:

$$W = V\gamma = \frac{H^2\gamma}{2} \frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen} \beta \text{ sen} \theta} \dots\dots\dots \text{Ec. (55)}$$

y en términos de la Ec. (55), se obtiene la expresión del factor de estabilidad, N_s :

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} = \frac{2 \text{ sen} \beta}{\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen} \theta - \cos \theta \tan \phi)} F_s \dots\dots\dots \text{Ec. (56)}$$

donde :

γ = Peso volumétrico del suelo

H = Altura del talud

Los valores críticos de θ y H calculados para un $F_s = 1$ a partir de $\frac{dN_s}{d\theta} = 0$, son:

$$\theta_{CR} = \frac{\beta + \phi}{2} \dots\dots\dots \text{Ec. (57)}$$

$$H_{CR} = \frac{2c \text{ sen} \beta \cos \phi}{\gamma \text{ sen}^2[(\beta - \phi)/2]} \dots\dots\dots \text{Ec. (58)}$$

Para valores de $\beta = \frac{\pi}{2} = 90^\circ$, son:

$$\theta_{CR} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots Ec. (59)$$

$$H_{CR} = 4 \left(\frac{c}{\gamma} \right) \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots Ec. (60)$$

Aunque el análisis de equilibrio de cuerpo libre en este caso es bastante simple, el método de Culmann ofrece buenos resultados en taludes verticales o casi verticales, $\beta \approx 90^\circ$. Sin embargo, el método produce factores de seguridad que sobrestiman en alto grado la condición real de estabilidad, en taludes tendidos, (Ref. 2, p-250).

En la mayor parte de los casos, una superficie cilíndrica, es decir, una superficie transversal circular, produce resultados de exactitud confiable, como se verá más adelante, sin que intervengan procedimientos analíticos complejos.

MÉTODO DE PETERSON O SUECO, (1915).

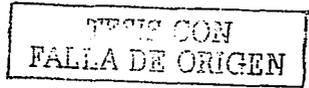
El primer método general para el análisis de estabilidad de taludes, conocido como el *Método de Arco Circular*, fue desarrollado por Peterson y frecuentemente se nombra como *Método Sueco* o *Método de Peterson*.

Las suposiciones o hipótesis de este método son las siguientes, (Ref. 2, p-251):

- a). La resistencia al esfuerzo cortante del suelo se conoce,
- b). El suelo descansa sobre una base rígida que no es penetrada por la superficie de deslizamiento,
- c). El talud es plano entre dos planos horizontales,
- d). La superficie de falla o deslizamiento es circular con un eje normal al plano de la sección.

Para determinar la estabilidad de un talud sen particular, es necesario determinar el Radio y el centro del círculo de falla supuesto que ocurrirá en el talud.

Para la superficie circular de la FIG 4.8, la ecuación de equilibrio al límite en el plano de falla es la siguiente:



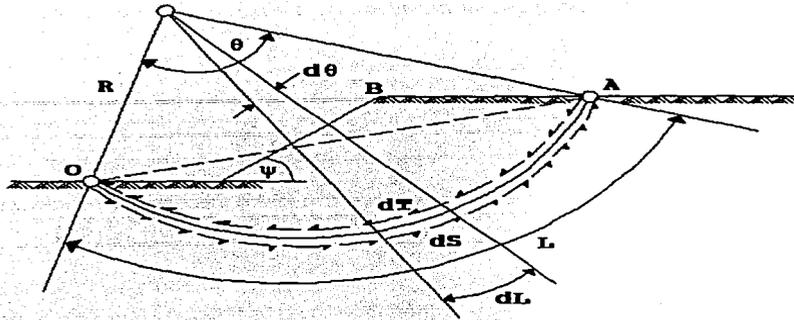


FIGURA 4.8. Superficie de Falla Circular de Peterson, (Ref. 3. p-252).

$$F_s T = c \int_0^A dL = cL \dots \dots \dots \text{Ec. (61)}$$

y el factor de seguridad es :

$$F_s = \frac{cL}{T} \dots \dots \dots \text{Ec. (62)}$$

donde:

$L = \overline{OA}$ y T es la suma de las fuerzas tangenciales actuantes o de trabajo a lo largo de la superficie de falla de deslizamiento.

El valor del Factor de seguridad, F_s , varía con la geometría del arco de falla, (Radio y Centro). La identificación del círculo de falla que corresponde al mínimo valor de F_s , es una labor compleja, (Ref. 2. p-252). Para la estabilidad de un talud, el valor del Factor de Seguridad mínimo es de 1.5.

MÉTODO DE DOVELAS.

Para el análisis de estabilidad en suelos de comportamiento Cohesivo-Friccionante se usa, por lo general, el método de las dovelas, debido a Fellenius.

Se supone un arco de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, cuyo número se recomienda no ser inferior a cinco, y es obvio que un número mayor produce una mejor estimación del F_s , (Ref. 4. p-388).

Para el equilibrio de cada dovela se considera su peso W , este peso se determina en dos componentes:

1. N , reacción normal a lo largo de la superficie de deslizamiento,
2. T , reacción tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento.

Por lo tanto, N y T equilibran el peso, W .

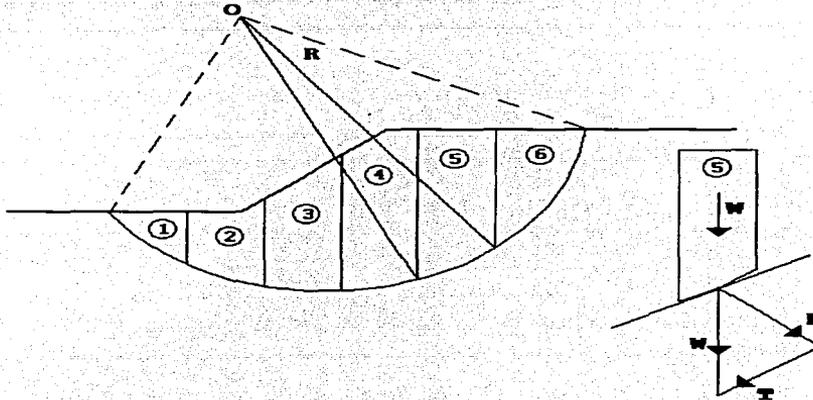


FIGURA 4.9. Método de Dovelas o de Fellenius, (Ref. 2, p- 270).

Calculando el momento motor, debido al peso de las dovelas, resulta:

$$M_m = R [\Sigma (+ T)] \dots\dots\dots Ec. (63)$$

donde:

R = es el radio del arco de falla

$\Sigma (+ T)$ = es la suma algebraica de las reacciones tangenciales, siempre deberá ser de signo positivo

Así el momento resistente, es:

ESTRUC. CON
FAC. DE ORIGEN

$$M_r = R (c R \theta + \tan \phi \Sigma N) \dots \dots \dots \text{Ec. (64)}$$

donde:

ΣN = es la suma algebraica de las reacciones normales

Por lo tanto, el factor de seguridad, F_s , puede ser expresado como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c (R \theta + \tan \phi \Sigma N)}{\Sigma (+T)} \dots \dots \dots \text{Ec. (65)}$$

4.3 ESTABILIDAD DE TALUDES CON FLUJO DE AGUA.

Taludes Sumergidos, ($\phi = 0$)

En el caso de terraplenes para la retención de agua, tales como presas de tierra, bordos de lagunas, y estructuras similares, parte del talud, y algunas veces la totalidad del mismo puede estar sumergida. En la FIG 4.10, se muestra un talud parcialmente sumergido, del cual se deduce que el momento con respecto a O de la masa de agua en el semisegmento EFH está en equilibrio total con la del FGH . En esta forma, el momento neto de la presión de agua es cero, siempre y cuando el suelo esté saturado. Si éste es el caso, el peso de la porción de la masa de deslizamiento que esté saturado. Si éste es el caso, el peso de la porción de la masa de deslizamiento que está por debajo de EFG (el nivel externo del agua) se calcula a partir del peso volumétrico sumergido ($\gamma_{sat} - \gamma_w$). Para la porción por encima de EFG se sigue usando el peso volumétrico total (γ), (Ref. 3. p-380).

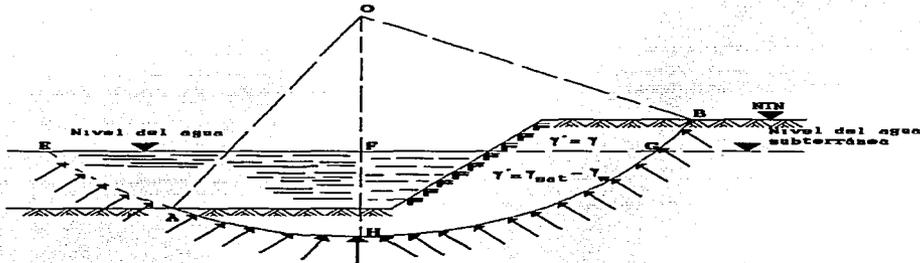


FIGURA 4.10. Efecto de un Talud Sumergido, (Ref. 3. p-381).

El agua sobre la parte sumergida del talud produce una componente adicional del momento resistente, por lo que el factor de seguridad aumenta al elevarse el nivel del agua, y disminuye al abatirse, (Ref. 3. p-381).

TIENE CON
FALLA DE ORIGEN

El factor de seguridad, F_s , queda definido de la siguiente manera:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c R \theta}{\Sigma W d + W_w y_c} \dots \dots \dots \text{Ec. (66)}$$

donde:

W_w = el peso hidrostático, y se define por la ecuación:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_o^2 ; (\text{Empuje hidrostático})$$

$$\text{siendo } z_o = \frac{2c}{\gamma_m} ; (\text{Pr of. de la grieta de tensión})$$

y_c = Brazo de palanca del empuje hidrostático.

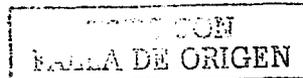
En el Anexo 4. 2, se encuentra un análisis de estabilidad de talud en términos de esfuerzos efectivos.

4. 4 DRENES Y SUBDRENES PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

Como se vio en el Capítulo 3.5, el cual concierne al drenaje de muros de retención, la presencia del agua es la principal y más frecuente causa de los problemas derivados en la estabilidad de obras de civiles. Es obvio, que la saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración que tienen lugar durante el flujo de agua afectan decisivamente la estabilidad de las masas de suelo.

Al igual que en los muros retención, las estructuras comunes con las se deben contar para drenar el agua son: drenes horizontales, drenes verticales, filtros longitudinales, trincheras de drenaje, alcantarillas, cunetas contracunetas, etc.

Actualmente, diferentes compañías ofrecen productos geosintéticos y geomallas, que aparte de ayudar al drenaje del talud, también sirven para evitar la erosión de este y ofrecer al mismo tiempo un refuerzo en la estabilidad, en el ANEXO 4.3 se ofrece un lista de productos geosintéticos y geomallas de la compañía TENAX.



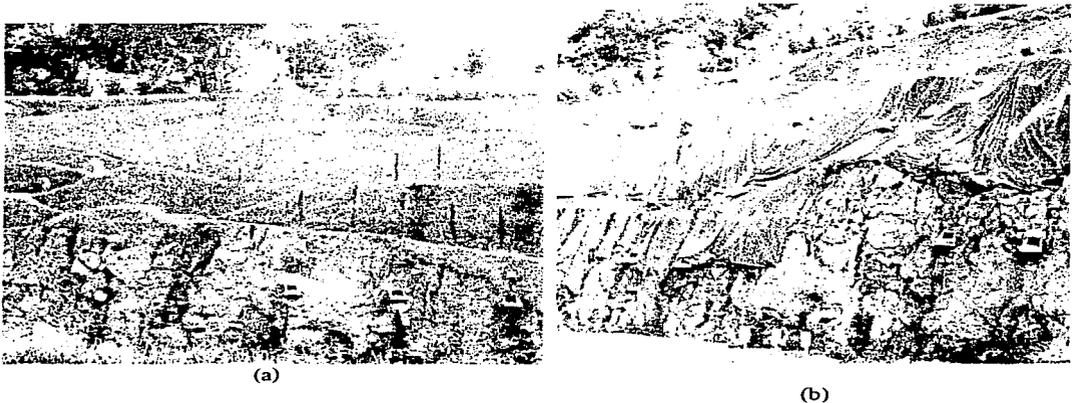


FIGURA 4.11. Estabilidad de Taludes Mediante Terrazas, Carretera Xalapa-Veracruz.

Otro método menos caro, en comparación al uso de geosintéticos, es el escalonamiento de los taludes mediante terrazas en la FIG 4.11 (a), se puede apreciar un talud estabilizado mediante este procedimiento, combinando el uso de drenes horizontales para apresurar la expulsión del agua.

El procedimiento de escalonamiento de los taludes constituye una buena solución para su estabilidad. El escalonamiento en suelos arcillosos, en el caso de FIG 4.11 busca transformar el talud original en una serie de taludes de menor altura, por lo tanto la huella de cada escalón debe ser suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. El escalonamiento se hace para obtener un abatimiento del talud, recoger el material suelto y recolectar el agua superficial.

Los taludes escalonados deberán complementarse con la siembra de pasto en el cuerpo vertical y reforestación en las terrazas. Se recomienda la colocación de una capa vegetal de 20 cm de espesor compactada manualmente. Mientras no se realiza la siembra de pasto en las paredes del talud, es conveniente cubrirlo, en el caso de la FIG 4.11 (b) se logró utilizando lonas de plástico, (Ref. 6, p-375).

El recubrimiento con concreto lanzado o con riego asfáltico, es otro procedimiento que ofrece buenos resultados para la estabilización de un talud. El procedimiento consiste en anclar el talud con anclas de fricción y tensión, FIG 4.12 (a); para zonas con exceso de aguas subterráneas, se hace necesario el drenaje, generalmente por medio de drenes horizontales de 2" de diámetro, equipados con tubería de PVC y éste a su vez protegido con geotextil para evitar el lavado de finos; el concreto lanzado ayuda a proteger el talud de la

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

erosión, y se encuentra reforzado con malla electrosoldada y drenes cortos de 1" de diámetro para drenar el lanzado, FIG 4.12 (b), (Ref. Electr. 1).



(a)



(b)

FIGURA 4.12. Estabilidad de Talud, Mediante Concreto Lanzado, Tienda Comercial COSTCO, Xalapa., Ver.

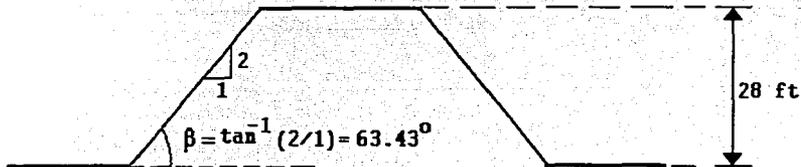
Este procedimiento es costoso y difícil de aplicar a taludes grandes. Es importante señalar, que las zonas donde se presentan fisuras o agrietamientos, se hace necesario sellarlas para evitar la filtración a través de ellas. Se debe remover una parte del suelo alrededor de la grieta y volver a rellenar con un suelo fino impermeable, bien apisonado, (Ref. 6, p-380).

4.5 EJEMPLOS.

Ejemplo 1.

Un terraplén de suelo cohesivo será construido con taludes 2:1. El suelo tiene las siguientes características:

$c = 800 \text{ lbs/ft}^2$, $\phi = 6^\circ$ y $\gamma_m = 110 \text{ lbs/ft}^3$. Usando un factor de seguridad de 2 y el método de Culmann, determine la altura máxima del terraplén, (Ref.2, p-263).



TIENE CON
MALLA DE ORIGEN

SOLUCION

$$H_{CR} = \frac{2 c \operatorname{Sen} \beta \operatorname{Cos} \phi}{\gamma_m \operatorname{Sen}^2 \left[\frac{(\beta - \phi)}{2} \right]}$$

$$= \frac{2 (800) \operatorname{Sen}(63.43) \operatorname{Cos}(6)}{(110) \operatorname{Sen}^2 \left[\left(\frac{63.43 - 6}{2} \right) \right]}$$

$$H_{CR} = 56.04 \text{ ft}$$

Calculando la altura permisible, H_{PER} , y el ángulo crítico, ϕ_{CR} , se obtiene:

$$H_{PER} = \frac{H_{CR}}{F_s} = \frac{56.04}{2}$$

$$H_{PER} = 28.00 \text{ ft}$$

$$\phi_{CR} = \frac{\beta + \phi}{2} = \frac{63.43 + 6}{2}$$

$$\phi_{CR} = 34.72^\circ$$

Ejemplo 2.

Se va hacer una excavación de 6.90 metros de profundidad con talud vertical sin ademar en una arcilla dura. Los ensayos de laboratorio en muestras inalteradas dieron: $q_u = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$, $\gamma_m = 2.00 \text{ Ton/m}^3$. ¿Cuál es el factor de seguridad contra deslizamiento de la excavación?

SOLUCION

Se tiene la ecuación:

$$H_{CR} = \frac{4 c}{\gamma}$$

donde:

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{10}{2}$$

$$c = 5.0 \text{ Ton/m}^2$$

por lo tanto:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$H_{CR} = \frac{4(5.0)}{2}$$

$$H_{CR} = 10.0 \text{ mts}$$

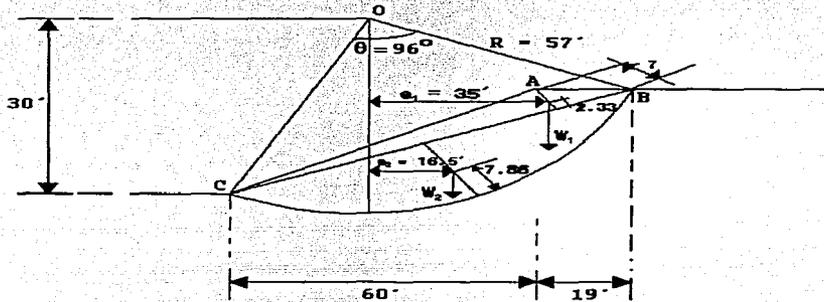
Calculando el Factor de Seguridad, F_s :

$$F_s = \frac{10.0}{6.90} = 1.449$$

$$F_s = 1.449 \text{ mts}$$

Ejemplo 3.

Un terraplén fue construido con un suelo puramente cohesivo como se muestra en la figura, el suelo tiene una cohesión de 1000 lb/ft^2 y un peso volumétrico de 120 lb/ft^3 . Determine el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento propuesta por el método sueco.



SOLUCION

Determinar el peso de la cuña de deslizamiento, (ABCA):

$$\text{Area}_1 = \frac{bh}{2} = \frac{84.5(7)}{2} = 295.75 \text{ ft}^2$$

$$\text{Area}_2 = \frac{h}{6S} (3h^2 + 4S^2) = \frac{18.5}{6(84.5)} [3(18.5)^2 + 4(84.5)^2] = 1079.6 \text{ ft}^2$$

TRABAJE CON
FALLA DE ORIGEN

Determinar el peso de cada segmento:

$$W_1 = (295.75)(120)(1') = 35490 \text{ lbs}$$

$$W_2 = (1079.60)(120)(1') = 129552 \text{ lbs}$$

$$\therefore W_T = 165042 \text{ lbs}$$

Determinando el momento motor, M_m :

$$M_{m_1} = W_1 e_1 = (35490)(35) = 1242150 \text{ lb - ft}$$

$$M_{m_2} = W_2 e_2 = (129552)(16.5) = 2137608 \text{ lb - ft}$$

$$\therefore M_m = 3379758 \text{ lb - ft}$$

Determinando el momento resistente:

$$M_r = c L R = 1000 \left(\frac{96^\circ \pi}{180} 57 \right) (57)$$

$$M_r = 5409728 \text{ lb - ft}$$

El factor de seguridad, F_s , resulta:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{5409728}{3379758}$$

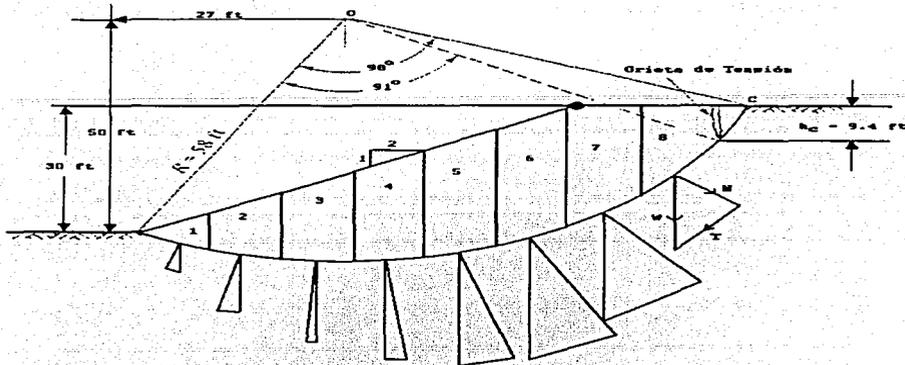
$$F_s = 1.6$$

\therefore Se acepta

Ejemplo 4.

Un terraplén construido con un suelo mixto como se muestra en la figura. El suelo tiene las siguientes características: cohesión $c = 450 \text{ lb/ft}^2$, ángulo de fricción interna $\phi = 8^\circ$, y peso volumétrico $\gamma_m = 110 \text{ lb/ft}^3$. Se presume que las grietas de tensión se generan en la parte superior del terraplén. ¿Cuál es el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento propuesta?

TESIS CON
SELLO DE ORIGEN



SOLUCION

En el suelo friccionante, la profundidad de la grieta de tensión se encuentra definida por:

$$h_c = \frac{2 c \sqrt{N_\phi}}{\gamma_m} = \frac{2(450)(\tan(45 + \frac{8}{2}))}{110} = 9.40 \text{ ft}$$

Para este caso al arco de deslizamiento se dividió en ocho partes, con un ancho de 10 ft cada cuña. El ancho de 10 ft se eligió de manera arbitraria. Se considera que cada cuña tiene un espesor de 1 ft.

El peso de cada cuña, se obtiene multiplicando el área de cada una por el peso volumétrico. Para facilitar los cálculos se desarrolla la siguiente Tabla:

Número de Cuña	Peso W, (lb)	Componentes	
		Tangencial T, (lb)	Normal N, (lb)
1	5150	-1900	4700
2	14380	-3300	14000
3	21300	-1200	21200
4	26800	+3000	26600
5	30800	+8600	28600
6	29900	+14100	27500
7	26100	+16400	20400
8	14600	+11500	9300
		$\Sigma(+T) = +47200$	$\Sigma N = 152300$

TRABAJO CON
FOTOCOPIA DE ORIGEN

Área, $A_A = 41.92 \text{ m}^2$
 Distancia al centroide desde O, $d_A = 13.00 \text{ m}$

Para la zona B (AED):

Área, $A_B = 144.11 \text{ m}^2$
 Distancia al centroide desde O, $d_B = 4.44 \text{ m}$

Profundidad de la grieta de tensión, $Z_o = 2 \times \frac{30}{18} = 3.33 \text{ m}$

Ángulo del sector, $\theta = 76.06^\circ$

Empuje hidrostático en la grieta de tensión, $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_o = \frac{1}{2} (9.81)(3.33)^2 = 54.4 \text{ KKN/m}$

Brazo de palanca del empuje hidrostático $y_c = 10 + 2 \times 3.33/3 = 12.22 \text{ m}$

En todos los casos se incluirá el empuje hidrostático de la grieta de tensión.

$$F_s = \frac{cR\theta}{\Sigma W d + W_w y_c} = \frac{(30)(22.83^2)(76.06)\left(\frac{\pi}{180}\right)}{41.92(18)(13) + (144.11)(18)(4.44) + (54.4)12.22}$$

$$F_s = 0.944$$

Por lo tanto, se presentará una falla al corte.

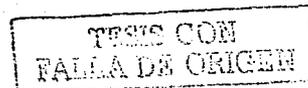
(b) Nivel de agua a 6 m verticalmente encima del pie:

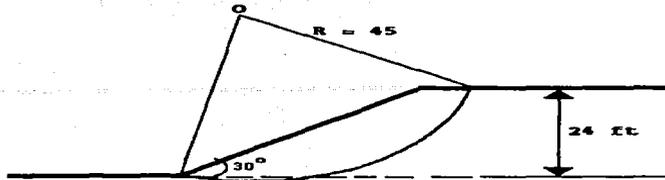
$$F_s = \frac{20757}{9809 + 144.11(18.0 - 9.81)4.44 + 665}$$

$$F_s = 1.32$$

4.6 PROBLEMAS, (Ref. 4, p-143)

1. Un corte vertical se realiza en un suelo arcilloso cuyas propiedades determinadas en laboratorio serán: $\gamma_m = 1.75 \text{ Ton/m}^3$, $c = 3.65 \text{ Ton/m}^2$ y $\phi = 0$. Encontrar la máxima altura para la cual puede estar temporalmente sin soporte. Resp. $H = 5.327 \text{ mts}$
2. Un banco de materiales de 24 fts de altura tiene un talud de 300 con la horizontal. El suelo tiene una densidad de 110 lb/ft^3 , una cohesión de 300 lb/ft^2 y un ángulo de resistencia al esfuerzo cortante de 15° . Encontrar el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento de la figura.
 Resp. $F_s = 1.38$





3. Se tiene un talud de 9.14 metros de altura con una inclinación de 2 horizontal por 1 vertical, construido con una berma como se muestra en la figura. Encontrar el factor de seguridad tomando: $\phi = 0$, $\gamma_m = 1.92 \text{ Ton/m}^3$ y $c = 3.9 \text{ Ton/m}^3$ y suponiendo que la superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud. Proceder por tanteos.



Se recomienda la serie de ejercicios que se encuentra en la
Ref. 5, Cap. V, pp. 324-339.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

ANEXO 4. 1

MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

A continuación se presenta una somera explicación de algunos de los métodos de análisis para la estabilidad de taludes, (Ref. 1. p-6):

MÉTODO DE BISHOP.

Originalmente desarrollado para roturas circulares, considera que las interacciones entre dovelas son nulas. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular, aunque en la versión posterior se puede aplicar a superficies no curvas definiendo centros ficticios.

MÉTODO DE JANBU.

Diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre dovelas es nula, pero a diferencia de Bishop busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección empírico aplicable al F_s . En versión posterior, en el denominado *método riguroso*, se define una línea de empuje entre las dovelas y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una.

MÉTODO DE SPENCER.

Este, como los que se citan a continuación, también pertenece a la categoría de los denominados *rigurosos*. Supone que de la interacción entre dovelas aparece una componente de empuje con ángulo de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, analiza tanto el equilibrio en momentos como en fuerzas en función de ese ángulo, hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el F_s correspondiente. Es aplicable tanto a roturas circulares como generales.

MÉTODO DE MORGENSTERN Y PRICE.

Al igual que el anterior, también es de aplicación general, y trata de alcanzar tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas. La diferencia fundamental estriba en que la interacción entre dovelas viene dada por una función que evalúa esa interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento.

MÉTODO DE SARMA.

Significó un cambio radical respecto a la filosofía de los anteriores, ya que se busca la aceleración horizontal necesaria para que la masa de suelo alcance el equilibrio límite. El F_s es calculado reduciendo progresivamente la resistencia a cortante del suelo hasta que la aceleración se anula. Por sus características es aplicable a dovelas no verticales, y suele ser muy utilizado en el cálculo por Elementos Finitos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 4. 2

ANÁLISIS DE ESFUERZOS EFECTIVOS – MÉTODO DE DOVELAS, (Ref. 3, p-388).

Los análisis de estabilidad de taludes 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 O y radio R . Ver. Figura, y por conveniencia, la distancia horizontal entre los dos extremos A y B se divide en dovelas de ancho b iguales.

Las fuerzas que actúan sobre una dovela de 1 m de longitud son como sigue:

W = peso del cuerpo de la dovela = ghb ,

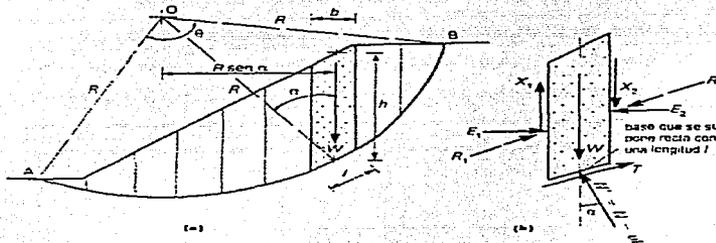
N' = fuerza efectiva normal de reacción en la base de la dovela,

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:

X_1 y X_2 = fuerzas tangenciales interdovelas,

E_1 y E_2 = fuerzas normales interdovelas



(a) División de la masa deslizante; (b) fuerza en una dovela.

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 motor total

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

quedará balanceado exactamente por el momento resistente de la fuerza cortante movilizada total a lo largo de AB.

$$\Sigma \tau_m l R = \Sigma \frac{\tau_r}{F} l R = \Sigma W \text{ sen } \alpha R$$

Lo que da $F_s = \frac{\Sigma \tau_r l}{\Sigma W \text{ sen } \alpha}$

Ahora en términos del esfuerzo efectivo,

$$\begin{aligned} \tau_r &= c' + \sigma'_n \tan \phi' \\ \tau_r l &= c'l + N' \tan \phi' \end{aligned}$$

Por lo que, $F_s = \frac{\Sigma c'l + \Sigma N' \tan \phi'}{\Sigma W \text{ sen } \alpha}$

O bien, si el suelo es homogéneo,

$$F_s = \frac{c'\theta R + \Sigma N' \tan \phi'}{\Sigma W \text{ sen } \alpha}$$

TRIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 4. 3

LOCALIZACIÓN DEL CÍRCULO MÁS CRÍTICO, (Ref. 3, p-382).

El círculo de deslizamiento más crítico es aquel en el cual el factor de seguridad calculado tiene el valor más bajo. Es evidente que este factor de seguridad mínimo es el criterio que se requiere para el diseño. El problema de la localización del círculo de deslizamiento más crítico puede atacarse de dos maneras:

1. Con un método de aproximaciones sucesivas, usar un número razonable de círculos de deslizamiento de prueba,
2. Usar una regla empírica para prescribir un círculo crítico supuesto y fijar el factor de seguridad límite a un valor suficientemente alto que toma en cuenta las imperfecciones del procedimiento.

En el enfoque de aproximaciones sucesivas, el método tiene que tomar en consideración la variación de tres parámetros geométricos: la posición del centro, el radio y la distancia de intersección enfrente del pie.

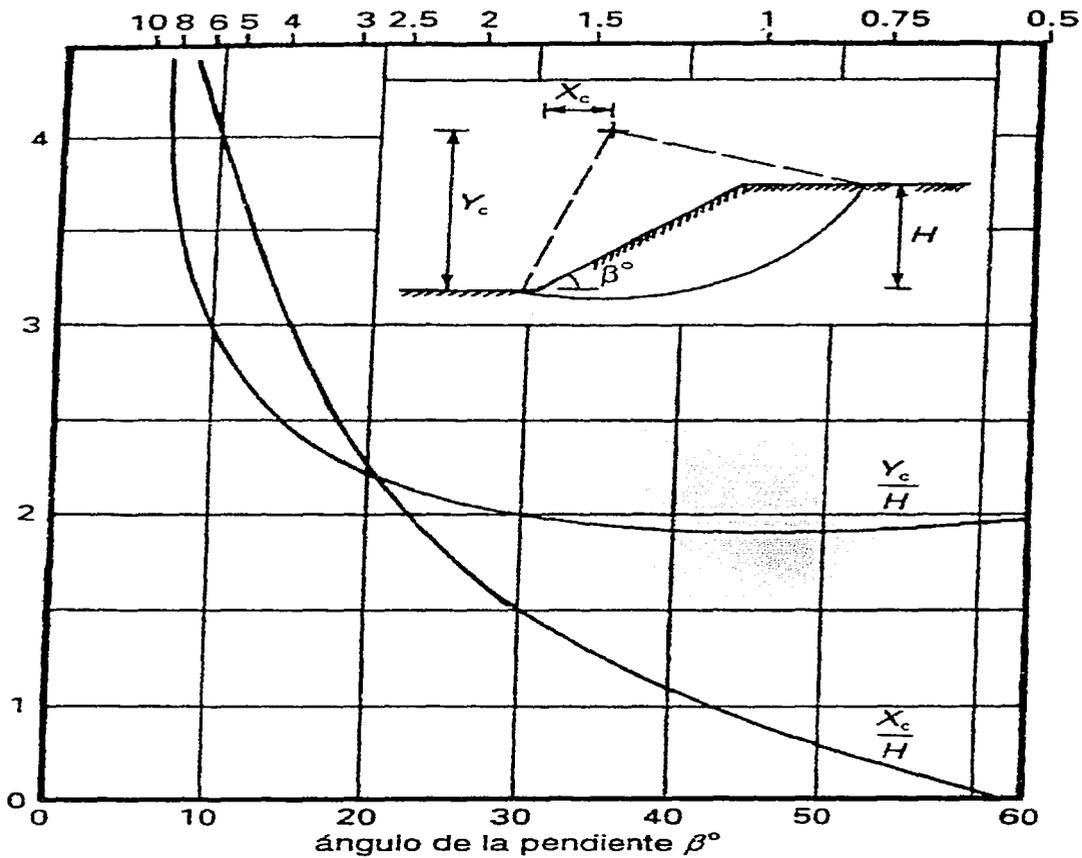
Aun cuando se use gran número de pruebas, resulta útil obtener una "buena estimación" para el primer valor de la serie. El comportamiento de los círculos de deslizamiento no es totalmente aleatorio, por lo contrario, existen modelos definidos. Por ejemplo, *cuando el ángulo de fricción es mayor a 3°, el círculo crítico casi siempre pasa a través del pie del talud*. Este es también el caso cuando, cualquiera que sea el valor de ϕ , *el ángulo del talud es superior a 53°, interseca la base del talud*.

La siguiente figura, proporciona 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/H = la distancia horizontal desde el pie hasta el centro del talud

Y_c/H = distancia vertical desde el pie hasta el centro del círculo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TERRAS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO 4. 4

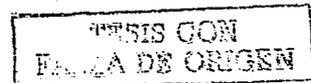
USO DE GEOSINTÉTICOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

Actualmente se pueden utilizar materiales geosintéticos diversos que pueden solucionar el problema de la erosión y drenaje, en taludes y muros de retención. Los geosintéticos se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Geotextiles: Es un fieltro o lámina formada por fibras sintéticas y unidas de diversas formas, formando un fieltro homogéneo, donde una de las funciones principales es dejar pasar el agua y retener finos. Por tanto y como consecuencia de esto, los geotextiles se pueden utilizar para evitar la erosión en diversas aplicaciones, confinando los finos y dejando una libre circulación de agua, revistiendo posteriormente estos geotextiles con algún material, (ejem. Riveras de ríos, Taludes etc). De la misma manera se pueden utilizar en sistemas de drenaje debido a esta capacidad de retener finos y dejar pasar el agua, (ejem. Zanjales de drenaje rodeadas de geotextil). También pueden formar parte de un muro verde de contención utilizando geotextiles de alta resistencia a tracción para resistir el empuje del terreno.
2. Geomembranas: Pueden ser de PVC. Su función es la impermeabilización
3. Geocompuestos: Están formados por uno o dos geotextiles unido a un producto relacionado, cumpliendo diversas funciones, dependiendo del tipo de geocompuesto. Estos pueden ser: *Geocompuestos Drenantes*: están formados por un geotextil uno de los siguientes productos:
 - Georred de polietileno
 - Lámina de nódulos-
 - Poliamida

La función de los tres es la misma, dejar pasar el agua a través del Geotextil. Conduciendo esta por el producto relacionado anteriormente indicado. Es un drenaje superficial tanto en superficies horizontales, taludes o superficies verticales. El utilizar unos u otros depende de sus resistencias mecánicas, la inclinación de la superficie a tratar y la profundidad en caso de ir vertical.

A continuación se presenta una lista de Geocompuestos, que se utilizan para el control de drenaje y la erosión en taludes y muros de retención. Esta lista fue proporcionada por la compañía *TENAX S.A de C. V.*

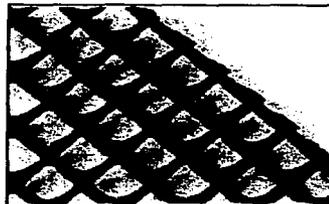


Geocompuestos TENAX TN

El geocompuesto TENAX TN tienen gran capacidad de filtrar y drenar, producido por la unión de la geored y geotextil TENAX.

El uso de las georedes, con su gran capacidad de drenar y distribuir cargas, y el geotextil para filtrar permiten un sistema fácil de instalar para *filtrar-drenar-proteger*.

Sustituyen los materiales naturales como ARENA y GRAVA, y resuelven gran parte de los problemas asociados a los materiales naturales

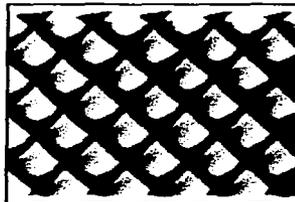


Georedes TENAX CE

Las georedes TENAX CE están compuestas por una estructura de tres dimensiones de capas y filamentos paralelos entrelazados que crean canales de gran capacidad de flujo.

Son producidos por extrusión de Polietileno de Alta Densidad (HDPE) y son resistentes a agentes químicos y biológicos que normalmente presenta el suelo y los desechos. También son estabilizadas para resistir contra la degradación de rayos UV.

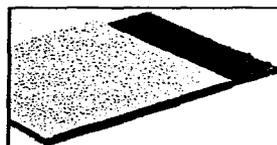
Las georedes TENAX CE son estructuras de forma romboidal y disponible en espesores entre 3 y 13 mm y con masa por unidad de área entre 450 y 2500 g/m²



Geocompuesto TENAX MDP

El Geocompuesto TENAX MDP es una combinación de una geomembrana cuspada y un geotextil.

Esta combinación que tiene alta capacidad drenante y filtrante, ofrece un sistema completo de drenaje y protección además de dar la condición de impermeable.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

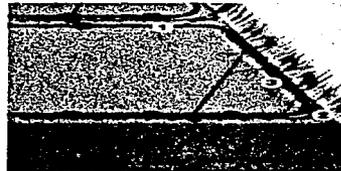
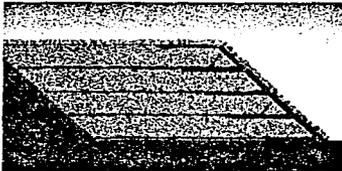
Geoceldas TENAX TENWEB

Las geoceldas TENAX TENWEB son estructuras en forma de panal con espesores entre 75 y 150 mm, hechas mediante un proceso de extrusión de polietileno (PE) totalmente continuo. La estructura se abre como acordeón y por lo tanto puede ser transportada y almacenada con un mínimo de espacio, y posteriormente abierta durante la instalación creando una serie de celdas interconectadas (los diámetros varían entre 100 y 300 mm).

Una vez expandidos a su máxima extensión y rellenos con suelo (o grava) la estructura se vuelve inextensible y de comportamiento monolítico, proporcionando un confinamiento efectivo para suelos no consolidados y previniendo su movimiento, aún en taludes pronunciados, o bien ante fuerzas de erosión tales como las ocasionadas por corrientes hidráulicas. La estructura celular es por tanto particularmente útil en suelos áridos y rocosos, o impermeables donde la vegetación es prácticamente inexistente. Las conexiones de las celdas, tienen una abertura por donde drena el agua por lo que están hidráulicamente interconectadas. La estructura compuesta *suelo/geocelda* tiene gran permeabilidad facilitando a absorción del agua durante las precipitaciones de lluvia por lo que disminuye el escurrimiento, y consecuentemente la erosión. Utilizando las geoceldas TENAX TENWEB es posible confinar en taludes pronunciados suelo vegetal (hasta 150 mm), permitiendo el sembrado con altos niveles de eficiencia.

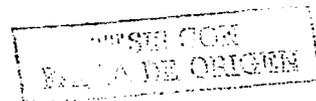


Sistema TENAX RIVEL con Geomallas HDPE mono-orientadas TENAX TTSAMP



Nomenclatura:

1. Formaleta de acero perdida en la cara,



2. Reticula de acero 150 x 150 mm o bien 200x200 mm, \varnothing 8 mm. La formaleta se arma con unos bastones que garantizan su estabilidad mientras se compacta el material. El uso de la formaleta perdida permite altos rendimientos en la instalación y mejor acabado en la cara el talud. Finalmente se coloca una biomanta
3. Para proteger la cara exterior del talud contra la erosión se crea una adecuada superficie para la hidrosiembra o colocación de pasto



Formaleta de Acero



Aplicación de Biomanta



Siembra de Pasto



Talud Estabilizado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

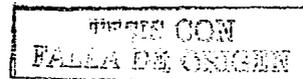
REFERENCIAS

CAPÍTULO 1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS

1. Ventura, E y Justo, J.L, *La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos*, Edit. DOSSAT, 1970.
2. Berry, P, Reid D., *Mecánica de suelos*, Edit. McGraw Hill, 1993.
3. *Resumen de la clase impartida por el ingeniero Juan Fco. Capallera Cabada*, en la Universidad Villa Rica, Boca del Río, Veracruz, 2001.
4. Juárez, B.E y Rico, R.A, *Mecánica de suelos*, Vigésimotercera Reimpresión de la 3ª Edición, Edit. LIMUSA, 2000, t I.
5. Peck, R.B, y Hanson, W, *et al, Ingeniería de cimentaciones*, Duodécima Reimpresión, Edit. LIMUSA, 2000.
6. Merrit, F.S y Loftin, M.K, et al, *Manual del ingeniero civil*, 4ª Edición, Edit. McGraw Hill, 2001, t I.
7. Terzaghi, K, y Peck, R.B, *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*, Buenos Aires, Argentina, 1973.
8. Vega, M.R, *Exploración geotécnica con sondeos de penetración estática para el proyecto Dos Bocas, Tabasco*, Universidad Veracruzana, Tesis Profesional, 1981.
9. *Estudio de mecánica de suelos efectuado en el Hotel Imperial*, Realizado por ICOS, Veracruz, Ver, 1988.

CAPÍTULO 2. COMPACTACION.

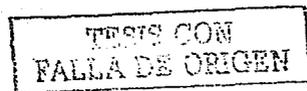
1. Rico, R.A y Del Castillo, H, *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, Tercera Reimpresión, Edit. LIMUSA, 1981, t I.



2. *Excavaciones, auntalamientos y pilotajes.*, International Schools of Latin America, 3ª Edición, Buenos Aires, 1950.
3. Whitlow, R, *Fundamentos de mecánica de suelos*, 2ª Edición, Edit. CECSA, 1994.
4. Das, B, *Fundamentos de ingeniería geotecnica*, 4ª Edición, International Thompson Editores, 2001.
5. Peck, R.B, y Hanson, W, *et al, Ingeniería de cimentaciones*, Duodécima Reimpresión, Edit. LIMUSA, 2000.
6. Bowles, J, *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*, Edit. McGraw Hill, 1981.
7. Juárez, B.E y Rico, R.A, *Mecánica de suelos*, Vigésimotercera Reimpresión de la 3ª Edición, Edit. LIMUSA, 2000, t I.
8. Prakash, S, *Fundamentals of soil mechanics*, 2ª Edición, Shamsheer Prakash Foundation, 1996.

CAPÍTULO 3. EMPUJE DE SUELOS.

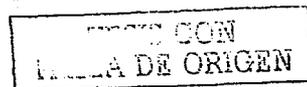
1. Juárez, B.E y Rico, R.A, *Mecánica de suelos*, Décimotercera Reimpresión de la 2ª Edición, Edit. LIMUSA, 2000, t II.
2. Barros, J, *Muros de contención*, España, 7ª Edición, Ediciones CEAC, 1991.
3. Das, B.M, *Principles of foundation engineering*, Third Edition, Plus Publishing Company, 1995.
4. Bowles, J, *Foundation, analysis and design*, Third Edition, International Student Edition, 1982.
5. Orejel, F, *Serie de ejercicios de mecánica de suelos teórica*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1977.
6. Peck, R.B, y Hanson, W, *et al, Ingeniería de cimentaciones*, Duodécima Reimpresión, Edit. LIMUSA, 2000.
7. *Resumen de la clase impartida por el ingeniero Juan Fco. Capallera Cabada*, en la Universidad Villa Rica, Boca del Río, Veracruz, 2001.
8. Jumikis, A.R, *Mechanics of soils*, D. Van Nostrand Company, 1964.



9. Aguilar, J, *Materiales para el drenaje y control de erosión*, España, Centro Nacional de Tecnologías de Regadíos, 2000.
10. *Excavaciones, apuntalamientos y pilotajes.*, International Schools of Latin America, 3ª Edición, Buenos Aires, 1950.
11. Berry, P y Reid D, *Mecánica de suelos*, 2ª Edición, Edit. McGraw Hill, 1993.

CAPÍTULO 4. ESTABILIDAD DE TALUDES.

1. Cuenca, A, *Comentarios sobre el cálculo de taludes*, Laboratorio de Carreteras, Alicante, 1998.
2. Tuma, Jan y Abdel-Hady, M, *Engineering soil mechanics*, Edit. Prentice Hall, 1973.
3. Whitlow, R, *Fundamentos de mecánica de suelos*, 2ª Edición, Edit. CECOSA, 1994.
4. Orejel, F, *Serie de ejercicios de mecánica de suelos teórica*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1977.
5. Juárez, B.E y Rico, R.A, *Mecánica de suelos*, Décimoctava Reimpresión de la 2ª Edición, Edit. LIMUSA, 2000, t II.
6. Aguilar, J, *Materiales para el drenaje y control de erosión*, Madrid, España, Centro Nacional de Tecnologías de Regadíos, , 2000.



BIBLIOGRAFIA

- Bowles, J, *Foundation, analysis and design*, Third Edition, International Student Edition, 1982.
- Bowles, J, *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*, Edit. McGraw Hill, 1981
- Das, B, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, 4ª Edición, Edit. International Thompson Editores, 2001.
- Hicks, T, *Manual de cálculo para las ingenierías*, 3ª Edición, Edit. McGraw-Hill, 2001, t I.
- Iglesias, C, *Mecánica del suelo*, Edit. Síntesis, Madrid, 1998.
- Jiménez Salas, J.A y De Justo Alpañes, J.L, *Geotecnia y cimientos*, Edit. Rueda, Madrid, 1975, t I, II.
- Jumikis, A.R, *Mechanics of soils*, D. Van Nostrand Company, 1964.
- Levi, E, *Mecánica del medio continuo*, Décimotercera Reimpresión, Edit. LIMUSA, 1998.
- Merrit, F.S y Loftin, M.K, *et al, Manual del ingeniero civil*, 4ª Edición, Edit. McGraw-Hill, 2001, t I.
- Prakash, S, *Fundamentals of soil mechanics*, 2ª Edición, Shamsheer Prakash Foundation, 1996.
- Terzaghi, K, y Peck, R.B, *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*, Buenos Aires, Argentina, 1973.
- Verruijt, A, *Soil mechanics*, Delft University of Techonology, 2001.

TRABAJOS CON
FALLA DE ORIGEN

ENLACES ELECTRONICOS.

http://ingenieriageologica.iespana.es/ingenieriageologica/ingenieria_civil_software_gratuito.html

<http://www.civilzone.cjb.net/>

<http://www.ingenieriageologica.com/>

<http://www.eleinternational.com/>

http://ingenieria.unam.mx/biblioteca_digital/ingenieria_civil.php

<http://www.verruijt.com/>

http://www.tenax.net/geosinteticos/productos/tenax_vdr.html

http://www.geoandsoft.com/espanol/slope_stability.html

<http://www.geoandsoft.com/espanol/download.html>

<http://www.geotextile.com/spanish/function.htm#dre>

http://www.geostru.com/Espa%C3%B1ol/schedesoftware/scheda_Slope.html

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN