



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-GEOTECNIA

APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
TANIA CRUZ GONZÁLEZ

TUTOR PRINCIPAL:
M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE DEL 2014



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Secretario: DR. SALVADOR MARIN CÓRDOVA

Vocal: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

1^{er.} Suplente: M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO

2^{d o.} Suplente: ING. ROBERTO SOSA GARRIDO

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.

TUTOR DE TESIS:

M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, ya que el apoyo incondicional que siempre me han brindado ha sido la base de mis logros.

La paciencia y entusiasmo que el M.I. Agustín Deméneghi Colina tuvo para que este trabajo se concluyera son meritorios, muchas gracias por sus opiniones tan acertadas durante el desarrollo del mismo y sobre todo el amistoso trato y calidez humana con que siempre se ha dirigido a mí.

Este documento se enriqueció de manera importante con las opiniones que hicieron los miembros del jurado durante la revisión: a los Doctores Rigoberto Rivera Constantino y Salvador Marín Córdova, así como al M.I. Roberto Magaña del Toro y al Ing. Roberto Sosa Garrido mis más sinceros agradecimientos.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca otorgada para la realización de mis estudios

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial a los profesores del Posgrado de Ingeniería, por los conocimientos compartidos en mis estudios de maestría.

Al Ing. Jorge Alberto Castro Viazcán, cuya confianza brindada me permitió acercarme por primera vez al mundo de la Geotecnia.

A todos mis compañeros de la Maestría, quienes fueron parte importante de mi vida durante estos dos años y de los cuáles me llevo lindos recuerdos.

RESUMEN

La Ingeniería de Vías Terrestres abarca el conocimiento no sólo de la proyección y construcción de las estructuras propias de esta área, sino también del comportamiento de los materiales inmiscuidos: asfaltos, concreto, metales, rocas y suelos. Estos últimos dos obedecen a los principios de la Mecánica de Suelos.

Como campo de aplicación de la Mecánica de Suelos, las vías terrestres son uno de los más completos. Problemas tales como la estabilidad de laderas y taludes, construcción de terraplenes sobre suelos blandos, empuje de suelos contra estructuras de retención, cimentaciones para puentes y obras viales, constituyen un catálogo cuya sola enumeración fundamenta lo dicho. Además, en las vías terrestres se tiene la más variada acción de las aguas que sea posible concebir en la Ingeniería Civil y ya es sabido cuánto complica este elemento a los suelos cuando éste se infiltra y fluye.

El objetivo de esta tesis es presentar una descripción general de algunas aplicaciones importantes de la mecánica de suelos en las vías terrestres que son el sustento en la práctica de la Ingeniería Geotécnica actual, indicando de manera general las particularidades de cada una de ellas. Se hace énfasis en la revisión y evaluación de las estructuras propias, definiendo las bases teóricas en las que se fundamentan, los procedimientos para llevar a cabo su diseño, así como algunas recomendaciones trascendentes para su ejecución en obra.

Finalmente, al término de cada capítulo se incluyen ejemplos de casos prácticos donde emplean las bases teóricas mencionadas, desarrollando detalladamente el proceso de diseño geotécnico de estas estructuras.

ABSTRACT

Highway Engineering encompasses not only knowledge of the design and construction of the structures in this area, but also the behavior of materials used: asphalt, concrete, metals, rocks and soils. The latter obey the principles of Soil Mechanics.

As the scope of Soil Mechanics, Highway Engineering are one of the most complete. Problems such as the stability of slopes and , construction of embankments on soft soils, earth pressure against retaining structures, foundations for bridges and road works, which are a mere enumeration based catalog it said. In addition, the Highway Engineering has the most varied action of water possible to conceive in Civil Engineering and is known as complicated as this element to soils when infiltrates and flows.

This paper provides an overview of some important applications and used in engineering practice today and indicating generally the particularities of each of them. Emphasis on the review and assessment of the structures is done by defining the theoretical basis on which they are based, the procedures for carrying out its design as well as some transcendent recommendations for implementation in work.

Finally, at the end of each chapter practical examples which use the above theoretical basis, the process of developing detailed geotechnical design of these structures are included.

CONTENIDO

RESUMEN.....	2
CONTENIDO	4
CAPÍTULO 1.INTRODUCCIÓN.....	14
CAPÍTULO 2. TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS.....	16
2.1 INTRODUCCIÓN	16
2.2 DISEÑO DEL TERRAPLÉN	17
2.2.1 DEFINICIÓN DE UNA ARCILLA BLANDA	17
2.2.2 CARGAS EN EL TERRAPLÉN	18
2.3 MODOS DE FALLA EN TERRAPLENES	19
2.4 ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN.....	19
2.4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	19
2.4.1.1 ESTABILIDAD DEL TALUD	19
2.4.1.2 CAPACIDAD DE CARGA	23
2.4.2 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE ESTABILIDAD	26
2.4.2.1 USO DE REFUERZO.....	26
2.4.2.2 TIPOS DE REFORZAMIENTO.....	26
2.4.2.3 FUERZAS DE REFORZAMIENTO PERMISIBLES Y FACTORES DE SEGURIDAD.....	27
2.5 CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN TERRAPLENES.....	30
2.5.1 EFECTO DE LOS ASENTAMIENTOS	30
2.5.2 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.....	31
2.5.2.1 ELÁSTICO O INMEDIATO	32
2.5.2.2 CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.....	35
2.5.2.3 CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	40

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

2.6 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	43
2.6.1 MÉTODO SIMPLE 2V:1H.....	44
2.6.2 CARTAS EMPÍRICAS.....	45
2.6.3 TEORÍA DE LA ELASTICIDAD	47
2.7 EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN TERRAPLÉN SOBRE SUELO BLANDO	48
2.7.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	51
2.7.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	52
2.7.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA	54
2.7.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	55
2.7.4.1 ASENTAMIENTO INMEDIATO	55
2.7.4.2 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.....	57
2.7.4.3 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	61
CAPÍTULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES	69
3.1 GENERALIDADES.....	70
3.2 METODOS DE DISEÑO.....	72
3.2.1 TABLAS O ÁBACOS	72
3.2.2 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	86
3.2.3 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO (TÉCNICA “SHEAR STRENGTH REDUCTION” O “C- ϕ REDUCTION”).....	95
3.3 FLUJO DE AGUA EN TALUDES	96
3.4 FENÓMENO DE SUCCIÓN EN TALUDES	99
3.5 ANÁLISIS SÍSMICO EN TALUDES	102
3.6 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN	104
3.6.1 MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA	105
3.6.2 MEDIDAS DE DRENAJE.....	107
3.6.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES RESISTENTES	109
3.7 EJEMPLO DE ANÁLISIS EN TALUDES	117
3.7.1 TALUD FINITO CON CONDICIONES HIDRÁULICAS.....	117

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

3.7.2 TALUD FINITO CON SOBRECARGA.....	127
3.7.2 ANCLAJE EN SUELOS FISURADOS	135
CAPÍTULO 4. ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN.....	140
4.1 GENERALIDADES.....	140
4.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN	141
4.2.1 MUROS RÍGIDOS O DE GRAVEDAD.....	141
4.2.2 MUROS ANCLADOS	142
4.2.3 MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS.....	143
4.3 MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES.....	145
4.3.1 MÉTODO DE RANKINE	145
4.3.2 MÉTODO DE COULOMB	151
4.3.3 MÉTODO DE MONONOBE-OKABE	153
4.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN DE MAMPOSTERÍA	154
4.5 DRENAJE EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN	161
4.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	164
4.6.1 MURO DE MAMPOSTERÍA	164
4.6.3 MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO.....	172
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.....	176
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	178

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Correlaciones entre la consistencia del suelo y el N° de golpes en el Sondeo de Penetración Estándar en el suelo

Tabla 2.2 Métodos de análisis de estabilidad

Tabla 2.3 Valores recomendados de F_R .

Tabla 2.4. Valores típicos para el parámetro elástico E (Bowles, 1996)

Tabla 2.5 Valores del coeficiente A_{Ske} en condiciones de trabajo (Skempton y Bjerrum, 1953)

Tabla 2.6. Principales características de los estratos de suelo

Tabla 2.7. Factores de seguridad mínimos obtenidos por métodos de equilibrio límite para el terraplén

Tabla 2.8. Esfuerzos producidos en el suelo en el estrato 3

Tabla 2.9. Asentamientos inmediatos totales

Tabla 2.10. Relación teórica $U(\%) - T$

Tabla 2.11. Asentamiento primario en el terraplén para $U = 100\%$

Tabla 2.12 Asentamiento debidos a la consolidación secundaria

Tabla 2.13. Asentamientos totales en el terraplén

Tabla 3.1 Coeficientes de estabilidad de Bishop y Morgenstern (1960)

Tabla 3.2 Factores de seguridad mínimos (COVITUR, 1988)

Tabla 3.4. Comparativa del FS respecto a la hipótesis del estado de la grieta de tensión

Tabla 3.3 Factores de seguridad mínimos obtenidos por métodos de equilibrio límite para el talud 1

Tabla 3.5 Definición de parámetros elásticos para el talud 1

Tabla 3.6 Factores de seguridad mínimos obtenidos para el talud 2

Tabla 3.7. Comparativa del FS respecto a la hipótesis del estado de la grieta de tensión

Tabla 3.8 Definición de parámetros elásticos para el talud 2

Tabla 4.1 Factores de seguridad mínimos tentativos

Tabla 4.2. Pesos y fuerzas de inercia de las áreas y la sobrecarga del muro de la figura 4.17

Tabla 4.3 Pesos y fuerzas de inercia arriba de la sección A´B´

Tabla 4.5 Determinación de tensiones en el muro de tierra armada

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Superficies de falla circulares y no circulares

Figura 2.2 Variación del cortante con la profundidad

Figura 2.3 Promedio de carga límite $\frac{\bar{q}}{c_o}$ en función de la relación ancho medio y espesor (Radoslaw y Michalowski, 1995)

Figura 2.4 Modos de falla potencial de terraplenes reforzados: (a) deslizamiento del bloque externo a través del reforzamiento con desplome de la cresta; (b) Falla de la cimentación con deslizamiento i a través del terraplén; (c) Alargamiento excesivo del reforzamiento

Figura 2.5 Configuración típica de estratos de suelo bajo un terraplén

Figura 2.6. Historia del asentamiento en un punto en el terraplén (Winterkorn y Fang, 1975)

Figura 2.7. Esfuerzos normales producidos bajo un terraplén cargado

Figura 2.8. Curva de consolidación (Juárez y Rico, 1976)

Figura 2.9. Curva de compresibilidad para arcillas preconsolidadas

Figura 2.10 Curva de compresibilidad para una arcilla preconsolidada para la determinación del módulo A_s'

Figura 2.11. Modelo reológico de viscosidad intergranular de Zeevaert

Figura 2.12 Método 2V:1H para determinar el incremento de esfuerzo vertical en función de la profundidad (Holtz y Kovacs, 1981)

Figura 2.13 Factores de influencia para esfuerzos verticales bajo un terraplén de longitud infinita

Figura 2.14. Valores de influencia para esfuerzos verticales bajo esquinas de una carga triangular de longitud limitada

Figura 2.15. Sección transversal en el terraplén

2.16 Perfil estratigráfico

Figura 2.17. Análisis de estabilidad del terraplén

Figura 2.18. Puntos de estudio por debajo del terraplén

Figura 2.19. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_x$ en función de la profundidad

Figura 2.20. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_y$ en función de la profundidad

Figura 2.21. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_z$ en función de la profundidad

Figura 2.22. Curvas de compresibilidad de familias de suelo

Figura 2.23. Variación del coeficiente de consolidación c_v en función de la presión de consolidación

Figura 2.24. Curva de consolidación del estrato 5 para un incremento de carga $\Delta\sigma_z = 49.05 \text{ kPa}$

Figura 2.25. Grado de consolidación en función del tiempo para el centro del terraplén

Figura 2.26. Asentamientos totales en función del tiempo

Figura 3.1 Primera división conceptual de un talud en partes (Pettersen. K., 1955)

Figura 3.2. Diferencia entre ladera y talud

Figura 3.3 Gráfica de Taylor, para determinar el número de estabilidad (N_o)

Figura 3.4. Gráficas de Janbú

Figura 3.5. Factor de reducción por carga adicionada (μ_q)

Figura 3.6. Factor de reducción por emersión (μ_w) e infiltración (μ'_w)

Figura 3.7. Factor de reducción por grieta de tensión sin presión hidrostática en la grieta (μ_t)

Figura 3.8. Factor de reducción por grieta de tensión con presión hidrostática en la grieta (μ_t)

Figura 3.9. Tabla para determinar el número de estabilidad (Ncf)

Figura 3.10. Tabla para determinar las coordenadas del centro del círculo crítico

Figura 3.11. Fuerzas típicas involucradas en el análisis de estabilidad de taludes

Figura 3.12. Dovelas y fuerzas tipo para el método ordinario de dovelas

Figura 3.13. Dovela típica y fuerzas aplicadas en el método simplificado de Bishop

Figura 3.14. Diagrama de análisis para el método simplificado de Janbú

Figura 3.15. Gráfica para determinar el factor f_o para el método de Janbú

Figura 3.16. Diagrama de fuerzas que intervienen en una dovela por el método de Spencer

Figura 3.17. Coordenadas de una superficie de falla no circular usada para el método de Spencer

Figura 3.18. Dovela con las fuerzas que intervienen en el método de Spencer.

Figura 3.19 Esquemas de nivel freático en un talud según la distribución de los materiales

Figura 3.20 a) Triángulo de presiones de agua para un plano simple de discontinuidad. b) Triángulos de presiones en caso de existencia de grieta de tensión en la cabecera del talud (U y V son las fuerzas debidas al agua sobre el plano de deslizamiento y sobre grieta de tensión respectivamente)

Figura 3.21. Variación de la resistencia al corte con la succión en una prueba triaxial CD (Deméneghi, 2012)

Figura 3.22 Fuerzas de un sismo y gravedad actuante en un talud

Figura 3.23 Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud

Figura 3.24 Métodos para aumentar el factor de seguridad de taludes en suelos

Figura 3.25. Sistemas de drenaje en taludes

Figura 3.26 Medidas de drenaje y protección en taludes

Figura 3.27 Ladera inestable con dos terraplenes (Ortuño, 2010)

Figura 3.28 Pantalla múltiple de micro pilotes

Figura 3.29 Esquema de las partes de un anclaje

Figura 3.31 Obtención de la presión media a la mitad de L_e

Figura 3.32 Masa de suelo con discontinuidades

Figura 3.33. Geometría de la sección a analizar en la base del talud

Figura 3.34 Círculo de falla en la base por el método de Janbú en el talud 1

Figura 3.35 Análisis sin sobrecarga(FS=3.579)

Figura 3.36 Análisis con sobrecarga reglamentaria, $15 \frac{kN}{m^2}$ (FS=3.093)

Figura 3.37 Geometría de la sección analizada empleando el programa de computo Slide 6.0(FS=3.579)

Figura 3.38. Análisis dinámico del talud, $c_{sh} = c_{sv} = 0.15$ (FS=2.381)

Figura 4.1 Partes principales de un muro de retención

Figura 4.2 Tipos de muro rígido de retención (Manual de diseño de la SCDOT, 2010)

Figura 4.3 Pared de tierra reforzada

Figura 4.4 Muro de retención

Figura 4.5 Determinación del empuje activo por el método de Rankine

Figura 4.6 Inclinación del plano de falla

Figura 4.7 Corte vertical en un material puramente cohesivo

Figura 4.8 Cuña de deslizamiento (Método de Coulomb)

Figura 4.9 Fórmula de Mononobe-Okabe

Figura 4.10 Cálculo de fuerzas en muro de retención

Figura 4.11. Empujes sobre la cara BD

Figura 4.12 Empujes sobre la cara $B'D'$, sección a la mitad de la altura del muro

Figura 4.13 Fuentes potenciales de agua superficial (Manual de diseño de la SCDOT, 2010)

Figura 4.14 Sistemas de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno (Rico. A y Del Castillo. H, “La ingeniería de Suelos en las vías terrestres”, Vol. 1, Limusa, México, D.F., 1974)

Figura 4.15. Muro de retención de mampostería

Figura 4.16. Fuerzas actuando en la cara BD sin sismo

Figura 4.17. Fuerzas actuando en la cara B'D' sección a la mitad de la altura del muro sin sismo

Figura 4.18. Fuerzas actuando en la cara BD con sismo

Figura 4.19. Fuerzas actuando en la cara B'D' sección a la mitad de la altura del muro con sismo

Figura 4.20. Muro de tierra armada

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

Las Vías Terrestres constituyen un campo muy completo, fascinante y complicado dentro de todos los de Ingeniería Civil en que la Mecánica de Suelos es susceptible de arrojar alguna luz. Los proyectos de Vías Terrestres son estructuras que se desplantan sobre suelo, por lo que la Mecánica de Suelos no puede ser ajena a ninguna de las etapas de su proyecto y construcción. A veces las propiedades mecánicas de los suelos serán tan críticas que sin las soluciones de la Mecánica de Suelos resultará imposible o irracionalmente arriesgado enfrentar los problemas que se presenten.

Estas aplicaciones incluyen tres aspectos importantes y de presencia común en el diseño y construcción en los últimos años. Los Terraplenes Sobre Suelos Blandos, la Estabilidad de Taludes y las Estructuras de Retención, son estructuras donde el enfoque desde el punto de la Mecánica de Suelos puede contribuir mucho a solucionar problemas heredados de una práctica más empírica y menos científica. El propósito de este trabajo es proporcionar una visión simple y práctica sobre los problemas mencionados anteriormente en las Vías Terrestres.

El Capítulo 2 consiste en el estudio del comportamiento de terraplenes construidos sobre suelos blandos mediante la revisión y discusión de los estados límite de falla y servicio. Inicialmente se presenta un resumen general de los tipos de terraplenes, las funciones que cumplen y las

Universidad Nacional Autónoma de México

Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

dificultades que la Mecánica de Suelos encuentra durante el diseño y construcción del mismo. Al final del capítulo se presenta un ejemplo de aplicación de un terraplén en Narbona, Francia donde se emplea el análisis y revisión descrita.

El Capítulo 3 trata del estudio y análisis de los distintos tipos de falla de taludes en suelos. También se presenta los métodos basados en cartas de estabilidad, Métodos de Equilibrio Límite (LEM) y técnicas basadas en el Método de Elementos Finitos (FEM) que se utilizan para el cálculo y diseño de taludes mediante el uso de los softwares Slide y Plaxis. Se hace hincapié en la importancia del fenómeno de succión y el efecto que este causa en los esfuerzos efectivos dentro del talud. Así mismo se presenta un procedimiento simplificado para el diseño geotécnico de un sistema de anclaje para el refuerzo de taludes con el objeto de cumplir con el factor de seguridad establecido mediante el uso de anclas de tensión. Finalmente se presenta la solución de tres ejemplos prácticos (Con condiciones hidráulicas, con sobrecarga y suelos fisurados) donde se presenta un análisis comparativo entre los métodos de cálculo.

Un tema de mucha actualidad y trascendencia es abordado en el Capítulo 4. Se refiere a las Estructuras de Retención el cual contiene la descripción de los tipos de estructuras, así como los métodos para determinación de empujes que nos permiten valorar si la estructura de tierra cumple satisfactoriamente su función y percibir tendencias inconvenientes, que ameriten obras de corrección. Se describe la metodología de diseño y revisión de los tipos de muros más comunes y económicamente idóneos en las vías terrestres que son los muros de mampostería y los muros mecánicamente estabilizados. Al final del capítulo se presenta dos ejemplos de aplicación donde se emplea el análisis y revisión descrita.

Se obtienen conclusiones de los análisis en cada uno de los casos expuestos y se presenta las referencias bibliográficas que se emplearon para desarrollar este trabajo.

Capítulo 2

TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

2.1 INTRODUCCIÓN

Los suelos visualizados como un elemento de desplante sobre el cual se va a construir, presentan una variedad prácticamente infinita, en tanto que la complejidad del comportamiento de muchos de ellos reta constantemente a la ingeniería geotécnica.

Cuando estratos de suelo blando están presentes por debajo de un nuevo terraplén y económicamente no es posible retirar y reemplazar estos suelos con rellenos compactados, el terraplén puede ser construido en etapas para permitir que la resistencia en los suelos incremente bajo la carga del nuevo relleno. La construcción de la segunda y subsecuentes etapas comienza cuando la resistencia de los suelos compresibles es suficiente para mantener la estabilidad. El orden para definir el peso permisible del relleno de cada etapa, requiere análisis geotécnicos detallados.

Los terraplenes sobre suelos blandos son un caso común en la práctica de las vías terrestres. En efecto, la magnitud de los asentamientos y la apropiada predicción de los mismos juegan un importante rol en la prevención de daños causados en los terraplenes.

En general los asentamientos esperados en terraplenes desplantados sobre suelos blandos son sustancialmente altos y su magnitud esperada son del orden de centímetros hasta metros, por lo que demandarán una intensa investigación geotécnica.

2.2 DISEÑO DEL TERRAPLÉN

El diseño y construcción de terraplenes sobre suelos blandos es un reto para la ingeniería geotécnica. Los problemas principales son la alta compresibilidad y la baja permeabilidad de los depósitos subyacentes, así como la baja resistencia al esfuerzo cortante no drenada (s_u). La baja s_u puede causar problemas de estabilidad durante la construcción del terraplén, por lo que el diseñador tendrá que poner mucho cuidado para abordar estos problemas en el diseño mismo. En casos en que el diseño no pueda alcanzar el factor de seguridad requerido para la estabilidad o delimitar los asentamientos en valores aceptables, el ingeniero geotécnico podrá plantear métodos de refuerzo para mejora de la estructura.

Antes de llevar a cabo el diseño del terraplén y la selección del método de construcción apropiado, deben tomarse en cuenta los siguientes puntos:

- Límites del terraplén
- Influencia del terraplén en estructuras adyacentes, taludes y drenaje
- Fechas de inicio y término de etapas de construcción
- Tolerancia de asentamientos de la estructura propuesta
- Rapidez con la cual el material de relleno del terraplén puede ser remplazado
- Mantenimiento futuro (Frecuencia y costo)

2.2.1 DEFINICIÓN DE UNA ARCILLA BLANDA

Como lo define el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), las arcillas son suelos finos, esto quiere decir que más del 50% pasa la malla N°200, así mismo se diferencian de los suelos limosos basándose en su límite líquido e índice de plasticidad.

Terzaghi y Peck (1967) establecieron que la consistencia de una arcilla puede ser definida con la resistencia a la compresión (q_u) o por su resistencia al corte no drenada s_u ($= q_u/2$) y es considerado como muy blanda cuando la resistencia a la compresión es menor a 25 kPa y como blanda cuando la resistencia se encuentra en el rango de 25 a 50 kPa.

Terzaghi identificó una arcilla como blanda cuando el número de golpes en el Sondeo de Penetración Estándar (SPT) es menor o igual a 4, ver tabla 2.1.

Tabla 2.1 Correlaciones entre la consistencia del suelo y el N° de golpes en el Sondeo de Penetración Estándar en un suelo cohesivo

Consistencia (Cohesivo)	Número de golpes en el SPT (N)	Resistencia a la compresión, q_u (kPa)
Muy blanda	<2	<25
Blanda	2-4	25-50
Media	4-8	50-100
Dura	8-15	100-150
Muy dura	15-30	150-200
Durísima	>30	>200

2.2.2 CARGAS EN EL TERRAPLÉN

El terraplén puede ser cargado en una sola etapa o en multi-etapas.

Una etapa de carga

Esto causará un incremento inmediato en los esfuerzos totales y si el relleno es colocado demasiado rápido no se desarrollará la disipación de presión de poro o está será insignificante, por lo tanto la estabilidad del terraplén *in situ* estará relacionada con la resistencia no drenada del suelo (s_u).

Multi-etapas de carga

La ventaja de cargar el terraplén en multi-etapas es que se le permite al suelo incrementar la resistencia mientras que la consolidación toma lugar bajo el terraplén cargado. Sin embargo, la razón del incremento de cargas necesita ser limitada de acuerdo a la proporción de la carga y a la resistencia disponible del suelo con un factor de seguridad aceptable. Este método requiere etapas de construcción prolongadas

2.3 MODOS DE FALLA EN TERRAPLENES

La falla de terraplenes usados como autopistas o carreteras son normalmente asociadas con dos criterios: estado límite de falla y estado límite de servicio. Existen cuatro modos por los cuales el terraplén de rodamiento puede ser inestable. Estos son: falla rotacional (del talud) y falla por deslizamiento del terraplén, falla por capacidad de carga y falla por asentamientos del suelo de cimentación.

En la práctica, muchos de los terraplenes de rodamiento fallan debido a los asentamientos del material del terraplén. Esto se debe principalmente a la compactación inapropiada y el uso de materiales inadecuados. Así mismo, algunas carreteras desplantadas sobre suelos blandos son construidas con drenaje en el subsuelo o con precarga para incrementar el grado de consolidación y disminuir los asentamientos.

2.4 ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN

2.4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

2.4.1.1 ESTABILIDAD DEL TALUD

El talud de un terraplén podría fallar de la siguiente manera:

Falla rotacional: Esta puede ser circular o no circular. Las fallas circulares se presentan en medios homogéneos e isotrópicos; las fallas no circulares se forman en suelo no homogéneos.

Falla traslacional: Ocurre cuando un estrato posee diferentes propiedades y resistencia.

La estabilidad de un terraplén es comúnmente determinada usando métodos de equilibrio límite. Es importante considerar en el análisis, diferentes superficies potenciales de falla, tanto circulares como no circulares, como las mostradas en la figura 2.1. Esto debido a que las superficies de falla circulares no arrojan factores de seguridad mínimos, particularmente para terraplenes sobre capas delgadas de arcilla o donde se encuentran capas delgadas, donde generalmente domina la falla traslacional.

Muchos programas de computadora ofrecen diferentes métodos de análisis de estabilidad de equilibrio límite. La tabla 2.2 resume de manera muy general los diferentes métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de los taludes del terraplén.

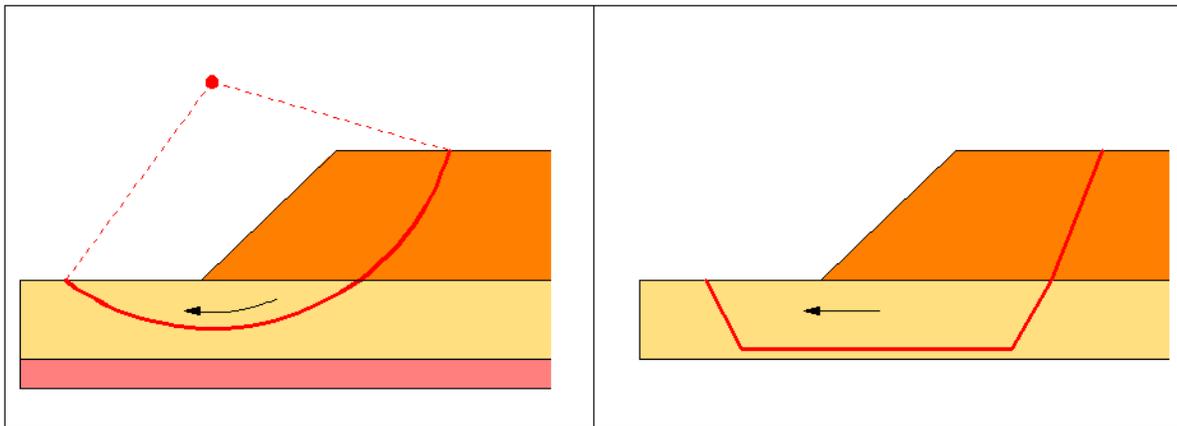


Figura 2.1. Superficies de falla circulares y no circulares

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 2.2 Métodos de análisis de estabilidad

Método	Superficie de falla	Comentarios
Bishop (1955)	Circular	Considera la fuerza y momento en cada dovela. El método riguroso asume valores para fuerzas verticales de dovela por dovela hasta que todas las ecuaciones son satisfechas. El método simplificado toma en cuenta la resultante de fuerzas verticales como cero en cada dovela.
Janbú (1972)	Circular	El procedimiento general considera fuerzas y momentos de equilibrio en cada dovela.
Morgenstern & Price (1965)	No circular	Considera fuerzas y momentos en cada dovela, similar a Janbú simplificado
Fellenius (1936)	Circular	Su principal limitación radica en no considerar las fuerzas de los lados de las dovelas; así mismo no satisface las fuerzas de equilibrio en ninguna dirección.
Spencer	No circular	Asume que las fuerzas laterales son paralelas, es decir que todas las fuerzas laterales se encuentran inclinadas con el mismo ángulo pero se asume que esta no es constante. Satisface completamente el equilibrio de fuerzas como de momentos.

En general hay tres tipos de análisis para modelar la estabilidad de taludes en terraplenes y estos son:

Análisis en términos de esfuerzo totales

Análisis en términos de esfuerzos efectivos

Análisis de resistencia no drenada

Análisis en términos de esfuerzo totales

La estabilidad del terraplén es analizada en base a la resistencia al esfuerzo cortante no drenada s_u del suelo al inicio de la construcción, no tomando en cuenta ningún incremento de la resistencia después de la consolidación. La resistencia al corte no drenada se puede obtener de los resultados de una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU) o de pruebas isotrópicas consolidadas no drenadas (CU).

Análisis en términos de esfuerzos efectivos

La estabilidad del terraplén puede ser analizada usando un enfoque de esfuerzos efectivos, cuando los esfuerzos totales y la presión de poro es estimada, la resistencia al corte a través de un plano de cortante puede ser obtenida como sigue:

$$s = c' + \sigma_n' \tan \phi'$$

Con lo descrito anteriormente se puede hacer notar que el análisis en términos de esfuerzos efectivos, proporcionan un valor más optimista de la estabilidad (factor de seguridad mayor).

Análisis de resistencia no drenada

El análisis de resistencia no drenada es un método desarrollado por Ladd & Fott (1974). Este método toma en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante no drenada como resultado de la consolidación. Este tipo de análisis toma en cuenta los esfuerzos totales usando la resistencia normalizada actual a razón de $\frac{s_u}{p_{vo}'}$, donde p_{vo}' es el esfuerzo vertical efectivo actual.

Existen algunas maneras para estimar la relación s_u/p_{vo}' :

$$s_u/p_{vo}' = 0.11 + 0.0037 IP$$

Para arcillas normalmente consolidadas, la proporción tiende a incrementar con el índice de plasticidad (IP) (Skempton, 1957).

$$s_{u(mob)}/\sigma_p' = 0.22$$

Donde $s_{u(mob)}$ es la resistencia al corte no drenada movilizada en la superficie de falla en campo, y σ_p' es el esfuerzo de preconsolidación.

A diferencia del método en términos de esfuerzos efectivos, la presión de poro actuante durante la falla al cortante no necesita ser estimada, de esta manera se elimina un factor desconocido en el procedimiento de diseño. Este método es comúnmente usado en análisis de estabilidad de corto plazo y en el diseño de etapas de construcción.

El factor de seguridad usado en el análisis de estabilidad dependerá de los siguientes factores:

- El método de análisis
- Confiabilidad del método de diseño
- Confiabilidad de los parámetros de diseño

Generalmente en la práctica, el factor de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos totales en análisis de resistencia no drenada usados en una etapa temporal toma valores entre 1.2 y 1.4. Valores entre 1.4 y 1.5 son reflejados en análisis en términos de esfuerzos efectivos de terraplenes para una sola etapa. Por lo tanto el diseño con factores de seguridad bajos incrementa la posibilidad de grandes deformaciones en sentidos vertical y lateral así como el riesgo de falla.

2.4.1.2 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se refiere al valor de esfuerzo el cual una cimentación puede soportar con seguridad sin que ocurran asentamientos catastróficos repentinos del terraplén debido a la falla por cortante.

El análisis de capacidad de carga de suelos bajo un terraplén es particularmente importante cuando el suelo de cimentación es un suelo cohesivo blando y el cálculo del mismo no es igual a la capacidad de carga bajo una zapata. La diferencia entre ellas es que la zapata es un cuerpo rígido y este se desplaza hacia abajo simultáneamente con el suelo. Pero en el caso de un terraplén el material de relleno es desplazado hacia abajo junto con el suelo de cimentación y por lo tanto el desplazamiento ocurre como un solo cuerpo rígido. Cuando el suelo de cimentación es débil, la carga del terraplén empuja al suelo de cimentación lateralmente y el material de relleno también sigue esta trayectoria. La componente horizontal empuja afectando la estabilidad del terraplén. La capacidad de carga de un suelo blando que sirve de cimentación en un terraplén puede ser calculada por la ecuación desarrollada por Radoslaw (1992) con los supuestos de estratos de suelo de espesor limitado bajo el terraplén cargado:

$$\bar{q} = \gamma_f H_c \left(1 - \frac{H_c}{b \tan \beta} \right) \quad (2.1)$$

En donde, al altura crítica H_c , está dada por

$$H_c = b \tan \beta \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\bar{q}}{b\gamma_f \tan \beta}} \right) \quad (2.2)$$

Donde \bar{q} es la componente promedio vertical del esfuerzo límite

H_c : La altura crítica del terraplén y puede ser definida como la altura en la cual la falla ocurre debida al colapso del suelo de cimentación

β : Ángulo del talud del terraplén

c : Es la cohesión o la resistencia al corte no drenado y que va de acuerdo con la profundidad (z) para suelos no homogéneos y la variación lineal está dada por la siguiente ecuación

$$c = c_m + \varepsilon_z \quad (2.3)$$

Donde ε_z es el gradiente de resistencia al corte con la profundidad y c_m valor mínimo de la cohesión

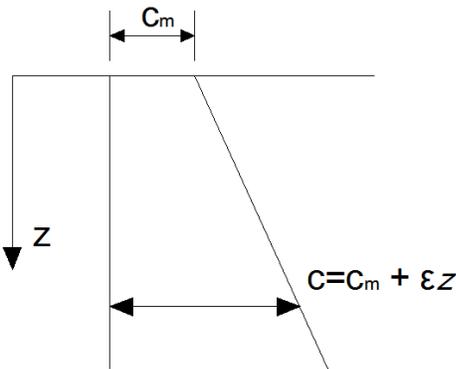


Figura 2.2 Variación del cortante con la profundidad

χ Es el coeficiente y está definido como el factor de esfuerzo cortante y está expresado como

$$\chi = \frac{\bar{\tau}}{c} = \frac{\gamma_f H^2 k}{2bc} \quad (2.4)$$

Donde $\bar{\tau}$ es la componente tangencial del esfuerzo, γ_f es el peso volumétrico del material de relleno, H es la altura del terraplén, b es el ancho medio del terraplén a su altura media, k es el coeficiente lateral de empuje y $k \geq \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_f}{2}\right)$ y φ_f es el ángulo de fricción interna de los materiales de relleno.

La distribución de falla debido a la carga q , resulta del método de la línea de deslizamiento, como una función de la distancia para diferentes gradientes de resistencia del suelo. La figura 2.3 muestra el porcentaje de carga límite vertical en capas bajo el terraplén con un ancho $2b$ en función de la relación adimensional ancho medio-espesor (b/t).

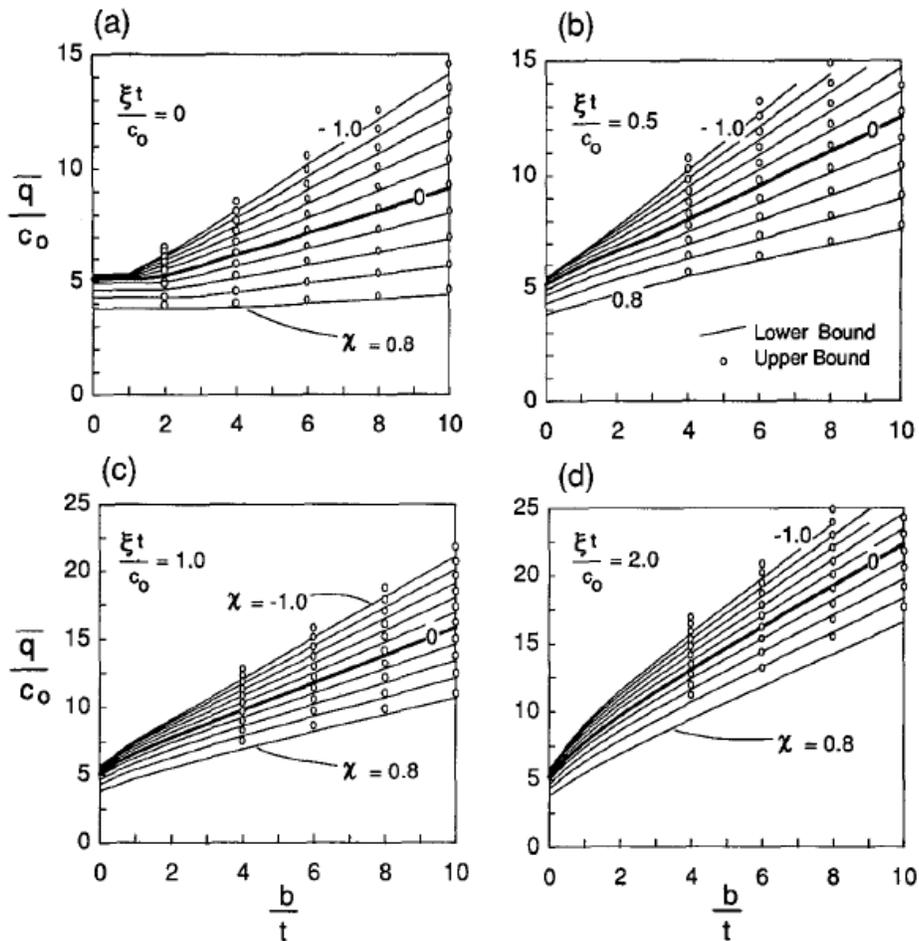


Figura 2.3 Promedio de carga límite $\frac{\bar{q}}{c_0}$ en función de la relación ancho medio y espesor (Radoslaw y Michalowski, 1995)

2.4.2 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE ESTABILIDAD

Cuando el suelo de cimentación de un terraplén es insuficiente en términos de resistencia para soportar el terraplén, pueden ser usados diferentes métodos para fortalecer la cimentación. El reforzamiento puede ser usado para mejorar la estabilidad de un terraplén, haciendo posible construir terraplenes por etapas y más rígidos que de otra manera no podría ser posible.

2.4.2.1 USO DE REFUERZO

El reforzamiento bajo un terraplén puede ser usado para reducir el desplazamiento vertical y horizontal pero en general es más efectivo en la reducción de desplazamientos horizontales. La reducción de desplazamientos obtenidos es una función de la resistencia al esfuerzo cortante y la profundidad del estrato de suelo. Típicamente, las deformaciones y valores máximos de esfuerzo cortante se desarrollan en el centro y hombro del terraplén. El terraplén de relleno proporciona carga vertical al suelo de cimentación igual a su peso y está asociado al desarrollo de esfuerzos cortantes exteriores. Estos esfuerzos cortantes exteriores son esfuerzos actuantes en el suelo que se manifiestan del centro con dirección al pie del terraplén. Este esfuerzo cortante es la causa de la reducción de la capacidad de carga del suelo de cimentación. El refuerzo mejora la resistencia al esfuerzo cortante y por lo tanto mejora la estabilidad del terraplén. Existen geosintéticos que son de particular utilidad en el incremento de la capacidad de carga del suelo de cimentación. Además estas pueden reducir los asentamientos excesivos y diferenciales, así como la deformación lateral.

Rowe (1984) desarrolló un método de diseño de terraplenes sobre suelos blandos usando reforzamiento. En su estudio el desarrolló algunas cartas en las cuales las características del refuerzo pueden ser seleccionadas basadas en la geometría del terraplén y las propiedades del material de cimentación.

2.4.2.2 TIPOS DE REFORZAMIENTO

Los principales tipos de materiales de reforzamiento que son usados en terraplenes son los geotextiles, geomallas, tiras de acero, mallas de acero, tendones de alta resistencia de acero. Los geotextiles son fabricados por fibras de polimérico entretejidas en una fábrica o por fibras juntas para formar un producto sin tejer. Los geotextiles tejidos son más rígidos y fuertes que los geotextiles sin tejer y muchos son útiles en el reforzamiento de taludes. Las geomallas son

fabricadas por láminas elásticas de polímero plástico en una o ambas direcciones para formar una malla de alta resistencia. La lámina de materiales polímeros la hace rígida y fuerte. Las tiras galvanizadas o cubiertas de acero epóxico han sido usadas para reforzar taludes y por tanto aumentar la resistencia

La capacidad del refuerzo al largo plazo, se denota como T_{lim} y depende de los siguientes factores:

Fuerza de tensión

Daños en la instalación

Durabilidad

Rigidez del refuerzo y deformación tolerable con el talud

Los valores a largo plazo de T_{lim} deben satisfacer los siguientes criterios:

$T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la resistencia a la tensión a corto plazo, daño por instalación y deterioro de las propiedades con el tiempo.

$T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la resistencia al arranque

$T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la rigidez y deformaciones tolerables.

Cada uno de los métodos de reforzamiento mencionados anteriormente requieren criterios especiales citados por algunos autores (Duncan, 2005).

2.4.2.3 FUERZAS DE REF ORZAMIENTO PERMISIBLES Y FACTORES DE SEGURIDAD

El valor de T_{lim} refleja consideraciones de carga a largo plazo, daño por instalación, deterioro a través del tiempo y deformaciones tolerables, pero no toma en cuenta un factor de seguridad.

La carga permisible asignada para materiales reforzados deberá incluir un factor de seguridad, que queda establecido por la siguiente ecuación

$$T_{all} = \frac{T_{lim}}{F_R} \quad (2.5)$$

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Donde T_{all} es la fuerza de reforzamiento a largo plazo ($\frac{F}{L}$) y F_R es el factor de seguridad para la fuerza de reforzamiento. El valor de F_R podría reflejar el grado de incertidumbre que envuelve la estimación de cargas que el reforzamiento podría proporcionar y las consecuencias de la falla. En la tabla 2.3 Se recomiendan valores de F_R .

Tabla 2.3 Valores recomendados de F_R .

Consecuencias de falla	Variabilidad en T_{lim} y la carga de reforzamiento	Valores apropiados de F_R
<i>Mínimo</i>	<i>Pequeña</i>	<i>1.5</i>
<i>Mínimo</i>	<i>Grande</i>	<i>2.0</i>
<i>Grande</i>	<i>Pequeña</i>	<i>2.0</i>

Para el caso de terraplenes sobre suelos blandos el reforzamiento se realiza cercano a la base del mismo y este es utilizado para mejorar la estabilidad.

Con el reforzamiento por debajo del terraplén, los taludes pueden construirse con más escarpe, tal como un terraplén sobre un suelo firme. El volumen del terraplén y la carga total impuesta en la cimentación puede ser reducida y la altura puede aumentar.

Existen tres modos de falla potenciales de terraplenes reforzados sobre suelos blandos. Estos modos de falla son mostrados en la figura 2.4.

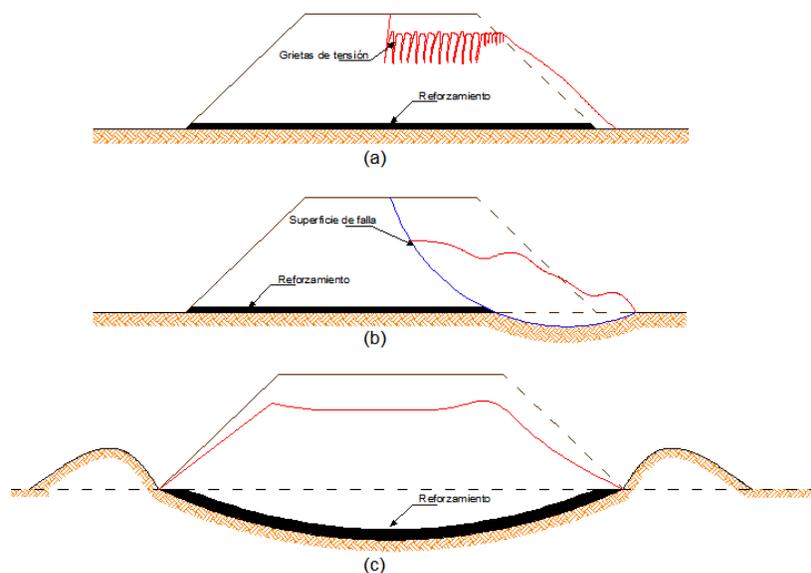


Figura 2.4 Modos de falla potencial de terraplenes reforzados: (a) deslizamiento del bloque externo a través del reforzamiento con desplome de la cresta; (b) Falla de la cimentación con deslizamiento i a través del terraplén; (c) Alargamiento excesivo del reforzamiento

La figura 2.4a muestra el deslizamiento de un terraplén por encima del reforzamiento. Este modo de falla es característico si la interfaz del ángulo de fricción entre el terraplén y el reforzamiento es baja, como lo es el reforzamiento con geotextiles. Pueden realizarse análisis extensos para determinar la seguridad del terraplén respecto a este modo de falla.

La figura 2.4b muestra la superficie de corte a través del refuerzo y el suelo blando. Este modo de falla puede ocurrir únicamente si el reforzamiento sufre una ruptura o se mueve. La seguridad respecto a este modo de falla puede ser evaluada usando superficies de falla circulares o no circulares, incluyendo las fuerzas de reforzamiento.

La figura 2.4c muestra grandes asentamientos del terraplén, resultante del alargamiento excesivo del reforzamiento. Este modo de falla ocurre si la deformación en el reforzamiento necesario o estipulado corresponde a un cambio de la carga de reforzamiento demasiado grande.

2.5 CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN TERRAPLENES

La determinación de los hundimientos y presiones de contacto entre el terraplén desplantado en un suelo compresible, requiere que se tenga en cuenta las propiedades carga-deformación verticales del terraplén y el suelo (figura 2.5).

La transferencia de cargas de un terraplén al suelo que le proporciona soporte, produce un asentamiento de la superficie del terreno debajo y adyacente a dicha estructura, por lo que cuando un estrato de suelo saturado y compresible se somete a un cambio en el estado de esfuerzos, la presión de poro aumenta repentinamente. En suelos finos saturados la disipación puede tomar un tiempo considerable, donde independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo, la disipación de la presión de poro, se puede originar un cambio de volumen y por tanto, el asentamiento correspondiente.



Figura 2.5 Configuración típica de estratos de suelo bajo un terraplén

2.5.1 EFECTO DE LOS ASENTAMIENTOS

La compresión generada por la consolidación primaria y secundaria puede continuar mucho después de que el terraplén sea construido (asentamiento post-construcción) y este representa el asentamiento de mayor interés para el diseño y construcción del terraplén. El asentamiento post-construcción puede dañar estructuras cercanas al terraplén, sobre todo si estas están sobre cimentaciones no manifiestan asentamientos considerables o asentamientos diferenciales.

Si se permite que la consolidación primaria se produzca antes de construir estructuras que de otra manera se verían afectados por el asentamiento, el impacto es mitigado mínimamente. Sin embargo, puede tardar semanas o años para que el asentamiento primario haya terminado y que la compresión secundaria de suelos orgánicos puede continuar por décadas. Muchas construcciones proyectadas no pueden absorber los impactos previstos asociados con la consolidación primaria y / o compresión

secundaria. Por lo tanto, estimar el tiempo en que se producirán los asentamientos es de gran importancia como lo es estimar la magnitud de los asentamientos.

Se deberá establecer los criterios de asentamientos así como la tolerancia de las estructuras en asentamientos diferenciales que se verán afectados por el asentamiento del terraplén. El movimiento lateral (es decir, compresión lateral) causada por el asentamiento terraplén y su efecto en estructuras adyacentes. Si las estructuras o los servicios públicos no se ven afectados por el asentamiento del terraplén, los criterios de asentamiento serán regidos por las necesidades de mantenimiento a largo plazo de la superficie de la carretera. En ese caso, los criterios de asentamientos se establecerán considerando el efecto del asentamiento diferencial sobre la vida del pavimento y la textura de la superficie.

2.5.2 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

La figura 2.6 muestra la historia de asentamientos de un suelo, donde se puede apreciar que existen tres componentes del asentamiento las cuales difieren en magnitud, pero si reconocemos que la escala de tiempo y magnitudes relativas de los tres componentes pueden diferir en orden de magnitud para diferentes tipos de suelos.

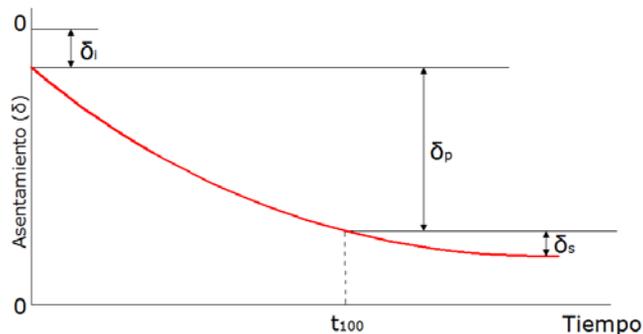


Figura 2.6. Historia del asentamiento en un punto en el terraplén (Winterkorn y Fang, 1975)

El asentamiento total de un terraplén en un suelo blando saturado (δ) se puede expresar:

$$\delta = \delta_i + \delta_p + \delta_s \quad (2.6)$$

En donde:

δ_i : Asentamiento inmediato (elástico) o asentamiento distorsional.

δ_p : Asentamiento por consolidación primaria

δ_s : Asentamiento por consolidación secundaria

2.5.2.1 ELÁSTICO O INMEDIATO

Aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido a que existen un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos que resultan de interés para la práctica profesional.

En el caso de un suelo blando saturado, al ser sometidos a carga se inducen tanto deformaciones distorsionales como volumétricas. Debido a que el tiempo que se requiere para que se lleve a cabo la deformación volumétrica es grande, el asentamiento inmediato es de naturaleza distorsional.

Por definición, el asentamiento elástico inmediato toma lugar sin disipación de presión de poro. Consecuentemente es posible medir las propiedades relevantes de la arcilla en una prueba triaxial no drenada.

La teoría de la Elasticidad permite resolver muchos problemas de deformación bajo muy diversas condiciones del medio elástico siempre y cuando se hagan respecto a una hipótesis de comportamiento de tipo simplificadorio. De acuerdo a la teoría de la elasticidad (Ley de Hooke) el asentamiento de un área cargada está dado por la expresión clásica:

$$\delta_i = \frac{\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} (\Delta z_o) \quad (2.7)$$

Donde:

σ_z, σ_x y σ_y =Esfuerzo normal vertical en el eje correspondiente (figura 2.6)

v = Relación de Poisson

E_u = Módulo de elasticidad del suelo no drenado

Δz_o =Espesor inicial del estrato

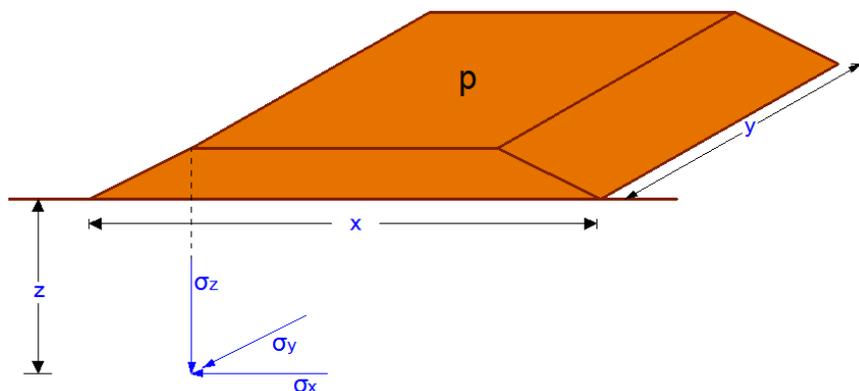


Figura 2.7. Esfuerzos normales producidos bajo un terraplén cargado

La magnitud del cálculo de los asentamientos elásticos depende directamente de los valores de los parámetros elásticos del suelo, como lo son el módulo de elasticidad E y la relación de Poisson (ν).

Debido a que los suelos cohesivos son materiales elásticamente no lineales, el objetivo de la evaluación de los parámetros elásticos es determinar valores de estos, para que al ser sustituidos en la ecuación apropiada proporcionen una correcta determinación del asentamiento distorsional inicial.

Para suelos saturados el volumen no cambia así como tampoco existe disipación de presión de poro. A pesar de que esta suposición puede no ser correcta, la magnitud del cálculo del asentamiento no es sensible a pequeños cambios en la relación de Poisson (Winterkorn y Fang, 1975).

Para condiciones no drenadas, $\nu = 0.50$ y E_u es usualmente obtenido a partir de pruebas triaxiales no drenadas UU. Para estratos razonablemente homogéneos, E_u se considera constante, aunque éste sí aumenta con la profundidad. Para estratos de espesor mayor a 3 m, es conveniente dividir dicha capa en una serie de subcapas, asignando a cada una de ellas las adecuadas propiedades de la capa de suelo en cuestión.

Los parámetros elásticos también se pueden obtener de tablas. En la tabla 2.4 se listan valores típicos del módulo de deformación E para diferentes tipos de suelos.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 2.4. Valores típicos para el parámetro elástico E (Bowles, 1996)

Suelo	E, MPa
Arcilla	
Muy suave	2-15
Suave	5-25
Media	15-50
Dura	50-100
Arenosa	25-250
Till glacial	
Suelto	10-150
Densa	150-720
Muy densa	500-1,440
Loess	15-60
Arena	
Limosa	5-20
Suelta	10-25
Densa	50-81
Arena y grava	
Suelta	50-150
Densa	100-200
Pizarra	150-5,000
Limo	2-20

2.5.2.2 CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Se conoce como consolidación al proceso de disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por el aumento de cargas sobre el suelo. Generalmente este proceso va acompañado por la salida de agua de los vacíos del suelo (Juárez y Rico, 1976)

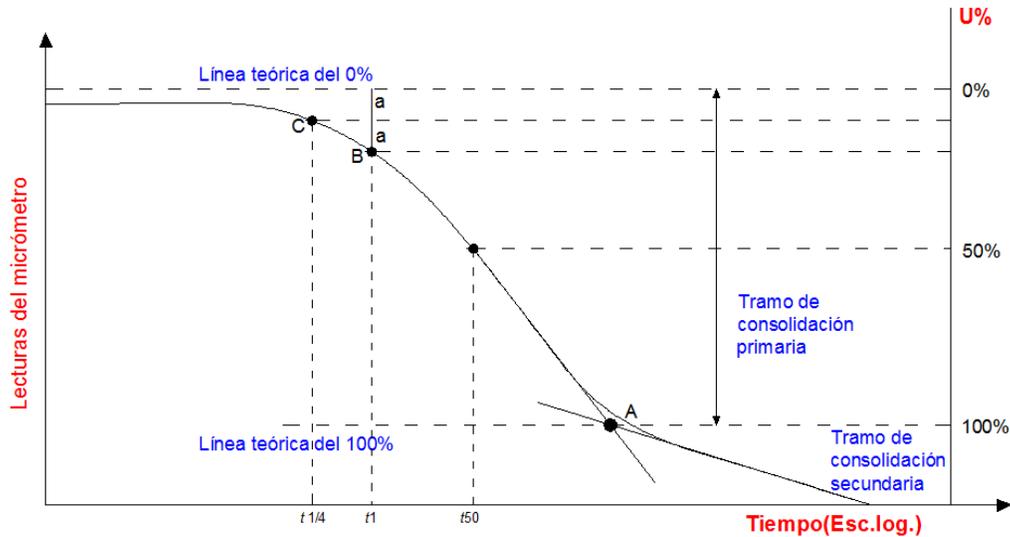


Figura 2.8. Curva de consolidación (Juárez y Rico, 1976)

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado se presenta una deformación a largo plazo, debida al fenómeno de consolidación del suelo (figura 2.8).

Para la estimación de la deformación por consolidación primaria en una arcilla preconsolidada, se usa la siguiente ecuación constitutiva

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{d\sigma_z/p_a}{[(p_{veo} + \sigma_z)/p_a]^s} \quad (2.8)$$

En arcillas preconsolidadas el coeficiente $s \approx 1$. La ecuación 2.8 queda

$$\frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = -\frac{1}{A} \frac{d\Delta z}{p_{veo} + \sigma_z} \quad (2.9)$$

Donde el confinamiento inicial vertical p_{veo} está dado por

$$p_{veo} = p_{cie} + p_{vo}' \quad (2.10)$$

Donde p_{cie} es la presión de confinamiento equivalente a la cementación del suelo (en caso que la hubiera), y p_{vo}' es la presión normal vertical efectiva inicial sobre el elemento.

Integrando la ecuación 2.8, al aumentar el esfuerzo de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor de Δz_0 a Δz_f . Por lo tanto, integrando de Δz_0 a Δz_f el primer término y de 0 a σ_z el segundo miembro:

$$\int \Delta z_0 \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = \int -\frac{1}{A} \frac{d\sigma_z}{p_{ve} + \sigma_z}$$

$$\frac{\Delta z_f}{\Delta z_0} = \frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \quad (2.11)$$

$$\delta_p = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ve}} \right)^{\left(-\frac{1}{A} \right)} \right] \Delta z_0 \quad (2.12)$$

La ecuación 2.12 permite calcular la deformación $\Delta \delta_p$, en compresión confinada, de un elemento de suelo de espesor Δz_0 , sometido a un incremento de esfuerzo vertical σ_z . Donde el módulo de rigidez A lo obtenemos, despejándolo de la ecuación 2.12.

$$A = -\frac{\log \left[\frac{p_{veo} - \sigma_z}{p_{veo}} \right]}{\log \left[1 - \frac{\Delta \delta_p}{\Delta z_0} \right]} \quad (2.13)$$

Por otra parte, es usual calcular la relación de vacíos en una prueba de consolidación. En la figura 2.9 se exhibe una curva de compresibilidad de una arcilla preconsolidada.

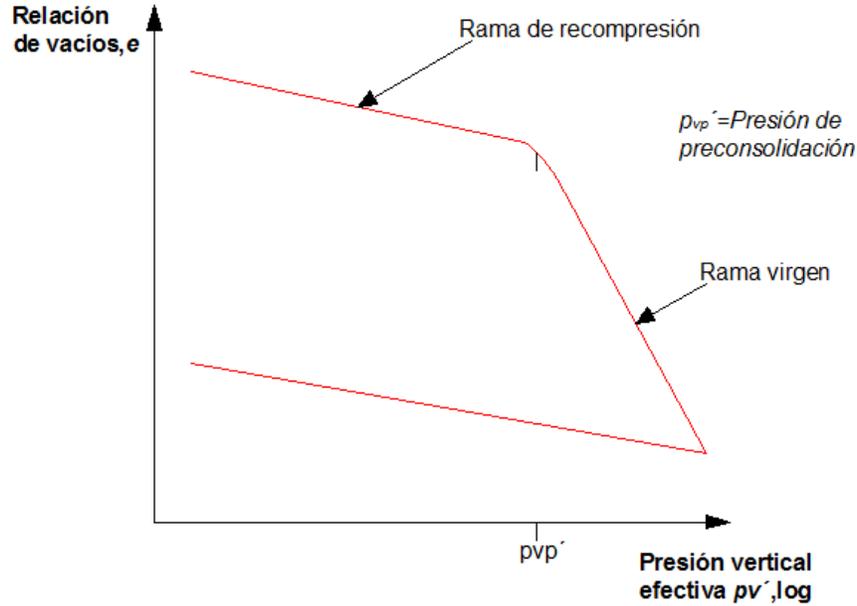


Figura 2.9. Curva de compresibilidad para arcillas preconsolidadas

El módulo A se puede obtener en función de dicha relación de vacíos, de la siguiente forma

$$\Delta\delta_p = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \Delta z_0 = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \Delta z_0$$

$$1 - \frac{\Delta\delta_p}{\Delta z_0} = \frac{1 + e_f}{1 + e_0} \tag{2.14}$$

Si, como es común en arcillas preconsolidadas la presión equivalente debida a la cementación entre partículas es cercana a cero: $p_{cie} \approx 0$, la presión $p_{veo} \approx p_{vo}'$. Tomando en cuenta además la ecuación 2.14 en la ecuación 2.13, el módulo A queda

$$A = - \frac{\log\left(\frac{p_{vf}'}{p_{vo}'}\right)}{\log\left(\frac{1 + e_f}{1 + e_0}\right)} \tag{2.15}$$

La expresión 2.15 se puede usar para determinar el módulo de rigidez en la rama de recompresión (Figura 2.7), A_s' . En efecto sean $P_1(p_{v1}', e_1)$ y $P_2(p_{v2}', e_2)$ dos puntos en dicha rama ($p_{v2}' > p_{v1}'$), entonces

$$A_s' = - \frac{\log\left(\frac{p_{v2}'}{p_{v1}'}\right)}{\log\left(\frac{1 + e_2}{1 + e_1}\right)} \tag{2.16}$$

Un procedimiento similar se usa para obtener el módulo de rigidez en la rama virgen, A_s' .

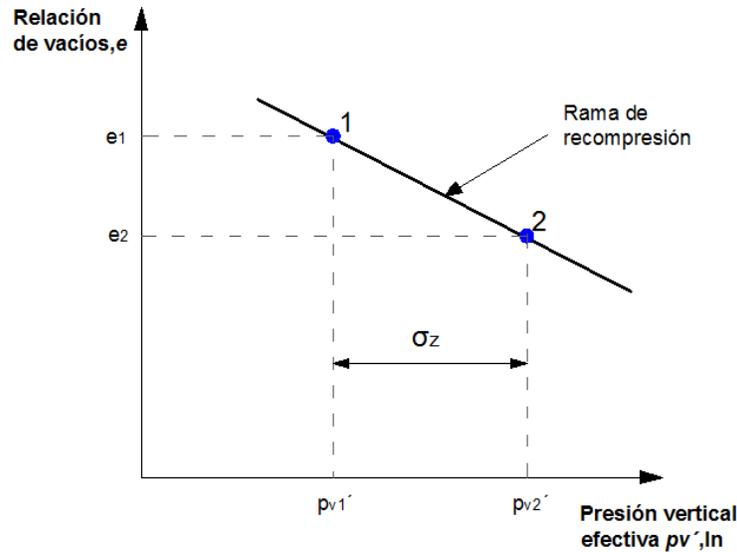


Figura 2.10 Curva de compresibilidad para una arcilla preconsolidada para la determinación del módulo A_s'

Skempton y Bjerrum (1957) consideran que las magnitudes de las deformaciones obtenidas a partir de resultados de una prueba de consolidación unidimensional pueden ser diferentes a las deformaciones sufridas por una obra en el sitio, dependiendo esta diferencia de la relación entre el incremento de esfuerzo desviador en el campo y el incremento del esfuerzo desviador en una prueba de consolidación unidimensional. Se presenta la forma de estimar esta diferencia.

La deformación en consolidación unidimensional vale

$$\Delta\delta_{Pcon} = m_v(\Delta z_0)\sigma_z$$

Siendo m_v el coeficiente de compresibilidad volumétrica del suelo. En el consolidómetro el incremento de presión de poro, en el momento de aplicarle la carga, $\Delta u_{Wcon} = \sigma_z$, por lo que

$$\Delta\delta_{Pcon} = m_v(\Delta z_0)\Delta u_{Wcon} \tag{2.17}$$

Por otra parte, el incremento de presión de poro en el campo es función del incremento de esfuerzo desviador, es decir

$$\Delta u_{Wcpo} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + A_{Ske} \left(\sigma_z - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) \quad (2.18)$$

Donde A_{Ske} es el coeficiente de presión de poro de Skempton (1953), cuyos valores, para condiciones de trabajo, se exhiben en la tabla 2.5

Tabla 2.5 Valores del coeficiente A_{Ske} en condiciones de trabajo (Skempton y Bjerrum, 1953)

Tipo de arcilla	A_{Ske}
<i>Arcilla blanda muy sensitiva</i>	> 1
<i>Arcilla normalmente consolidada</i>	$1/2$ a 1
<i>Arcilla preconsolidada</i>	$1/4$ a $1/2$
<i>Arcilla arenosa fuertemente preconsolidada</i>	0 a $1/4$

Skempton y Bjerrum consideran que el asentamiento en el campo se puede calcular con la ecuación 2.17, sustituyendo el incremento de presión de poro en el sitio, es decir

$$\Delta \delta_{Pcon} = m_v (\Delta z_0) \Delta u_{Wcpo} \quad (2.19)$$

Dividiendo miembro a miembro las ecuaciones 2.19 y 2.22

$$\frac{\Delta \delta_{Pcpo}}{\Delta \delta_{Pcon}} = \frac{\Delta u_{Wcpo}}{\Delta u_{Wcon}} = \frac{A_{Ske} \sigma_z + \frac{(1-A_{Ske})(\sigma_x + \sigma_y)}{2}}{\sigma_z} = \mu \leq 1 \quad (2.20)$$

Ósea

$$\Delta \delta_{Pcpo} = \mu \Delta \delta_{Pcon} \quad (2.21)$$

Donde

$$\Delta \delta_{Pcon} = \left[1 - \left(\frac{p_{veo} + \sigma_z}{p_{veo}} \right)^{-\frac{1}{A_s'}} \right] \Delta z_0 \quad (2.22)$$

Para el fenómeno secundario no es necesario hacer esta corrección.

2.3.2.3 CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Consideremos el modelo de viscosidad intergranular de la figura 2.11 (unidad Z; Zeevaert, 1986), que consiste en un amortiguador N con coeficiente de fluidez φ_N y otro amortiguador 2 cuya fluidez disminuye con el tiempo.

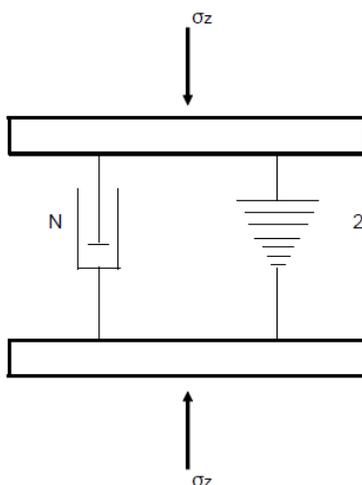


Figura 2.11. Modelo reológico de viscosidad intergranular de Zeevaert

En el amortiguador N

$$\varepsilon_N = \varphi_N \sigma_N \quad (2.23)$$

En el amortiguador 2

$$\varepsilon_2 = \frac{a}{b+t} \sigma_2 \quad (2.24)$$

Por equilibrio

$$\sigma_z = \sigma_N + \sigma_2 \quad (2.25)$$

Como los amortiguadores están en paralelo

$$\varepsilon_s = \varepsilon_N = \varepsilon_2 \quad (2.26)$$

Sustituyendo en la ecuación 2.25

$$\sigma_z = \left(\frac{1}{\varphi_N}\right) \varepsilon_N + \left[\frac{b+t}{a}\right] \varepsilon_2$$

$$\sigma_z = \left[\left(\frac{1}{\varphi_N}\right) + \left[\frac{b+t}{a}\right]\right] \varepsilon_{st}$$

$$\varepsilon_s = \frac{a}{\frac{a}{\varphi_N} + b + t} \sigma_z \quad (2.27)$$

Considerando $\sigma_z = \text{constante}$, integramos la ecuación (2.27)

$$\varepsilon_s = a \sigma_z \ln(b + t + \frac{a}{\varphi_N}) \Big|_0^t$$

$$\varepsilon_s = a \sigma_z \ln\left(\frac{b+t+\frac{a}{\varphi_N}}{b+\frac{a}{\varphi_N}}\right) \quad (2.28)$$

En el modelo de Newton, de acuerdo con las ecuaciones 2.24 y 2.26

$$\sigma_N = \left(\frac{1}{\varphi_N}\right) \varepsilon_s = \frac{\frac{a}{\varphi_N}}{\frac{a}{\varphi_N} + b + t} \sigma_z$$

Para $t = 0 \rightarrow \sigma_N = \sigma_z$, de donde $b=0$

Remplazando en la ecuación 2.28

$$\varepsilon_s = a \sigma_z \ln\left(\frac{t+\frac{a}{\varphi_N}}{\frac{a}{\varphi_N}}\right) \quad (2.29)$$

Por otra parte $\ln x = 2.3 \log_{10} x = 2.3 \log x$

Tomando en cuenta un gran número de modelos Z en serie

$$\varepsilon_s = 2.31 \bar{a} \sigma_z \log \left[1 + \left(\frac{\varphi_N}{\bar{a}}\right) t\right] \quad (2.30)$$

Pero

$$\varepsilon_s = \frac{\delta_s}{\Delta Z_0}$$

Por lo tanto

$$\delta_s = 2.31 \bar{a} (\Delta Z_0) \sigma_z \log \left[1 + \left(\frac{\bar{\varphi}_N}{\bar{a}} \right) t \right] \quad (2.31)$$

$$\delta_s = C_t \log(1 + \lambda t) \quad (2.32)$$

Siendo

$$C_t = 2.31 \bar{a} (\Delta Z_0) \sigma_z$$

$$\lambda = \frac{\bar{\varphi}_N}{\bar{a}}$$

La ecuación 2.32 la podemos poner de la siguiente forma

$$\delta_s = C_t \log \left(1 + \frac{\bar{\varphi}_N}{\bar{a}} \frac{C_v}{(\Delta Z_e)^2} \frac{(\Delta Z_e)^2}{C_v} t \right)$$

Pero

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta Z_e)^2}$$

$$\delta_s = C_t \log \left(1 + \frac{\bar{\varphi}_N (\Delta Z_e)^2}{\bar{a} C_v} T \right)$$

Pero

$$\xi = \frac{\bar{\varphi}_N (\Delta Z_e)^2}{\bar{a} C_v}$$

Por lo tanto

$$\delta_s = C_t \log(1 + \xi T) \quad (2.33)$$

Donde:

$$T = \frac{c_v t}{H_{ef}^2}$$

Por lo que la deformación por consolidación secundaria

$$c_t = \left[1 - \left(\frac{p_{veo} + \sigma_z}{p_{veo}} \right)^{-\frac{1}{A_{cs}}} \right] \Delta z_0 \quad (2.34)$$

El módulo A_{cs} vale (considerando $p_{cle} = 0$):

$$A_{cs} = \frac{\ln\left(\frac{p_{vo}' + \sigma_z}{p_{vo}'}\right)}{\ln\left(\frac{1 - c_t}{\Delta z_0}\right)} \quad (2.35)$$

Por lo que el asentamiento total de un terraplén en un suelo blando saturado (δ) se puede expresar como:

$$\delta = \frac{\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} (\Delta z_0) + (\Delta \delta_{pcpo} U) + C_t \log(1 + \xi T) \quad (2.36)$$

El valor aceptable de asentamientos y factores de seguridad mínimos requeridos dependen de la función de la estructura. En el caso de asentamientos en terraplenes, la alta compresibilidad del suelo blando hace que sea difícil garantizar que las deformaciones estarán dentro de los límites aceptables, que tienen que estar definidos para tener en cuenta en la vida de diseño del terraplén. Entender la influencia de las propiedades del suelo y sus características fundamentales en la consolidación primaria y secundaria es crucial para determinar el estado límite de servicio de diseño.

2.6 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

La determinación del incremento de esfuerzos en una masa de suelo debido a cargas superficiales es una labor fundamental en el cálculo de asentamientos, esta se deberá de determinar en el punto medio del estrato que está siendo evaluado. Es bastante conservador asumir que el incremento de esfuerzos verticales a cierta profundidad es igual a la presión de carga colocada por el terraplén en la superficie. En resumen, la presión aplicada en la superficie y otros factores influyen en la distribución de esfuerzos como la geometría (largo y ancho) del terraplén, inclinación de los taludes

laterales del terraplén, profundidad debajo de la superficie del estrato que está siendo evaluado y la distancia horizontal y vertical del centro de la carga al punto en estudio. Existen diferentes métodos disponibles para determinar la distribución de esfuerzos.

2.6.1 MÉTODO SIMPLE 2V:1H

Tal vez, el enfoque más simple para estimar la distribución de esfuerzos a cierta profundidad es usando el método 2V:1H (vertical a horizontal). Este enfoque empírico está basado en que el área cargada incrementa geoméricamente con la profundidad como lo muestra la figura 2.12. Se asume que la carga vertical cubre mucha más área en la profundidad y por tanto los esfuerzos disminuyen.

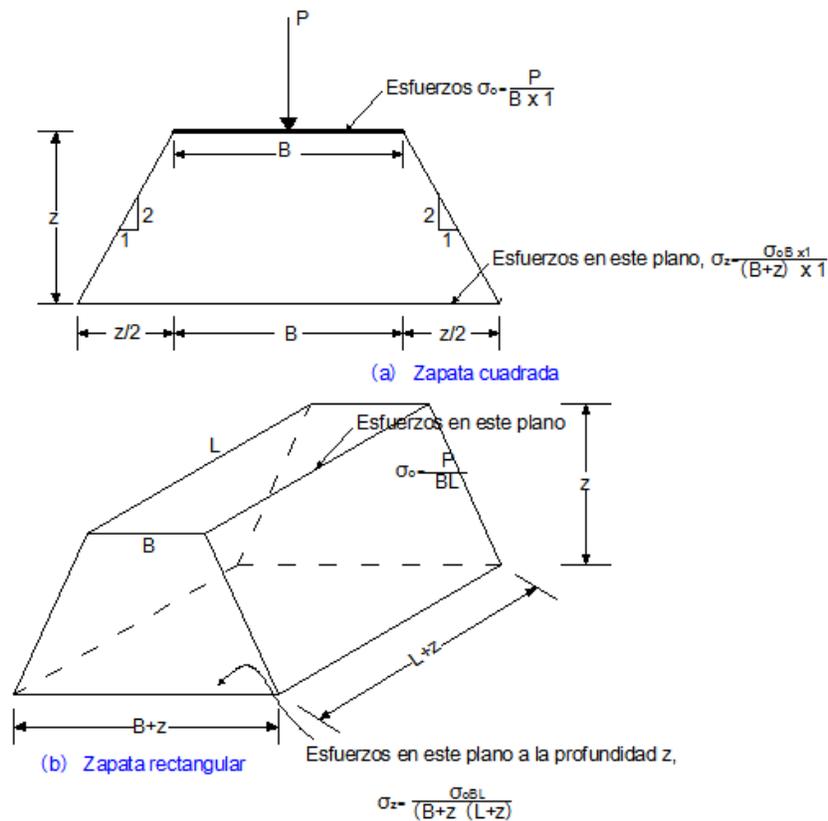


Figura 2.12 Método 2V:1H para determinar el incremento de esfuerzo vertical en función de la profundidad (Holtz y Kovacs, 1981)

2.6.2 CARTAS EMPÍRICAS

Las ecuaciones de la teoría elástica han sido transformadas en cartas y tablas para escenarios de carga típicos, tales como bajo un terraplén. Las cartas para evaluar un terraplén cargado son las mostradas en la figura 2.13 y 2.14.

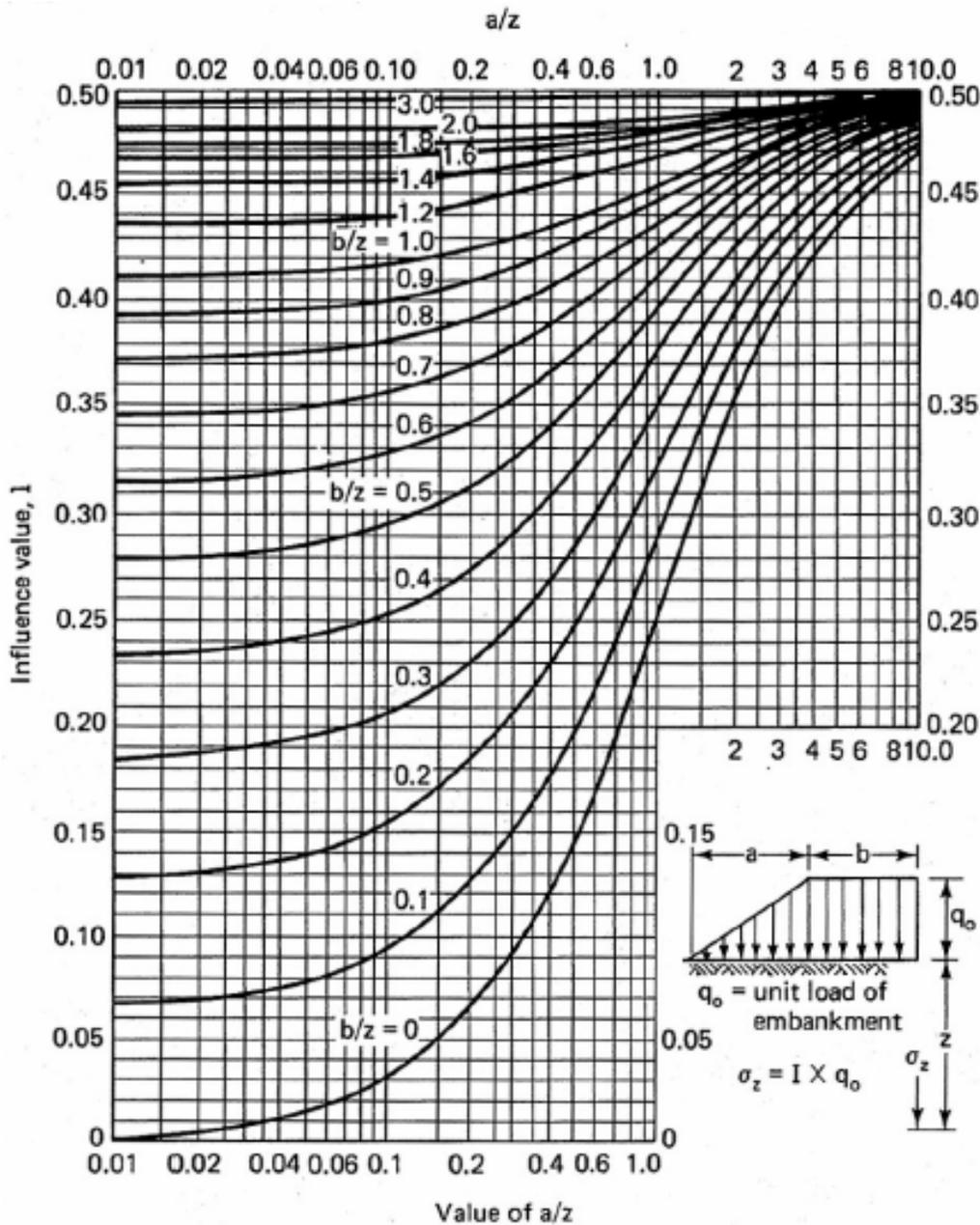


Figura 2.13 Factores de influencia para esfuerzos verticales bajo un terraplén de longitud infinita

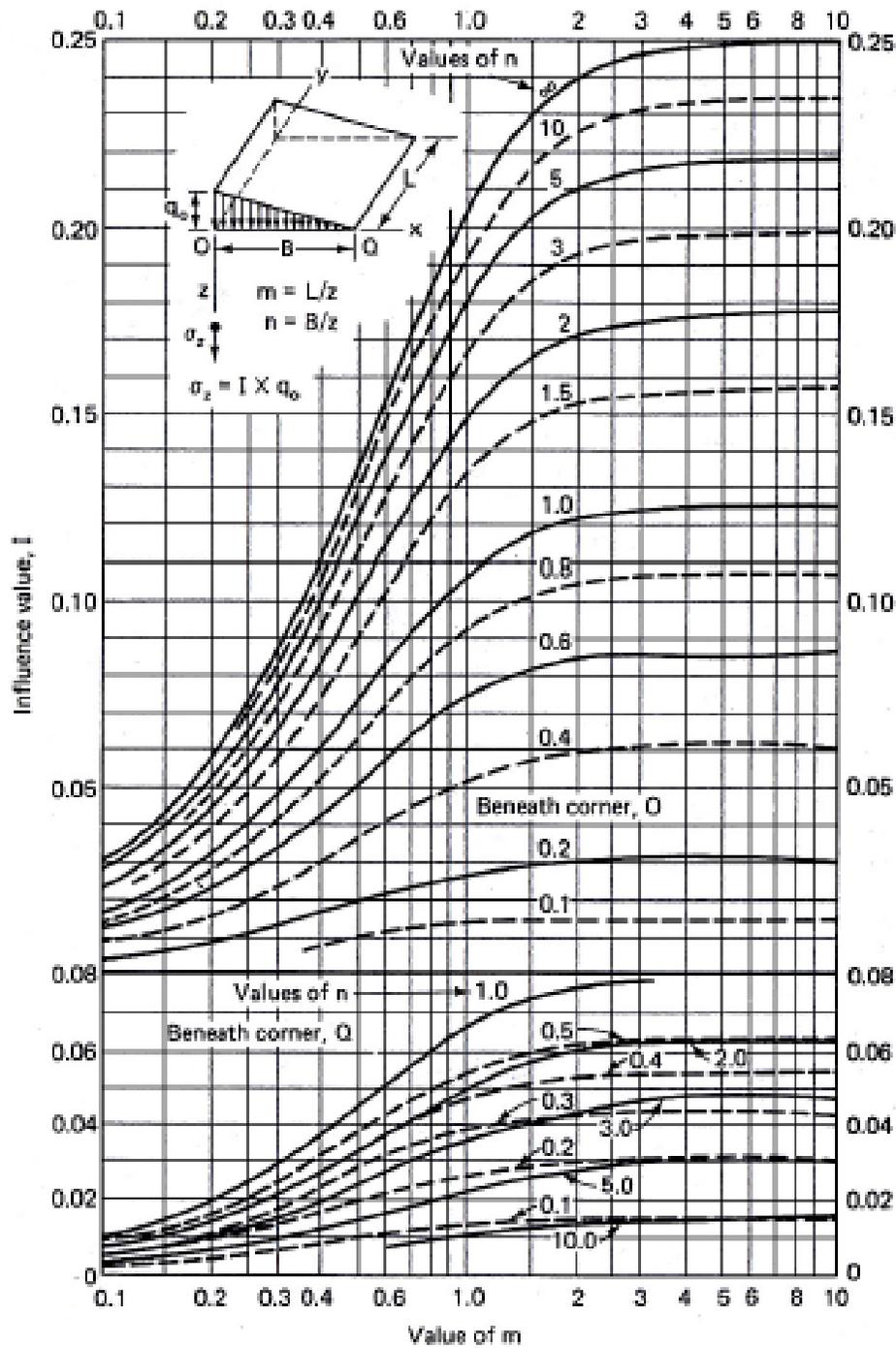


Figura 2.14. Valores de influencia para esfuerzos verticales bajo esquinas de una carga triangular de longitud limitada

2.6.3 TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

Diversos autores han recopilado soluciones obtenidas a partir de la teoría de la elasticidad, tales como Jürgenson (1934), Gray (1936), Newmark (1940), Poulos y Davis (1974). En el caso de terraplenes, una de estas soluciones es la obtenida por Carothers, la cual considera una porción del terraplén limitada en uno de sus extremos por un plano vertical.

Analizando un punto al centro del terraplén, basta con considerar una porción que represente la mitad del mismo, y multiplicar el esfuerzo obtenido por dos para tomar en cuenta el efecto del terraplén completo.

Para estimar esta distribución, en esta tesis se hará uso de las ecuaciones de la teoría de Carothers (Figura 2.15) para la determinación de los esfuerzos σ_z y σ_x , así como la teoría de Dashkó y Kagán (Citados por Deméneghi et al, 2003) para σ_y , con los siguientes supuestos:

- La capa compresible es homogénea y con un espesor determinado
- El esfuerzo cortante es igual a cero entre la capa compresible y el sub-estrato de grava arcillosa

En donde el cálculo de los esfuerzos normales se realiza como sigue:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \quad (2.37)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{2z}{a} \ln \frac{r_0}{r_1} + \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right] \quad (2.38)$$

$$\sigma_y = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)B} - \tan^{-1} \frac{zB}{xy} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{xB}{yz} \right) \right] \quad (2.39)$$

2.7 EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN TERRAPLÉN SOBRE SUELO BLANDO

En las siguientes páginas se presenta la revisión geotécnica de un terraplén desplantado sobre un suelo blando preconsolidado totalmente saturado. En la figura 2.15 se muestra la sección transversal del terraplén, así como los estratos de suelo subyacente. En la figura 2.16 se muestra el perfil estratigráfico del suelo así como sus propiedades. En la tabla 2.6 se resumen las principales características de cada uno de los estratos.

Se llevará a cabo el análisis de estabilidad, la distribución de esfuerzos a través de la masa de suelo, así como la revisión del estado límite de falla y servicio, con lo que es posible determinar la capacidad de carga y asentamientos probables en el terraplén.

El cuerpo del terraplén está compuesto por una grava bien graduada con arenas con un peso volumétrico $\gamma = 20.5 \text{ kN}/\text{m}^3$, cohesión $c = 40 \text{ kPa}$ y un ángulo de fricción interna $\phi = 38^\circ$.

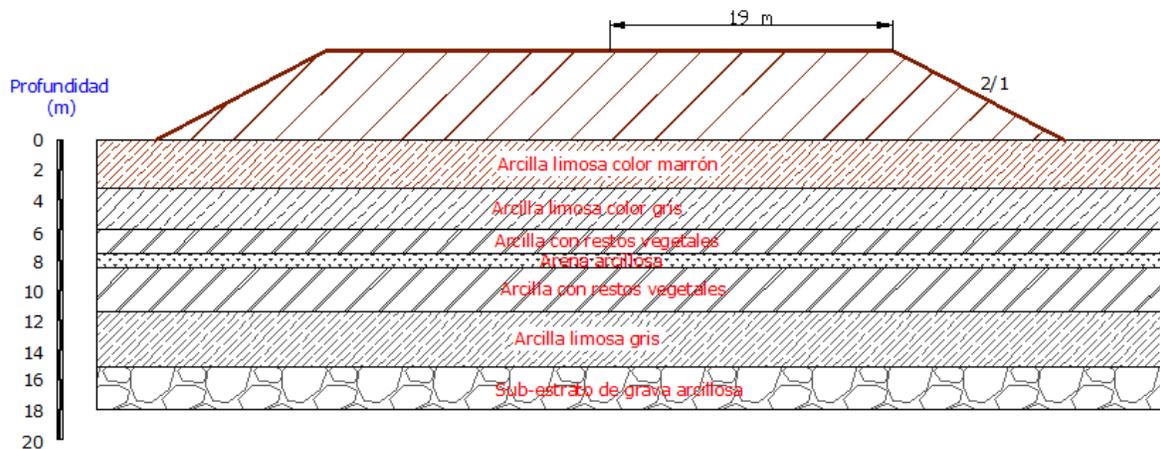
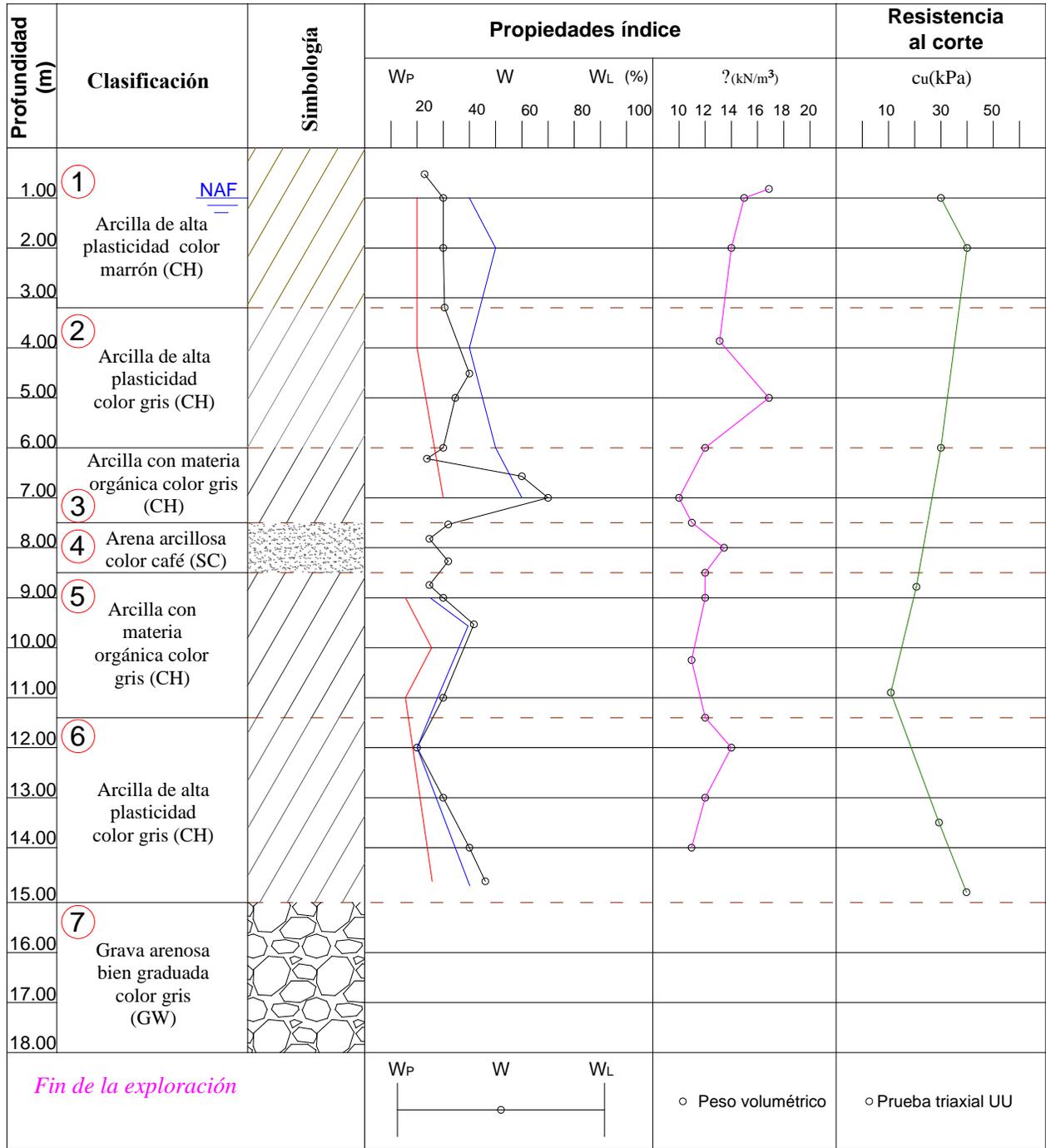


Figura 2.15. Sección transversal en el terraplén



2.16 Perfil estratigráfico

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 2.6. Principales características de los estratos de suelo

<i>Estrato</i>	<i>w</i> (%)	<i>w_L</i> (%)	<i>I_p</i> (%)	γ $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	<i>e_o</i>	<i>c' - φ'</i> (kPa)(°)	<i>E_u</i> (kPa)	<i>v</i>	<i>p_{vc'}</i> (kPa)	<i>OCR</i>
1	30	41	20	15.3	0.80	22-25	2,200	0.48	110	5.35
2	38	46	22	13.2	1.10	0-34	2,100	0.49	130	3.81
3	50 a 120	60	28	-	2.47	11-31	3,000	0.48	115	2.76
4	34	34	13	14.3	1.00	2-36	3,100	0.47	105	2.23
5	44	44	26	12.6	1.30	11-31	2,700	0.48	160	2.85
6	31	27	7	14.9	0.80	25-32	2,500	0.42	180	2.50

Para fines de cálculo se harán las siguientes suposiciones:

La sobrecarga que el terraplén transmite al suelo de cimentación tomando en cuenta el tráfico y el peso mismo del terraplén.

El estrato de grava arenosa bien graduada es incompresible, por lo tanto se tomará como basamento

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

La estabilidad será evaluada usando el enfoque de esfuerzos totales (o de resistencia no drenada), este se desarrollará usando los parámetros de resistencia al corte no drenado, expresados en términos de esfuerzos totales.

2.7.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

La estabilidad será evaluada usando el enfoque de esfuerzos totales (o de resistencia no drenada), este se desarrollará usando los parámetros de resistencia al corte no drenado, expresados en términos de esfuerzos totales.

Los métodos de cálculo para análisis de equilibrio límite considerados son: Fellenius Ordinario, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern Price. Los factores de seguridad obtenidos con estos métodos de análisis de estabilidad, empleando el programa de computo Rockscience, en su parte de análisis de taludes (Slide 6.0) son:

Tabla 2.7. Factores de seguridad mínimos obtenidos por métodos de equilibrio límite para el terraplén

Método de análisis	FS mínimo	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
		X	Y	
Fellenius ordinario	2.129	No	No	Si
Bishop simplificado	2.459	Si	No	Si
Janbu simplificado	2.273	Si	Si	No
Spencer	2.469	Si	Si	Si
Morgenstern Price	2.474	Si	Si	Si

Como se observa en la tabla 2.7 y con el fin de establecer comparativas equivalentes, se ha elegido a la solución de Spencer como la correcta, esto en base a que la literatura reconoce que dicho método cumple con el equilibrio de fuerzas como de momentos(aunque es necesario reconocer que el método de Morgenstern-Price,también lo cumple).

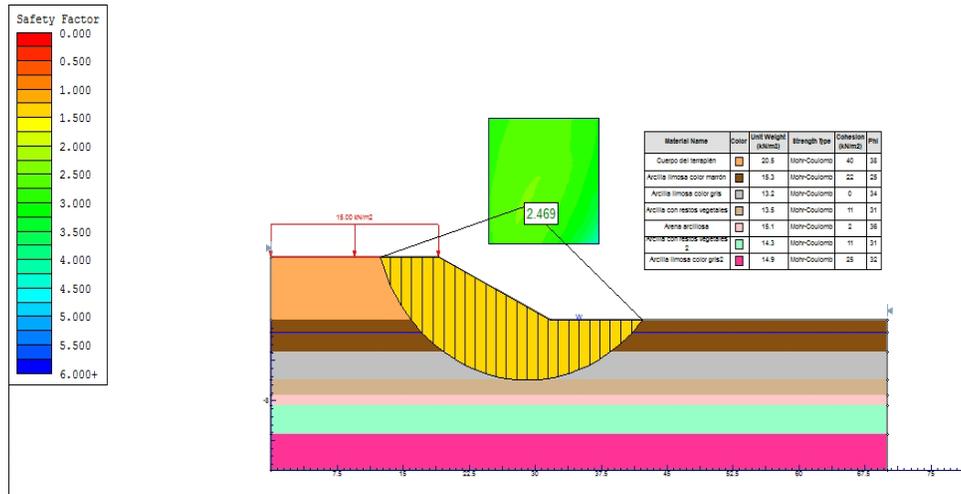


Figura 2.17. Análisis de estabilidad del terraplén

Siendo el FS >1.5 se considera que el terraplén es estable.

2.7.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

Los cálculos de distribución de esfuerzos se realizaron de acuerdo a las teorías de Carothers, Dashkó y Kagán. Para ello se aplicarán las expresiones anteriormente mencionadas. Se tomaron en cuenta tres puntos de interés, los cuales se encuentran al centro, hombro y pie del terraplén, los resultados de estos puntos se muestran en las siguientes figuras.

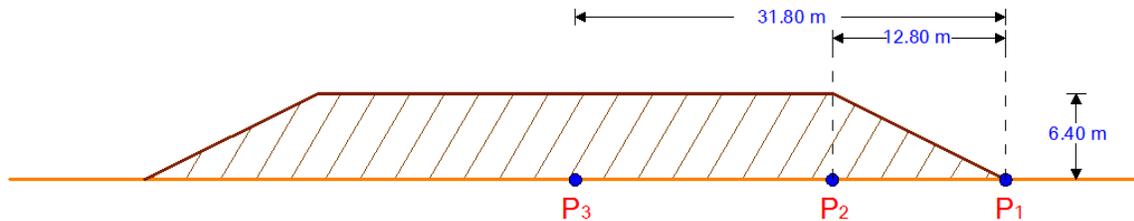


Figura 2.18. Puntos de estudio por debajo del terraplén

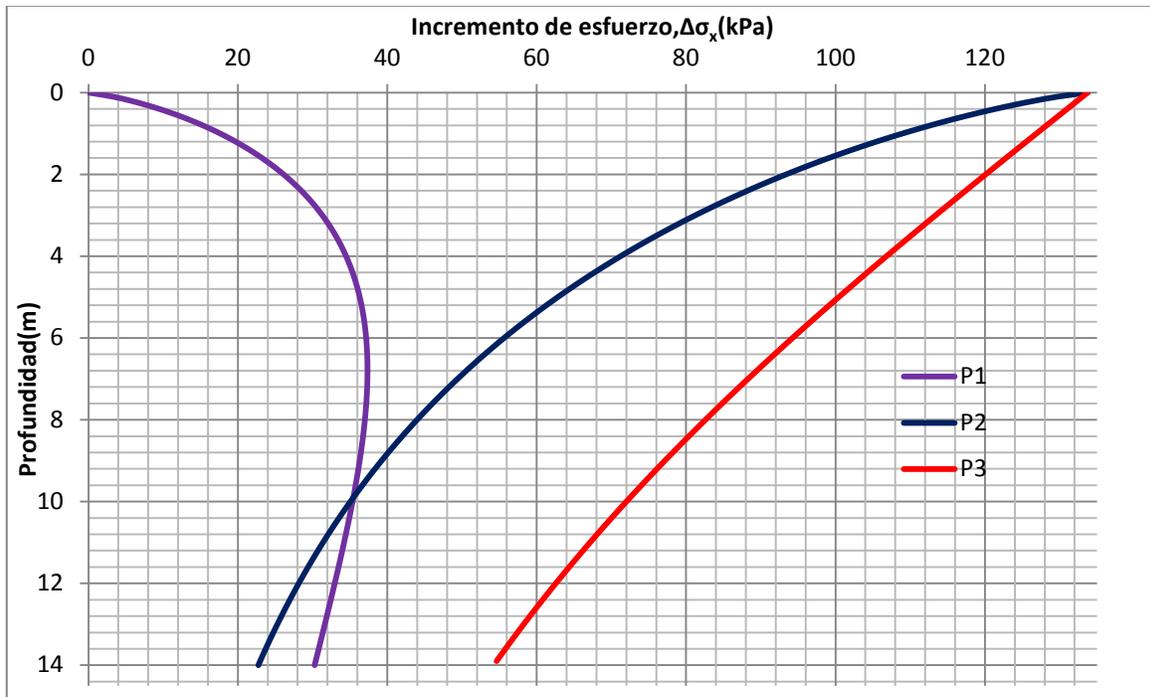


Figura 2.19. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_x$ en función de la profundidad

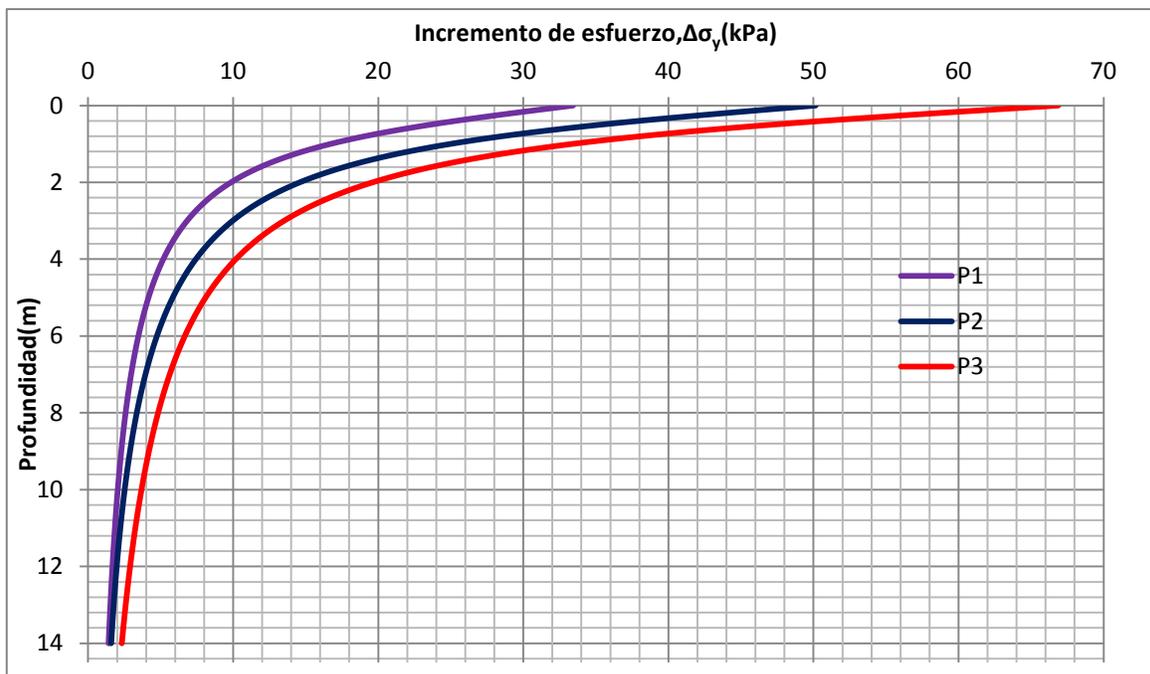


Figura 2.20. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_y$ en función de la profundidad

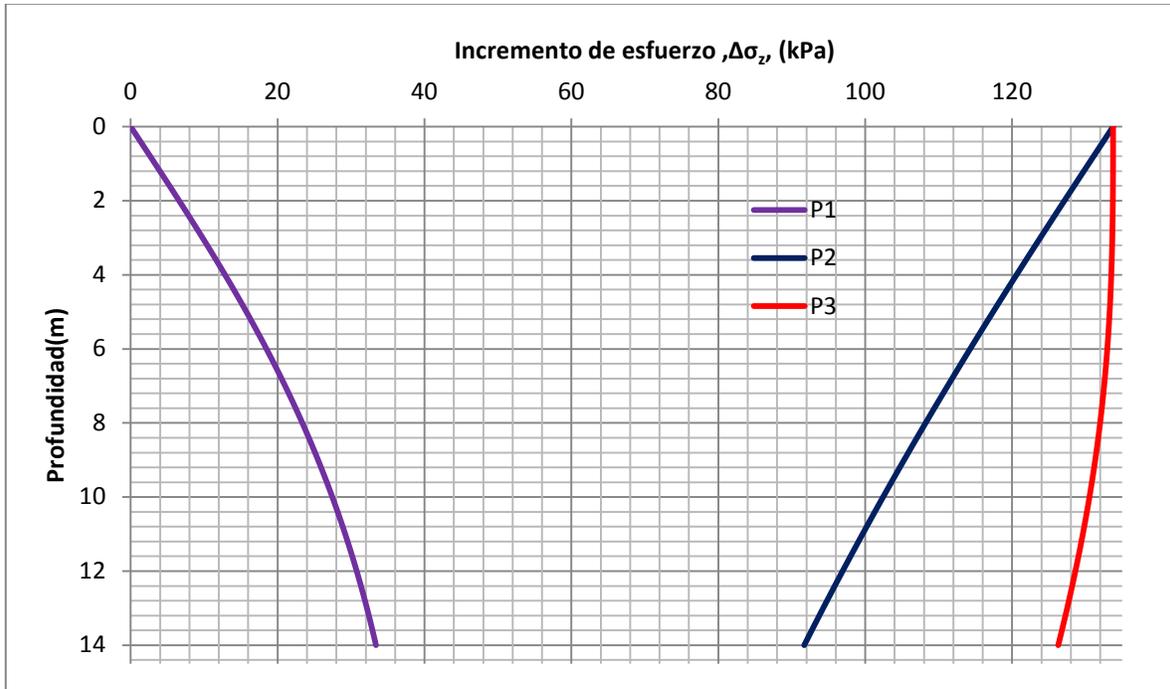


Figura 2.21. Variación de los esfuerzos por sobrecarga $\Delta\sigma_z$ en función de la profundidad

2.7.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA

La altura crítica de falla será calculada para el caso de terraplén sin reforzamiento. Se hace notar que la intensidad de la carga horizontal en la capa de suelo depende de la altura del terraplén, el proceso para encontrar la altura de falla es iterativo. Si la primera suposición de la altura es lejana a la altura de falla actual, el proceso de iteración no convergerá.

Para este caso, el valor del coeficiente de intensidad de carga horizontal χ es positivo, por lo que se tomará un valor de 0.40 como suposición para la primera iteración, donde $\frac{\xi t}{c_o} = 0.50$.

De la figura 2.3, con un valor $b/t = 2.106$, se tiene que $\bar{q}/c_o = 5.95 \therefore \bar{q} = 130.9 \text{ kPa}$

Sustituyendo en la ecuación 2.2, se obtiene la altura crítica para la primera iteración

$$H_c = 31.8 \text{ m} \tan 26.57^\circ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(130.9 \text{ kPa})}{31.8 \left(20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \tan 26.57^\circ}} \right) = 8.845 \text{ m}$$

Se sustituye el valor de H en la ecuación 2.4

$$\chi = \frac{20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (8.845 \text{ m})^2 (0.384) - 2(0)}{2(31.8 \text{ m})(22 \text{ kPa})} = 0.44$$

De la figura 2.3, con un valor $b/t = 2.106$, se tiene que $\bar{q}/c_o = 5.90 \therefore \bar{q} = 129.8 \text{ kPa}$

Sustituyendo en la ecuación 2.2, se obtiene la altura crítica para la segunda iteración

$$H_c = 31.8 \text{ m} \tan 26.57^\circ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(129.8 \text{ kPa})}{31.8 \left(20.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) \tan 26.57^\circ}} \right) = 8.725 \text{ m}$$

Procediendo análogamente en las siguientes iteraciones, se tiene que en la sexta iteración $\chi = 0.437 \approx 0.44$, la cual es igual al valor inicial de la quinta iteración. Por lo tanto, $H_c = 8.816 \text{ m}$ es la altura crítica de falla del terraplén sin refuerzo. Revisando el valor real del terraplén de 6.40 m, es menor a la altura crítica de falla, por lo tanto no fallará por capacidad de carga.

2.7.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

2.7.4.1 ASENTAMIENTO INMEDIATO

Suponiendo que el suelo se comporta como un sólido elástico, en el intervalo de incremento de esfuerzos aplicada a la misma, se puede calcular el asentamiento inmediato (δ_i) por la fórmula 2.2

$$\delta_i = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} (\Delta\sigma_z)$$

Donde de acuerdo a pruebas triaxiales UU se determinaron los módulos de elasticidad en cada uno de los estratos.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Nota: En el caso de asentamientos elásticos para la condición de suelos saturados, el volumen no cambia así como tampoco existe disipación de presión de poro. Como consecuencia $\nu = 0.50$.

En el estrato 3 al punto medio de esta capa (6.75 m), el aumento de esfuerzos son los siguientes

Tabla 2.8. Esfuerzos producidos en el suelo en el estrato 3

Parámetro	P1(kPa)	P2 (kPa)	P3 (kPa)
σ_x	37.350	51.177	90.044
σ_y	3.102	4.167	5.907
σ_z	20.281	112.129	132.663

Sustituyendo en la ecuación 2.2 para el punto 3 y tomando los valores de E_u de la tabla 2.4

$$\delta_i = \frac{132.663 \text{ kPa} - 0.50(90.044 \text{ kPa} + 5.907 \text{ kPa})}{3,000 \text{ kPa}} (1.50 \text{ m}) = 0.0423 \text{ m}$$

Procediendo de manera análoga para los demás estratos, se obtienen los siguientes resultados

Tabla 2.9. Asentamientos inmediatos totales

Estrato	Asentamiento inmediato (m)		
	P1	P2	P3
1	-0.0178	0.1019	0.0880
2	-0.0073	0.1100	0.1033
3	0.0000	0.0422	0.0423
4	0.0012	0.0273	0.0285
5	0.0091	0.0899	0.0993
6	0.0236	0.1192	0.1440
Total	0.0088	0.4904	0.5054

2.7.4.2 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

En las pruebas de consolidación practicadas en muestras inalteradas del estrato 3 para el intervalo de esfuerzos en el P1. Las coordenadas de dos puntos de la curva de compresibilidad (figuras 2.22 y 2.23) en la rama de recompresión son:

$$P_1 = 14.72 \text{ kPa} \rightarrow e_1 = 2.45 \text{ y } P_2 = 19.62 \text{ kPa} \rightarrow e_2 = 2.40; c_v = 0.0077 \text{ cm}^2/\text{s}.$$

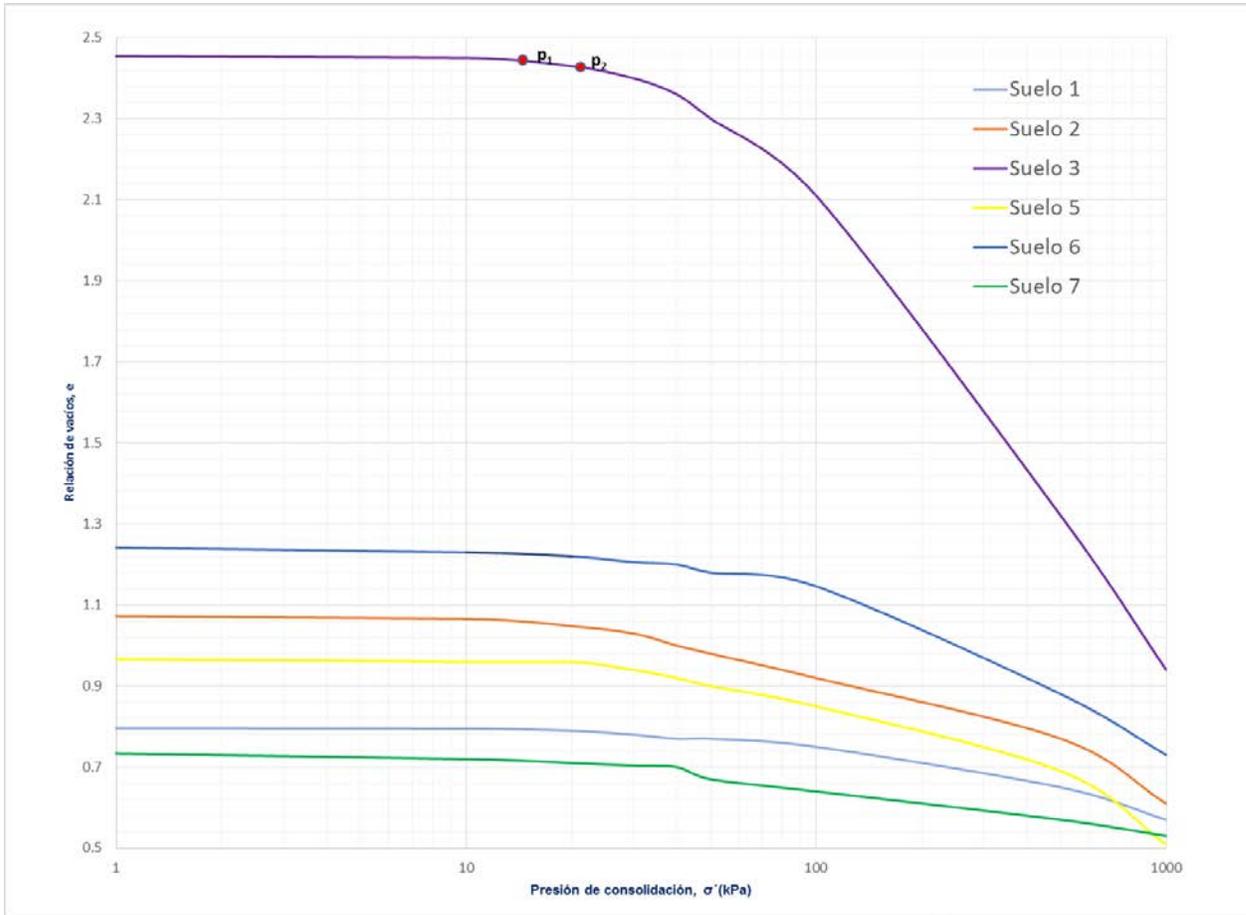


Figura 2.22. Curvas de compresibilidad de familias de suelo

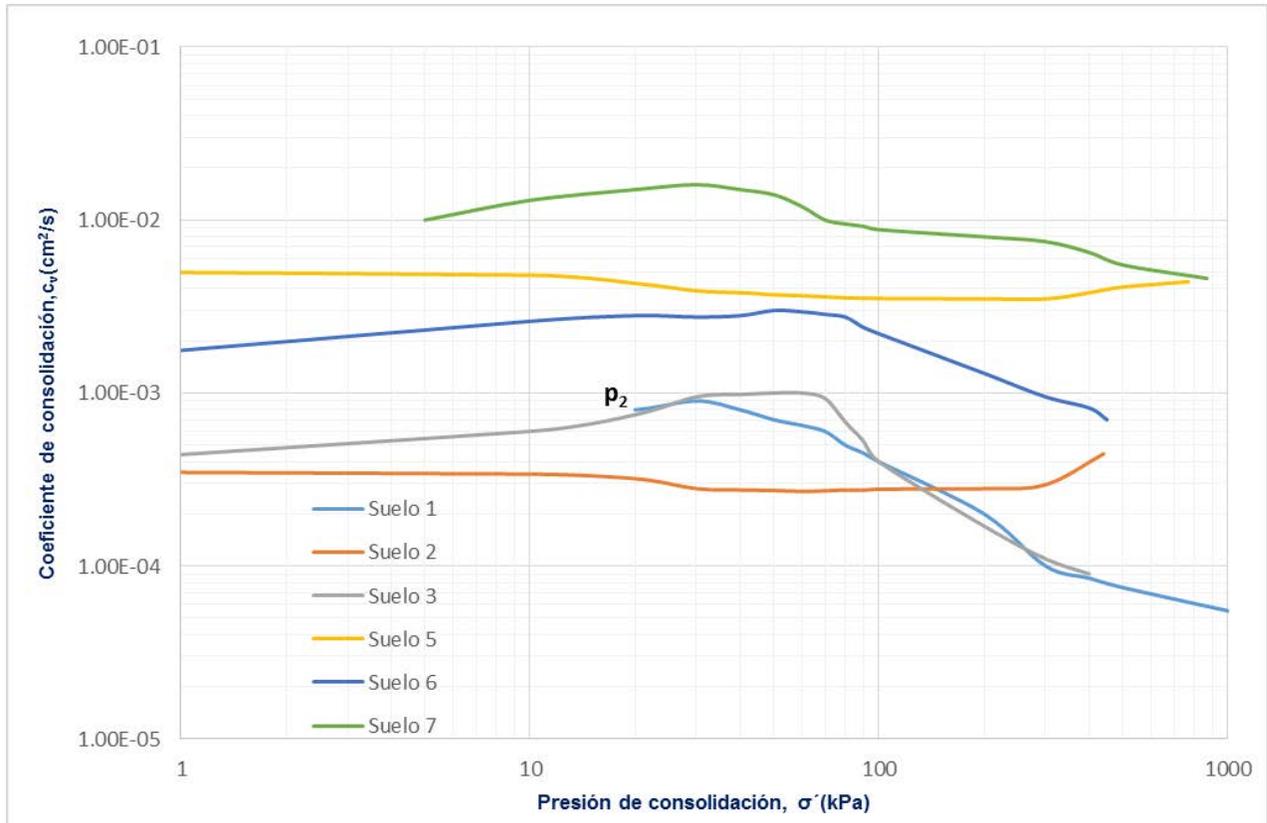


Figura 2.23. Variación del coeficiente de consolidación c_v en función de la presión de consolidación

Así mismo $\phi' = 31^\circ$, $p_{cie} = 0$, una relación de preconsolidación $OCR = 2.76$ y un coeficiente de Skempton $A_{ske} = 1/3$.

El módulo A_s' lo obtenemos con la ecuación 2.11

$$A_s' = -\frac{\log\left(\frac{19.62 \text{ kPa}}{14.72 \text{ kPa}}\right)}{\log\left(\frac{1 + 2.40}{1 + 2.45}\right)} = 19.703$$

$$p_{veo} = p_{vo}' = 41.60 \text{ kPa}$$

El valor de k_0

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi')(OCR)^{\text{sen } \phi'} = (1 - \text{sen } 31^\circ)(2.76)^{\text{sen } 31^\circ} = 0.93$$

$$v = 0.50$$

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

A la mitad del estrato en el P1 los incrementos de esfuerzo valen

$$\sigma_x = 37.350 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = 3.102 \text{ kPa}$$

$$\sigma_z = 20.281 \text{ kPa}$$

El valor de $\Delta\delta_{p_{con}}$ se determinan con la ecuación 2.17

$$\Delta\delta_{p_{con}} = \left[1 - \left(\frac{41.60 \text{ kPa} + 20.281 \text{ kPa}}{41.60 \text{ kPa}} \right)^{-\frac{1}{19.703}} \right] 1.50 \text{ m} = 0.0299 \text{ m}$$

Usando la ecuación 2.15

$$\mu = \frac{\frac{20.281 \text{ kPa}}{3} + \frac{(1 - 1/3)(37.350 \text{ kPa} + 3.102 \text{ kPa})}{2}}{20.281 \text{ kPa}} = 0.9981$$

Por lo tanto la deformación en campo, al término de la consolidación primaria de acuerdo a la ecuación 2.16

$$\Delta\delta_{p_{cpo}} = 0.9982(0.0299 \text{ m}) = 0.0298 \text{ m}$$

Para un $t = 6 \text{ meses}$

$$t = 6(30)(86,400 \text{ s}) = 15,552,000 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.0077 \text{ cm}^2/\text{s} (15,552,000 \text{ s})}{(150 \text{ cm})^2} = 0.53224$$

Interpolando en los valores de la tabla 2.10

$$U = 78.1377\%$$

$$\Delta\delta_{p_{6 \text{ meses}}} = 0.0298 \text{ m}(0.781377) = 0.0232 \text{ m}$$

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 2.10. Relación teórica U(%) – T

U (%)	T
0	0
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	≈ 2

Procediendo de manera análoga en cada uno de los estratos y puntos estudiados en el terraplén se determinan los asentamientos por consolidación primaria, los cuales son mostrados en la tabla 2.11.

Tabla 2.11. Asentamiento primario en el terraplén para $U = 100\%$

Estrato	$\Delta\delta_{P_{con}}(\text{m})$			$\Delta\delta_{P_{cpo}}(\text{m})$		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3
1	0.0037	0.2201	0.2238	0.0095	0.1400	0.1563
2	0.0087	0.1350	0.1431	0.0109	0.0725	0.0877
3	0.0299	0.2802	0.3041	0.0299	0.1395	0.1747
4	0.0213	0.0598	0.0666	0.0191	0.0286	0.0369
5	0.0357	0.1958	0.2251	0.0283	0.0894	0.1188
6	0.0353	0.0587	0.0716	0.0237	0.0251	0.0351
$\Sigma\Delta\delta_{P_{cpo}}(\text{m})$				0.1214	0.4952	0.6095

2.7.4.3 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Debido a que los valores de distribución de esfuerzos no rebasan el esfuerzo crítico p_{vc}' , la determinación de las propiedades de deformación serán bajo la teoría de curvas de consolidación tipo I (Zeevaert, 1986).

Para el estrato 5 en el punto 1, sea la curva de consolidación de la figura 2.24, para la cual $\Delta\sigma_z = 29.43 \text{ kPa}$, $\Delta Z_o = 1.86 \text{ cm}$ y $p_{vo}' = 19.62 \text{ kPa}$

En la curva mostrada en la figura 2.24 medimos

$$\delta_B = 0.132 \text{ cm}$$

$$t_B = 1,500 \text{ s}$$

$$\delta_{t_1} = 0.148 \text{ cm}, t_1 = 3,840 \text{ s}$$

$$\delta_{t_2} = 0.200 \text{ cm}, t_2 = 86,4000 \text{ s}$$

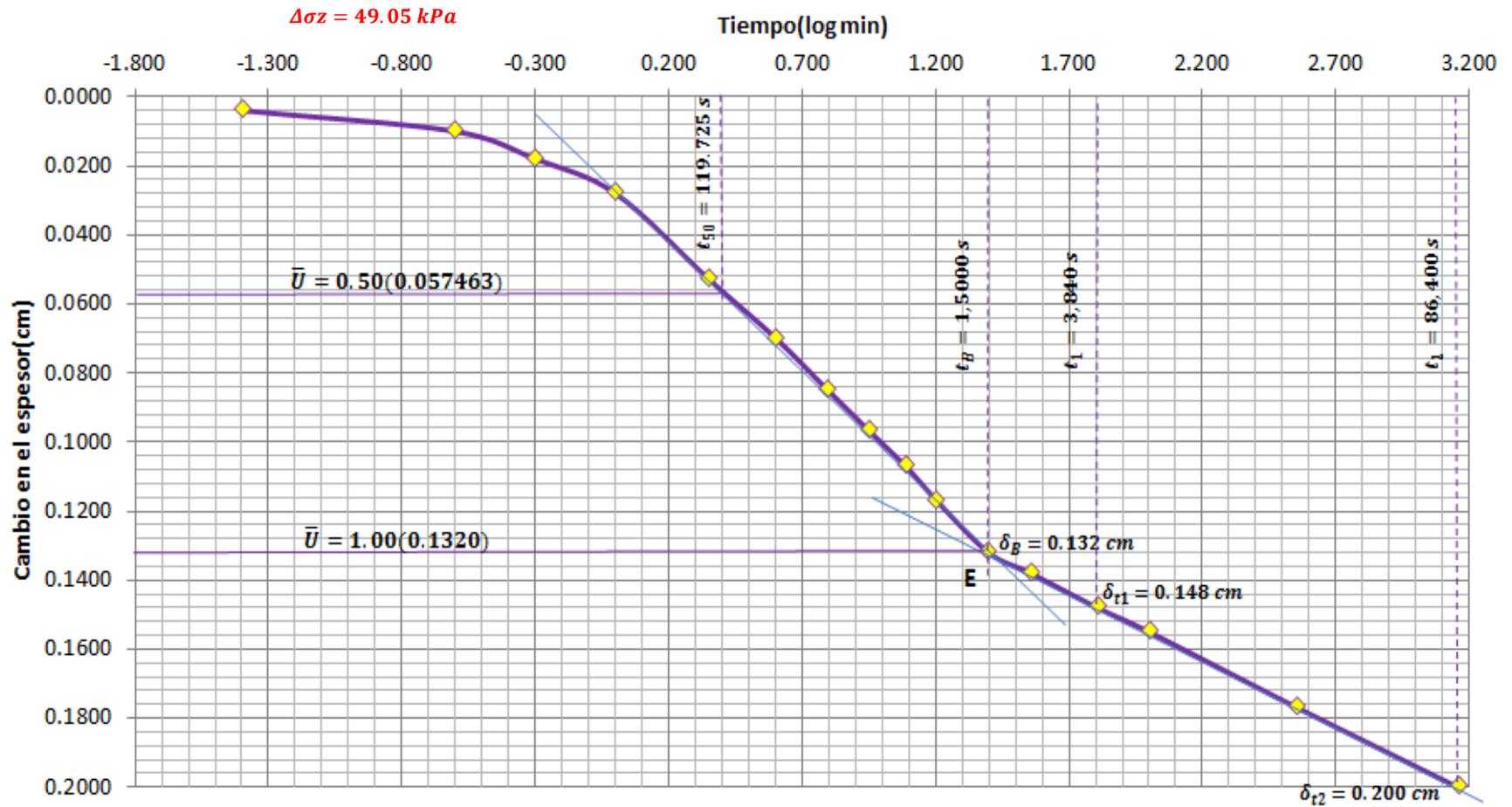


Figura 2.24. Curva de consolidación del estrato 5 para un incremento de carga $\Delta\sigma_z = 49.05$ kPa

$$c_t = \frac{\delta_{t2} - \delta_{t1}}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} = \frac{0.200 \text{ cm} - 0.148 \text{ cm}}{\log\left(\frac{86,400 \text{ s}}{3,840 \text{ s}}\right)} = 0.038 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la ecuación 2.30

$$A_{cs} = \frac{\ln\left(\frac{4.905 \text{ kPa} + 9.81 \text{ kPa}}{4.905 \text{ kPa}}\right)}{\ln\left(\frac{1 - 0.038 \text{ cm}}{1.86 \text{ cm}}\right)} = 44.39$$

En condiciones de campo $\Delta\sigma_z = 27.2646 \text{ kPa}$, $\Delta Z_o = 2.90 \text{ m}$ y $p_{veo} = p_{vo}' = 56.1675 \text{ kPa}$

Aplicando la ecuación 2.29

$$c_t = \left[1 - \left(\frac{56.1675 \text{ kPa} + 27.2646 \text{ kPa}}{56.1675 \text{ kPa}} \right)^{-\frac{1}{44.39}} \right] 2.90 \text{ m} = 0.0257 \text{ m}$$

En esta clase de curvas (figura 2.18), el módulo $\xi = 5$. Para un 100% de consolidación $T \approx 2$.

Aplicando la ecuación 2.28

$$\delta_s = 0.0257 \text{ m} \log(1 + 5(2)) = 0.0268 \text{ m}$$

Procediendo análogamente en cada uno de los estratos, así como los puntos analizados, se presentan los resultados en la tabla 2.12

Tabla 2.12 Asentamiento debidos a la consolidación secundaria

Estrato	$\Delta\delta_s(\text{m})$		
	P1	P2	P3
1	0.0137	0.0539	0.0587
2	0.0168	0.0339	0.0574
3	0.0099	0.0150	0.0219
4	0.0072	0.0085	0.0151
5	0.0268	0.0226	0.0430
6	0.0272	0.0227	0.0540
δ_s total (m)	0.1016	0.1566	0.2501

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Por lo que el asentamiento total del terraplén así como las magnitudes de cada uno de sus componentes son mostrados en la tabla 2.13.

Tabla 2.13. Asentamientos totales en el terraplén

Punto de estudio en el terraplén	Asentamiento inmediato δ_i (m)	Asentamiento por consolidación primaria, δ_p (m)	Asentamiento por consolidación secundaria, δ_s (m)	Asentamiento total, δ(m)
Pie	0.0088	0.1066	0.1016	0.2170
Hombro	0.4904	0.4952	0.1588	1.1444
Centro	0.5054	0.6095	0.2501	1.3650

En el punto 3 (centro del terraplén) la magnitud de la consolidación secundaria es del orden del 45% de la consolidación primaria. Por lo que se determina que los asentamientos que se manifiestan por el comportamiento viscoso del suelo no deben soslayarse.

En la figura 2.25 se muestra el grado de consolidación en cada uno de los estratos para el centro del terraplén en función del tiempo. Así mismo en la figura 2.26 se muestra la evolución de los asentamientos totales en función del tiempo.

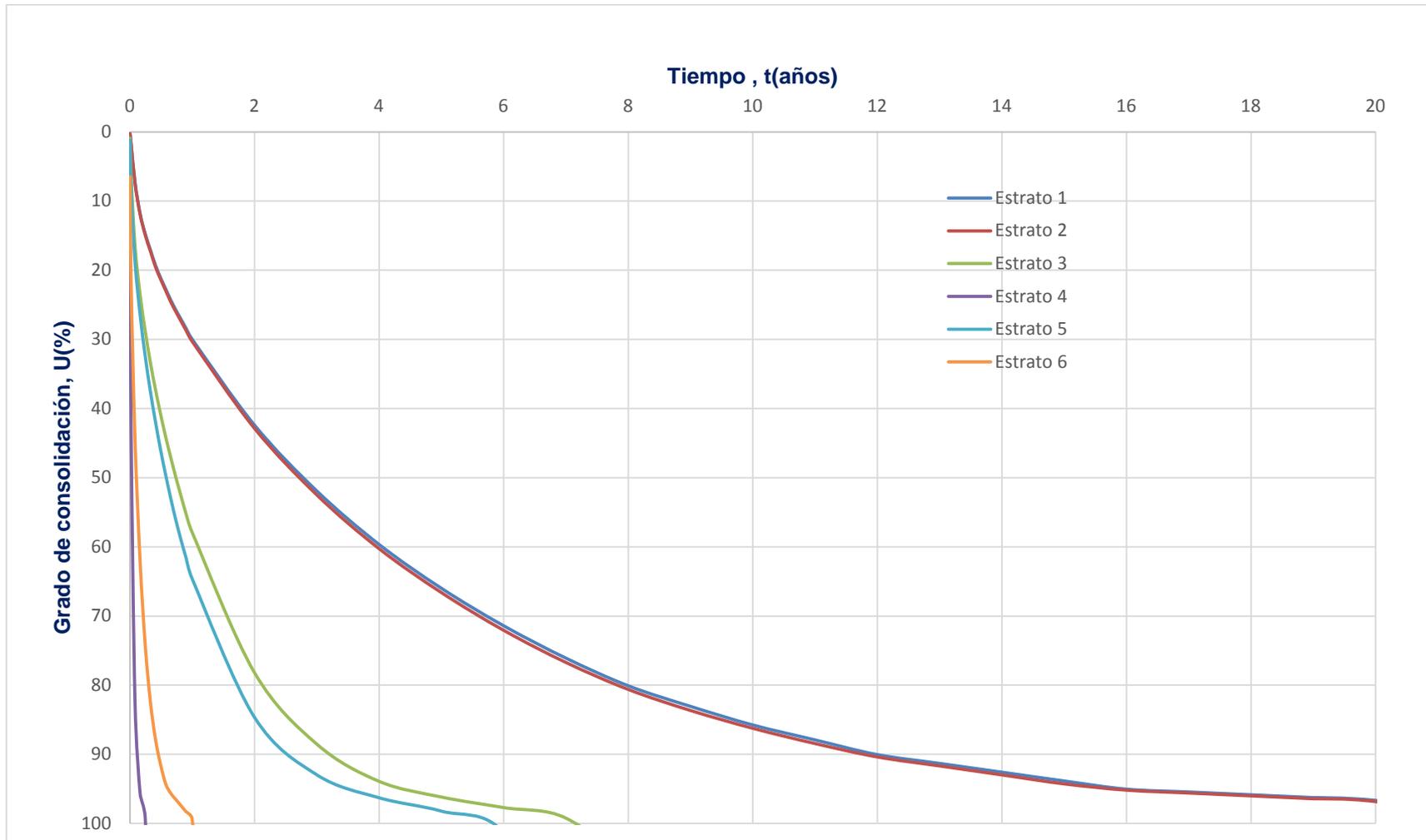


Figura 2.25. Curvas teóricas del grado de consolidación en función del tiempo para el centro del terraplén

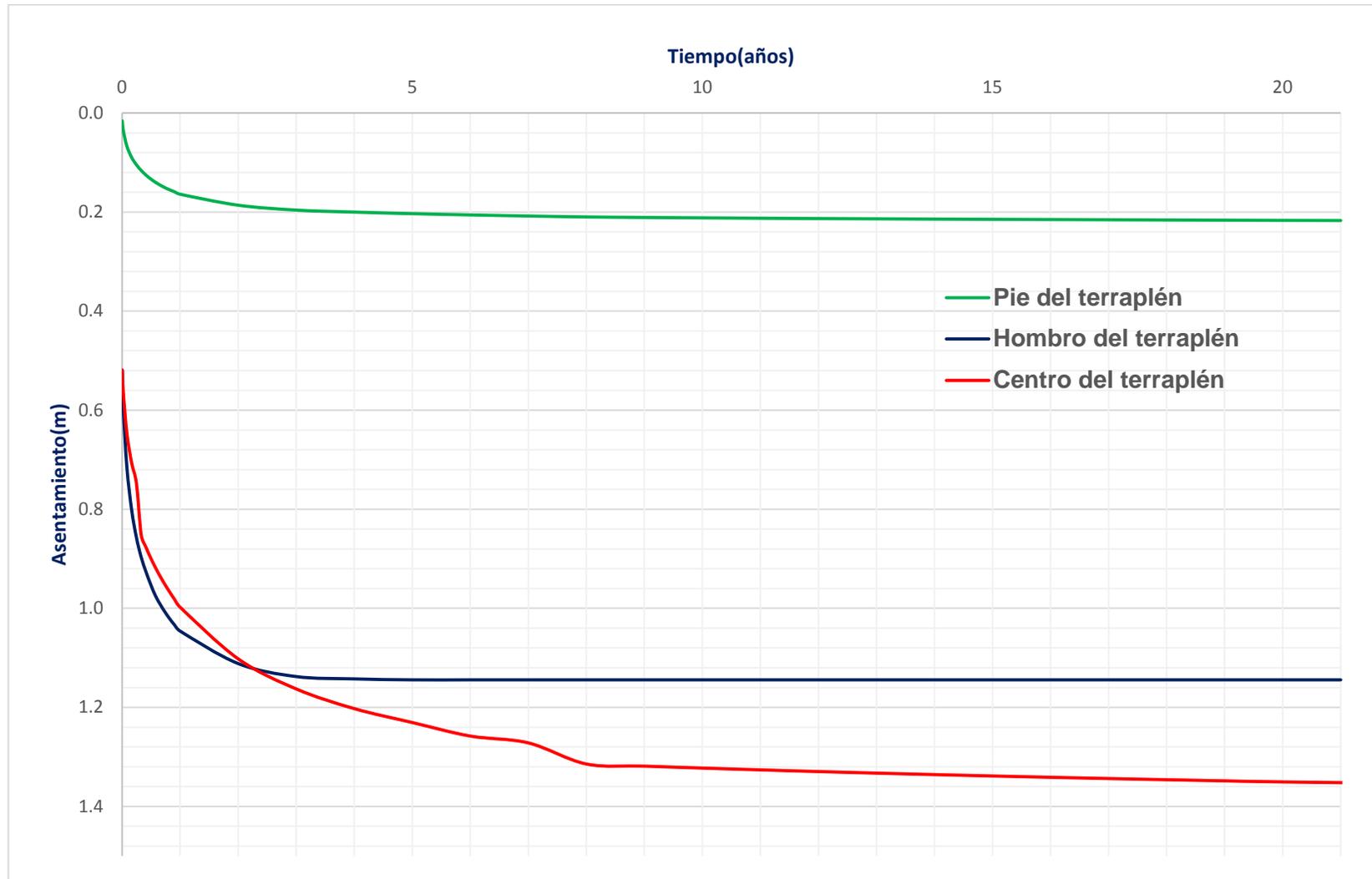


Figura 2.26. Curvas teóricas de asentamientos totales en función del tiempo

COMENTARIOS FINALES

- La predicción de la magnitud y velocidad de los asentamientos es una tarea desafiante y en esta deben ser tomados en cuenta cada uno de los asentamientos producto del comportamiento propio de cada tipo de suelo. En suelos blandos los asentamientos son sustancialmente altos y su magnitud esperada son del orden de centímetros hasta metros, debido a que se presenta comportamientos de tipo elástico y viscoplástico. Los retos para determinar los asentamientos provienen principalmente de la incertidumbre acerca de las condiciones del suelo, alteraciones del mismo durante el muestreo y preparación de muestras para análisis de laboratorio, interpretaciones de laboratorio, los datos de prueba y las hipótesis formuladas en el desarrollo de la teoría de la consolidación unidimensional.
- La compresión de un elemento de arcilla preconsolidada se puede predecir usando un método no lineal de deformación, considerando que la compresibilidad del suelo disminuye con el esfuerzo normal efectivo.
- La deformación de un estrato de arcilla preconsolidada, totalmente saturada, resulta en el campo menor o igual que la deformación calculada a partir de resultados de pruebas de consolidación unidimensional.
- La diferencia entre el esfuerzo desviador en el campo y el incremento de esfuerzo desviador en el consolidómetro da lugar a que el aumento de presión de poro in situ sea menor que el aumento de presión en el laboratorio, lo que conduce a que la deformación unitaria de un estrato en campo sea menor a la deformación unitaria de una probeta de odómetro.
- Dado que la resistencia al corte del suelo blando es baja, las estructuras en los suelos blandos están diseñados generalmente de modo que los esfuerzos sean pequeños y la presión total en el terreno será cercana a la presión de preconsolidación.
- El reforzamiento en terraplenes puede ser usado sólo para mejorar la estabilidad, haciendo posible la construcción de terraplenes con más escarpe y más resistentes. Esta técnica no ayuda a la disminución de los asentamientos.
- La estabilidad de un terraplén se incrementa con el aumento de la resistencia al corte, cohesión (c') y el ángulo de fricción interno (ϕ'), en caso contrario disminuye con el incremento del peso volumétrico del relleno (γ_m), el ángulo de inclinación del talud (β), la altura del terraplén (H) y el valor de la presión de poro (r_u). La estabilidad es más sensitiva al ángulo de fricción interna (ϕ'), el ángulo de inclinación del talud (β) y la altura del terraplén (H).

- La profundidad de desplante del terraplén tiene un pequeño impacto en el factor de seguridad
- Si el factor de seguridad a corto plazo es menor al especificado, se puede optar por la construcción por etapas para mejorar la estabilidad, debido a que la resistencia al corte incrementa con el tiempo como resultado del proceso de consolidación.

Capítulo 3

ESTABILIDAD DE TALUDES

El diseño tradicional referente a la estabilidad de taludes en masas de suelo, se basa en el uso de los denominados factores de seguridad, cuyos valores numéricos permisibles son producto de la experiencia acumulada de años de estudio y análisis, tanto de ingenieros investigadores como de ingenieros de la práctica, esto en una enorme diversidad de condiciones geotécnicas. El análisis de la estabilidad de estructuras térreas es quizá el método de análisis más antiguo existente en la Ingeniería Geotécnica. La idea de discretizar una masa con potencial al deslizamiento en “dovelas” fue realizada en los inicios del siglo XX en 1916 (Petterson,1955), donde un grupo de trabajo de la Comisión Sueca, encabezada por Sven Hultin y Knut Petterson, presentaron un análisis de estabilidad donde consideró la superficie de falla como circular y a la cual seccionó para su posterior análisis (figura 3.1). Durante las siguientes décadas, se introdujo el método conocido como Ordinario o el Método Sueco de Dovelas (Fellenius,1936); posteriormente se realizaron mejoras conceptuales y analíticas a este método (Janbú,1954 y Bishop,1955).

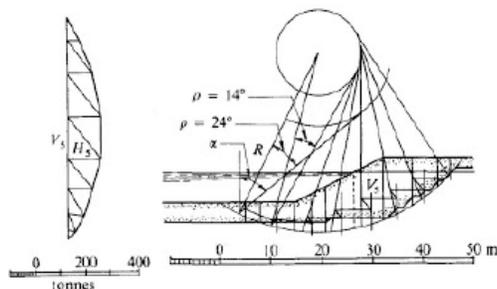


Figura 3.1 Primera división conceptual de un talud en partes (Petterson. K., 1955)

Finalmente, y debido a la mejora en el procesamiento de datos a través del uso intensivo de diversos métodos numéricos, se logró realizar formulaciones más rigurosas como las presentadas por Morgenstern y Price en 1965 y Spencer en 1967.

3.1 GENERALIDADES

Un talud es una masa de suelo o roca con una superficie externa inclinada con respecto a la horizontal (figura 3.2); cuando el talud presenta una génesis natural, se le denomina ladera; en cambio, cuando la inclinación es generada por la intervención del hombre, se le denomina talud.

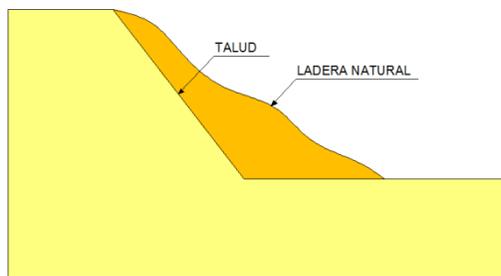


Figura 3.2. Diferencia entre ladera y talud

Tanto por el aspecto de inversión, como por las consecuencias socio-económicas derivadas de una eventual falla, hoy en día los taludes constituyen una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del ingeniero de suelos, no únicamente desde el diseño sino desde la obtención misma de parámetros de diseño reales y fidedignos.

En un análisis convencional de estabilidad de taludes, se busca determinar la magnitud de las fuerzas resistentes (estabilizadoras) en relación con las fuerzas actuantes (desestabilizantes) que actúan en los suelos que forman un talud. Sin considerar las diferencias de métodos de análisis, la fórmula general de diseño es:

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\sigma_{\text{resistente}}}{\sigma_{\text{actuante}}}$$

En general, la falla (entendida como colapso), se produce cuando existe un incremento en los esfuerzos cortantes actuantes o por una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante; esta variación, puede ser debida a diversos factores, es decir, efectos naturales o debido a la actividad humana.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Según Budhu (2007) en general las fallas son causadas por las fuerzas de la naturaleza y por el mal juicio del hombre, y se pueden clasificar como:

- | | |
|---------------------------|----------------------|
| Erosión | Movimientos sísmicos |
| Lluvia | Vaciado rápido |
| Cargas externas | |
| Estructuras geológicas | |
| Actividades constructivas | |

3.2 METODOS DE DISEÑO

Los problemas de taludes propuestos en la presente tesis, se resolverán mediante tres enfoques, siendo estos:

- Métodos basados en cartas de estabilidad
- Métodos de equilibrio límite(LEM)
- Técnicas basadas en el Método de Elemento Finito(FEM)

El objetivo de resolver estos problemas mediante varios enfoques o técnicas analíticas, es observar las diferencias, ventajas y desventajas entre ellas, que comúnmente, el ingeniero de suelos tiene que afrontar para la solución práctica en el cálculo y diseño de taludes.

3.2.1 TABLAS O ÁBACOS

Las cartas o gráficas de estabilidad son herramientas útiles para análisis preliminares, y para comparar alternativas de solución que pueden ser examinadas a detalle en posteriores análisis más rigurosos.

La principal desventaja del uso de las cartas de estabilidad, es que la mayoría de estas son para el caso de condiciones ideales (i.e suelo homogéneos, isotrópos, etc.) que normalmente no se encuentran en la práctica. De manera general, las cartas de estabilidad han sido diseñadas con las siguientes suposiciones generales:

- Análisis bidimensionales de equilibrio límite
- Taludes simples homogéneos
- Superficies de falla únicamente circulares

Aun con estas desventajas ,son muy populares entre los ingenieros y usadas para taludes no homogéneos y no uniformes con diferentes condiciones geométricas; para realizar esto correctamente, es necesario utilizar inclinaciones promedio y promedios ponderados de los parámetros mecánicos del suelo(c y ϕ). Este procedimiento es útil para estudios preliminares.

Existen infinidad de cartas de estabilidad, propuestas por diversos autores, siendo los más conocidos:

a) Cartas de Taylor

Desarrollada en 1948. Supone un suelo homogéneo y un manto rígido profundo. Sólo se utiliza para suelos cohesivos ($\phi = 0$) y se aplica únicamente para el análisis de esfuerzos totales, debido a que no se considera presión de poro. El procedimiento de análisis consiste en lo siguiente:

1. Calcular el factor de profundidad d . Se determina por medio de la fórmula:

$$d = \frac{D}{H} \quad (3.1)$$

2. Determinar el número de estabilidad (N_o), del gráfico de Taylor (Figura 3.3), el cual depende del ángulo, β y del valor de "d" que se calculó en el paso anterior.
3. Calcular C_{req} para el factor de seguridad de 1.0. Se utiliza la expresión:

$$N_o = \frac{\gamma H}{C_{req}} \quad (3.2)$$

Donde:

N_o : Número de estabilidad que se obtiene de la figura 3.3

C_{req} : Cohesión requerida para $FS = 1.0$

γ : Peso unitario (volumétrico) del suelo.

4. Cálculo del factor de seguridad del talud con la fórmula:

$$FS = \frac{c_u}{c_{req}} \quad (3.3)$$

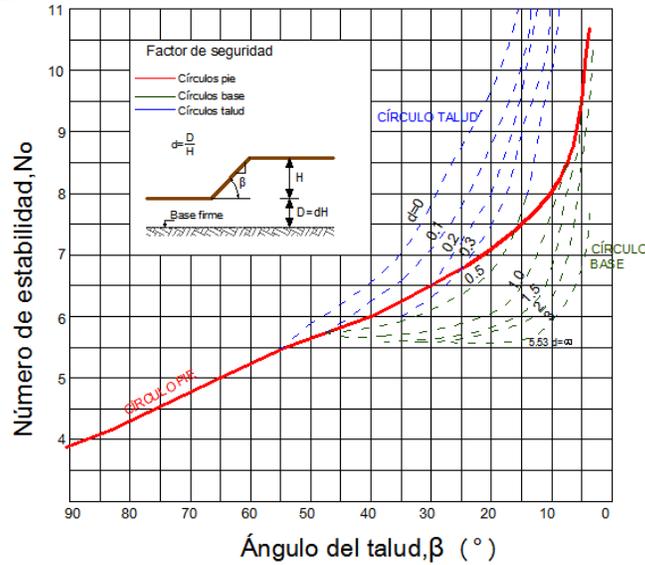


Figura 3.3 Gráfica de Taylor, para determinar el número de estabilidad (N_o)

b) Cartas de Janbú

Desarrollada en 1986, permite el análisis de diferentes condiciones geotécnicas y factores de sobrecarga en la corona del talud, incluyendo los niveles freáticos y grietas de tensión. Este método presenta dos procedimientos, uno para suelos cohesivos ($\phi = 0$) y otro para suelos friccionantes ($\phi > 0$).

Procedimiento para $\phi = 0$

1. Calcular el factor de profundidad d , con la fórmula :

$$d = \frac{H_w}{H} \tag{3.4}$$

Donde

H_w : Altura del nivel freático

H : Profundidad del pie del talud al punto más bajo del círculo de falla

Localizar el centro del círculo crítico de falla (X_o, Y_o) de la figura 3.4 Para los taludes con más de 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

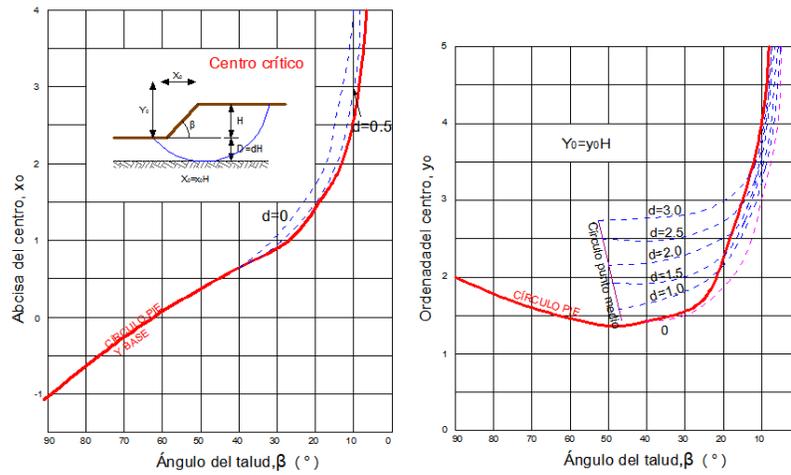


Figura 3.4. Gráficas de Janbú

Determinar los factores de reducción: a) por carga adicional, b) por infiltración, c) por grieta de tensión sin presión hidrostática en la grieta, y d) por grieta de tensión con presión hidrostática en la grieta. En las figuras 3.5 a 3.8, se muestran las tablas que se emplearán según el caso que se presente.

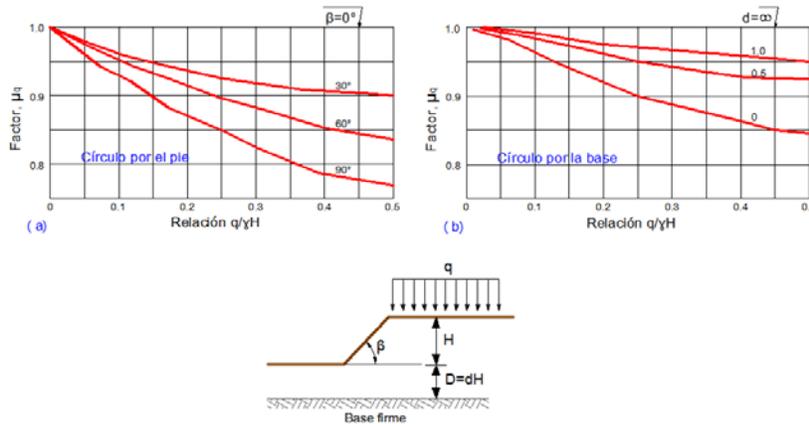


Figura 3.5. Factor de reducción por carga adicional (μ_q)

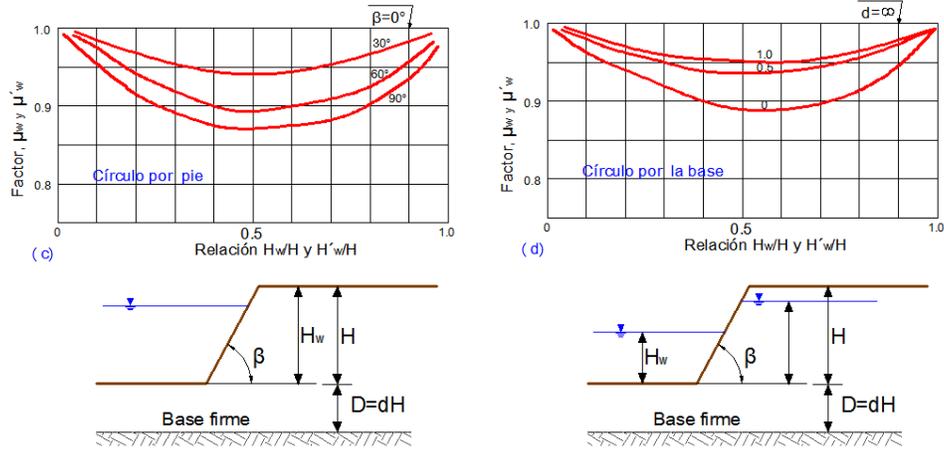


Figura 3.6. Factor de reducción por emersión (μ_w) e infiltración (μ'_w)

2. Calcular p_d , con la siguiente fórmula:

$$p_d = \frac{(\gamma H) + q - (\gamma_w H_w)}{\mu_q \mu_w \mu_t} \quad (3.5)$$

Donde:

γ : Peso volumétrico del suelo

H : Altura del talud

q : Sobrecarga

γ_w : Peso unitario del agua

H_w : Altura del agua fuera del talud

μ_q : Factor de reducción por sobrecarga

μ_w : Factor de reducción por inmersión

μ_t : Factor de reducción por grieta de tensión

Nota: Si no hay sobrecarga $\mu_q = 1$; si no hay inmersión $\mu_w = 1$. En la fórmula 3.5, se toma $q = 0$ y $\mu_q = 1$ para la condición no consolidada.

3. Calcular el número de estabilidad N_o , con la figura 3.3.

4. Calcular la cohesión requerida. Despejando c_{req} de la fórmula del número de estabilidad

N_o .

$$N_o = \frac{\gamma H}{c_{req}} \quad (3.6)$$

5. El factor de seguridad se calcula utilizándose la siguiente expresión:

$$FS = \frac{N_o c_{req}}{p_d} \quad (3.7)$$

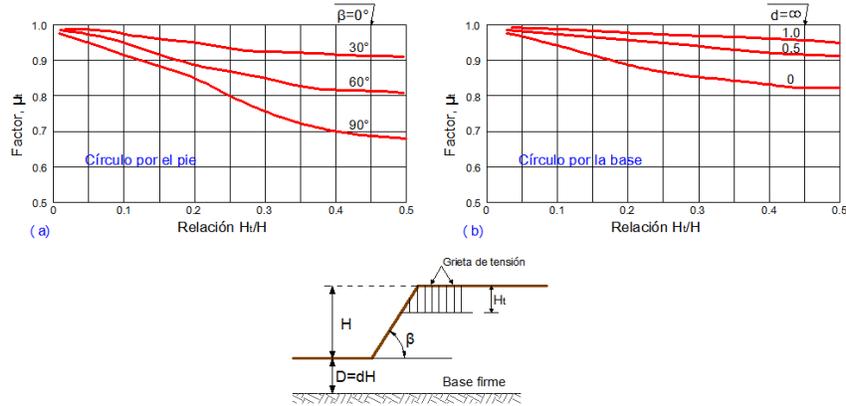


Figura 3.7. Factor de reducción por grieta de tensión sin presión hidrostática en la grieta (μ_t)

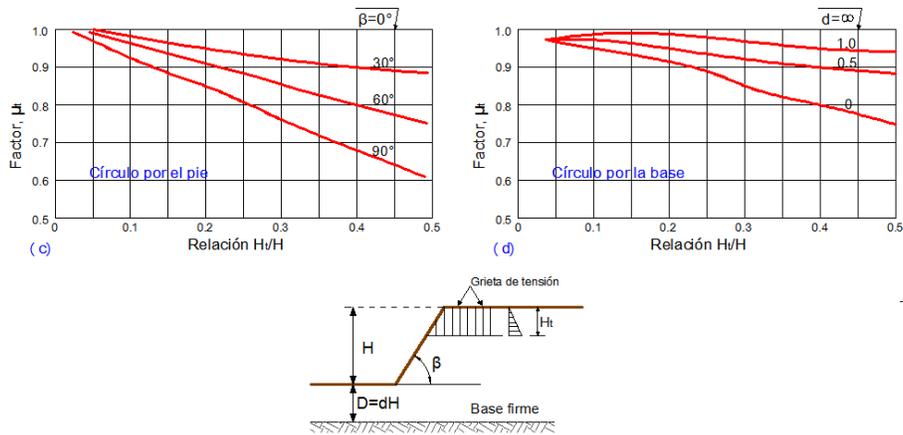


Figura 3.8. Factor de reducción por grieta de tensión con presión hidrostática en la grieta (μ_t)

Procedimiento para $\phi > 0$

Para este caso se aplican los pasos del 1 al 3 del procedimiento anterior

5. Calcular p_e , con la siguiente fórmula:

$$\mu_e = \mu_q \mu'_w \quad (3.8)$$

$$p_e = \frac{(\gamma H) + q - (\gamma_w H'_w)}{\mu_q \mu'_w} \quad (3.9)$$

Donde

H'_w : Altura del agua dentro del talud

μ'_w : Factor de reducción por infiltración.

Si la sobrecarga se aplica rápidamente, de modo que no hay suficiente tiempo para que los suelos se consoliden bajo la sobrecarga, se toma $q = 0$ y $\mu_q = 1$. Si no existe sobrecarga $\mu_q = 1$, y si no existe infiltración $\mu'_w = 1$.

5. Calcular el parámetro adimensional λC_ϕ con la siguiente fórmula:

$$\lambda C_\phi = \frac{p_e \tan \phi}{c} \quad (3.10)$$

6. Calcular el número de estabilidad N_{cf} , usando la tabla de la figura 3.9

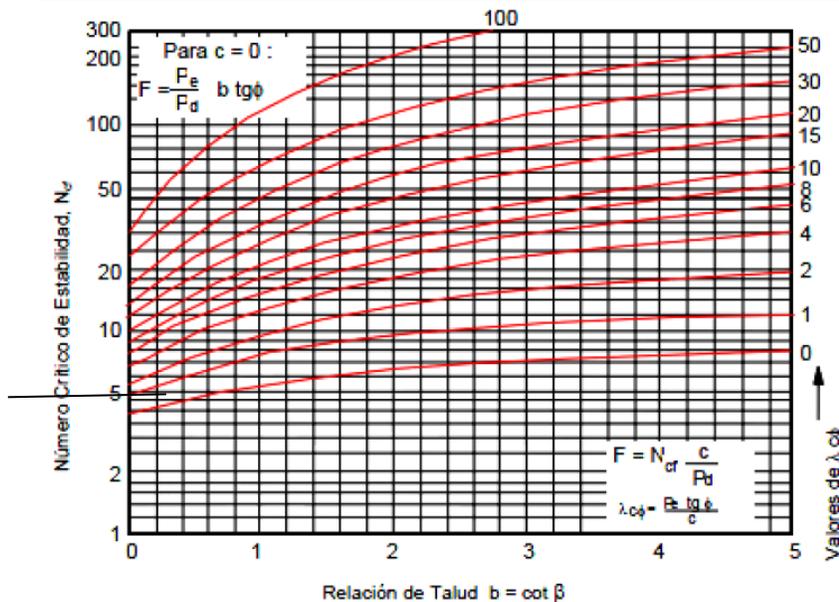


Figura 3.9. Tabla para determinar el número de estabilidad (N_{cf})

7. Calcular el factor de seguridad con la siguiente fórmula:

$$FS = N_{cf} \frac{c}{p_d} \quad (3.11)$$

8. Localización de la coordenadas del círculo crítico, con la gráfica de la figura 3.10, y cálculo de $b = \cot \beta$.

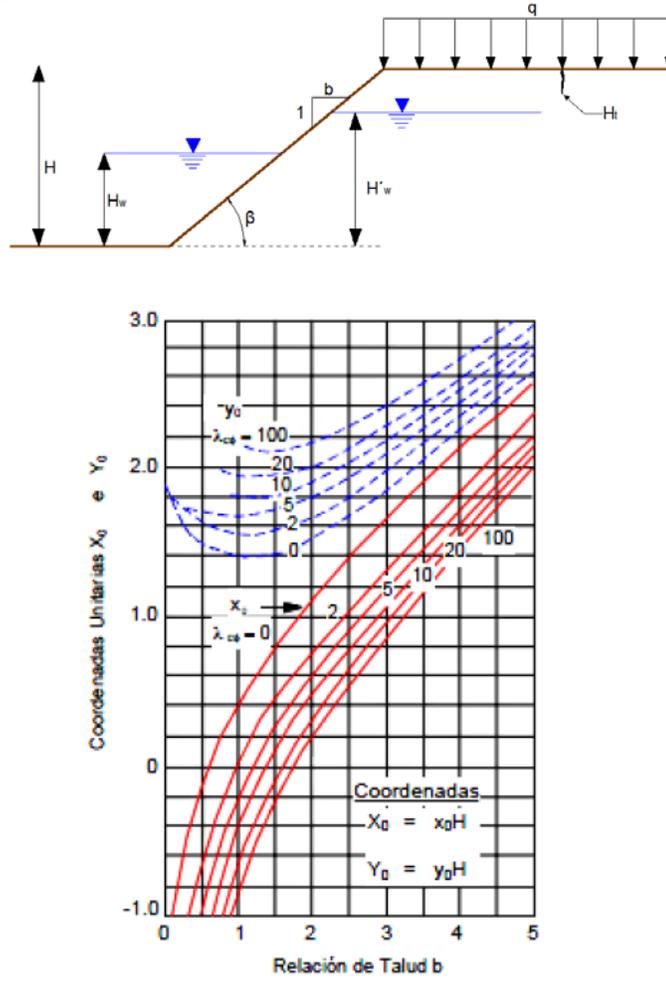


Figura 3.10. Tabla para determinar las coordenadas del centro del círculo crítico

c) Cartas de Bishop-Morgenstern

El método de Bishop y Morgenstern (1960) es un procedimiento simplificado que permite estimar el factor de seguridad en forma relativamente expedita. El factor de seguridad en este método está dado por

$$FS = m - nr_u \tag{3.12}$$

Donde m y n vienen contenidos en la tabla 3.1; r_u es el parámetro de presión de poro que vale

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma H} \tag{3.13}$$

$$u_w = \gamma_w H_w \tag{3.14}$$

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

El procedimiento consiste en lo siguiente:

1. A partir de los dato del suelo y la pendiente del talud, se calculan primero el valor de $\frac{c'}{\gamma H}$.
 Seleccionar una parte de la tabla 3.1 para la cual $D = 1.00$ y $\frac{c'}{\gamma H}$ sea un poco mayor que el del problema que se está resolviendo. Mediante interpolación lineal se obtienen valores de m y n que corresponden a los valores de $\cot \beta$ y ϕ . Si se encuentra que n está subrayado, eso significa que puede existir un círculo más crítico (con menor FS) a mayor profundidad. En este caso se usa la sección de la tabla para $D = 1.25$, y si es necesario, para $D = 1.50$, hasta que se obtenga una magnitud de n que no esté subrayado. Este procedimiento se repite para una sección de la tabla que corresponda a un valor de $\frac{c'}{\gamma H}$ un poco menor que el del problema. Una vez hecho lo anterior y haciendo uso de la ecuación 3.12 se calculan dos factores de seguridad FS_1 y FS_2 para los valores $\frac{c'}{\gamma H}$ respectivamente mayores y menores que el del problema. Finalmente se obtiene la magnitud de FS interpolando linealmente entre FS_1 y FS_2 .

Tabla 3.1 Coeficientes de estabilidad de Bishop y Morgenstern (1960)

c'/γH=0.00														
cot β de la pendiente	D	Ø(°)	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n										
TODOS	20	0.18	0.90	0.36	0.72	0.73	0.90	1.08	1.21	1.45	1.54	1.81	1.88	
	25	0.23	1.16	0.47	0.92	0.92	1.16	1.40	1.55	1.86	1.97	2.32	2.41	
	30	0.29	1.43	0.58	1.15	1.15	1.43	1.72	1.91	2.30	2.44	2.88	2.98	
	35	0.35	1.74	0.70	1.39	1.39	1.74	2.10	2.32	2.79	2.97	3.48	3.62	
	40	0.42	2.09	0.83	1.67	1.67	2.09	2.51	2.79	3.34	3.55	4.18	4.34	

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

$c'/\gamma H = 0.025$

cot β de la pendiente	D	Ø(°)	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20		0.52	0.72	0.70	0.76	1.11	1.01	1.53	1.34	1.95	<u>1.69</u>	2.37	<u>2.04</u>
	25		0.59	0.79	0.83	0.96	1.35	1.27	1.87	1.69	2.39	<u>2.13</u>	2.91	<u>2.59</u>
	30		0.67	0.88	0.97	1.19	1.60	1.56	2.23	2.07	2.86	2.61	3.41	<u>3.17</u>
	35		0.76	1.00	1.13	1.44	1.87	1.88	2.63	2.50	3.38	3.15	4.14	<u>3.83</u>
	40		0.86	1.17	1.30	1.72	2.18	2.24	3.07	2.98	3.95	3.76	4.86	<u>4.56</u>
1.25	20		1.00	0.93	1.07	1.02	1.29	1.20	1.60	1.45	1.93	1.76	2.30	2.06
	25		1.22	1.18	1.31	1.30	1.60	1.53	1.97	1.87	2.42	2.25	2.87	2.65
	30		1.46	1.47	1.59	1.62	1.95	1.91	2.41	2.33	2.93	2.80	3.49	3.28
	35		1.74	1.76	1.90	1.96	2.32	2.31	2.89	2.83	3.50	3.38	4.17	3.98
	40		2.04	2.11	2.23	2.35	2.74	2.75	3.43	3.39	4.14	4.04	4.93	4.75

$c'/\gamma H = 0.050$

cot β de la pendiente	D	Ø(°)	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20		0.69	0.78	0.90	0.83	1.37	1.06	1.83	<u>1.38</u>	2.32	<u>1.77</u>	2.77	<u>2.08</u>
	25		0.80	0.98	1.05	1.03	1.61	1.33	2.18	<u>1.75</u>	2.77	<u>2.20</u>	3.33	<u>2.64</u>
	30		0.91	1.21	1.21	1.24	1.88	1.62	2.56	<u>2.15</u>	3.24	<u>2.68</u>	3.91	<u>3.24</u>

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

1.25	35	1.02	1.40	1.37	1.46	2.17	1.95	2.99	<u>3.78</u>	2.58	<u>3.25</u>	4.57	<u>3.96</u>
	40	1.14	1.61	1.55	1.71	2.50	2.32	3.44	3.06	4.40	<u>3.91</u>	5.30	<u>4.64</u>
	20	1.16	0.98	1.24	1.07	1.50	1.26	1.82	1.48	2.22	1.79	2.63	<u>2.10</u>
	25	1.40	1.23	1.50	1.35	1.81	1.59	2.21	1.89	2.70	2.28	3.19	<u>2.67</u>
	30	1.65	1.51	1.77	1.66	2.14	1.94	2.63	2.33	3.20	2.81	3.81	3.30
	35	1.93	1.82	2.08	2.00	2.53	2.33	3.10	2.84	3.78	3.39	4.48	4.01
1.50	40	2.24	2.16	2.42	2.38	2.94	2.78	3.63	3.38	4.41	4.07	5.22	4.78
	20	1.48	1.28	1.55	1.33	1.74	1.49	2.00	1.69	2.33	1.98	2.68	2.27
	25	1.82	1.63	1.90	1.70	2.13	1.89	2.46	2.17	2.85	2.52	3.28	2.88
	30	2.18	2.01	2.28	2.09	2.56	2.33	2.95	2.69	3.42	3.10	3.95	3.56
	35	2.57	2.42	2.68	2.52	3.02	2.82	3.50	3.25	4.05	3.75	4.69	4.31
	40	3.02	2.91	3.16	3.02	3.55	3.37	4.11	3.90	4.77	4.48	5.50	5.12

$c'/\gamma H = 0.075$

cot β de la pendiente	D	$\emptyset(^{\circ})$	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20		0.85	0.80	1.09	0.84	1.61	<u>1.10</u>	2.14	<u>1.44</u>	2.66	<u>1.80</u>	3.17	<u>2.13</u>
	25		0.95	1.01	1.13	1.05	1.86	1.38	2.50	<u>1.80</u>	3.13	<u>2.26</u>	3.74	<u>2.72</u>
	30		1.06	1.24	1.42	1.30	2.14	1.69	2.88	<u>2.20</u>	3.62	<u>2.76</u>	4.36	<u>3.33</u>
	35		1.19	1.49	1.61	1.56	2.44	2.03	3.31	<u>2.66</u>	4.18	<u>3.33</u>	5.02	<u>4.00</u>

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

	40	1.33	1.76	1.80	1.82	2.77	2.39	3.78	<u>3.15</u>	4.79	<u>3.95</u>	5.78	<u>4.76</u>
	20	1.34	1.02	1.39	1.09	1.69	1.29	2.07	1.54	2.49	<u>1.82</u>	2.95	<u>2.17</u>
	25	1.58	1.28	1.66	1.39	2.00	1.64	2.47	1.96	2.97	<u>2.32</u>	3.52	<u>2.73</u>
1.25	30	1.83	1.56	1.94	1.70	2.35	2.01	2.89	2.39	3.50	2.86	4.15	<u>3.36</u>
	35	2.11	1.87	2.25	2.03	2.73	2.39	3.36	2.87	4.08	3.46	4.83	<u>4.04</u>
	40	2.42	2.21	2.58	2.40	3.15	2.84	3.89	3.43	4.73	4.13	5.60	<u>4.83</u>
1.50	20	1.64	1.31	1.71	1.35	1.92	1.51	2.20	1.73	2.55	1.99	2.93	2.27
	25	1.98	1.66	2.05	1.71	2.31	1.91	2.66	2.20	3.08	2.53	3.55	2.92
	30	2.34	2.04	2.43	2.10	2.74	2.36	3.16	2.71	3.66	3.13	4.22	3.59
	35	2.74	2.46	2.84	2.54	3.21	2.85	3.71	3.29	4.30	3.79	4.96	4.34
	40	3.19	2.93	3.31	3.03	3.74	3.40	4.33	3.93	5.03	4.53	5.79	5.19

c'/γH =0.100

cot β de la pendiente	D	Ø(°)	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	0.98	0.80	1.25	0.86	1.83	<u>1.13</u>	2.41	<u>1.46</u>	2.97	<u>1.83</u>	3.53	<u>2.15</u>	
	25	1.10	1.02	1.41	1.07	2.09	<u>1.42</u>	2.78	<u>1.84</u>	3.36	<u>2.29</u>	4.09	<u>2.72</u>	
	30	1.21	1.25	1.58	1.30	2.37	1.72	3.17	<u>2.25</u>	3.91	<u>2.80</u>	4.71	<u>3.34</u>	
	35	1.34	1.50	1.77	1.57	2.68	2.08	3.59	<u>2.71</u>	4.49	<u>3.34</u>	5.39	<u>4.03</u>	
	40	1.48	1.78	1.99	1.87	3.01	2.44	4.07	<u>3.21</u>	5.10	<u>3.97</u>	6.14	<u>4.80</u>	
1.25	20	1.48	1.03	1.52	1.09	1.86	1.29	2.27	1.55	2.74	<u>1.83</u>	3.23	<u>2.15</u>	

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

	25	1.72	1.29	1.79	1.38	2.19	1.63	2.67	1.96	3.21	<u>2.32</u>	3.81	<u>2.74</u>
	30	1.99	1.59	2.08	1.73	2.53	2.00	3.09	2.41	3.73	<u>2.84</u>	4.42	<u>3.35</u>
	35	2.27	1.90	2.40	2.07	2.91	2.41	3.58	2.90	4.30	3.44	5.10	<u>4.04</u>
	40	2.58	2.23	2.74	2.44	3.33	2.85	4.09	3.44	4.96	4.11	5.88	<u>4.84</u>
1.50	20	1.77	1.30	1.85	1.36	2.07	1.52	2.38	1.73	2.76	2.00	3.14	2.28
	25	2.11	1.66	2.20	1.72	2.47	1.93	2.83	2.21	3.28	2.53	3.78	2.91
	30	2.48	2.05	2.58	2.11	2.90	2.38	3.33	2.72	3.86	3.12	4.44	3.59
	35	2.88	2.47	2.98	2.54	3.37	2.86	3.88	3.28	4.49	3.78	5.17	4.34
	40	3.33	2.94	3.45	3.03	3.90	3.42	4.49	3.92	5.21	4.51	5.99	5.16

c'/γH = 0.125

cot β de la pendiente	D	Ø(°)	0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
			m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20		1.13	0.81	1.43	0.88	2.04	<u>1.15</u>	2.69	<u>1.54</u>	3.26	<u>1.78</u>	3.87	<u>2.12</u>
	25		1.25	1.04	1.60	1.11	2.32	<u>1.45</u>	3.06	<u>1.91</u>	3.74	<u>2.27</u>	4.45	<u>2.72</u>
	30		1.38	1.27	1.77	1.34	2.62	<u>1.78</u>	3.46	<u>2.30</u>	4.25	<u>2.81</u>	5.07	<u>3.37</u>
	35		1.50	1.51	1.96	1.59	2.93	2.12	3.88	<u>2.71</u>	4.82	<u>3.41</u>	5.77	<u>4.05</u>
	40		1.61	1.75	2.17	1.89	3.27	2.48	4.36	<u>3.18</u>	5.46	<u>4.06</u>	6.55	<u>4.89</u>
1.25	20		1.64	1.06	1.67	1.10	2.05	1.32	2.49	<u>1.58</u>	2.98	<u>1.86</u>	3.50	<u>2.17</u>
	25		1.89	1.33	1.94	1.40	2.38	1.67	2.89	1.99	3.48	<u>2.38</u>	4.08	<u>2.75</u>
	30		2.16	1.63	2.23	1.73	2.73	2.04	3.32	2.43	4.01	<u>2.92</u>	4.71	<u>3.41</u>
	35		2.45	1.95	2.56	2.09	3.11	2.45	3.80	2.93	4.59	<u>3.50</u>	5.41	<u>4.13</u>

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

	40	2.77	2.30	2.92	2.49	3.54	2.91	4.33	3.49	5.24	4.16	6.21	<u>4.95</u>
1.50	20	1.92	1.32	2.02	1.39	2.23	1.55	2.57	1.75	2.96	2.00	3.40	2.29
	25	2.26	1.68	2.37	1.75	2.64	1.97	3.03	2.23	3.50	2.55	4.02	2.91
	30	2.63	2.07	2.75	2.15	3.07	2.43	3.53	2.74	4.08	3.15	4.69	3.60
	35	3.04	2.50	3.16	2.58	3.55	2.92	4.08	3.32	4.73	3.81	5.44	4.36
	40	3.50	2.98	3.63	3.07	4.09	3.49	4.71	3.98	5.46	4.57	6.28	5.23

c'/γH = 0.150

cot β de la pendiente		0.5:1		1:1		2:1		3:1		4:1		5:1	
		m	n	m	n	m	n	m	n	m	n	m	n
1.00	20	1.25	0.81	1.58	0.89	2.25	<u>1.16</u>	2.89	<u>1.44</u>	3.57	<u>1.80</u>	4.21	<u>2.15</u>
	25	1.37	1.02	1.75	1.12	2.53	<u>1.45</u>	3.24	<u>1.80</u>	4.01	<u>2.27</u>	4.78	<u>2.77</u>
	30	1.50	1.13	1.93	1.36	2.83	<u>1.78</u>	3.64	<u>2.24</u>	4.54	<u>2.79</u>	5.41	<u>3.39</u>
	35	1.65	1.53	2.12	1.61	3.14	<u>2.14</u>	4.09	<u>2.71</u>	5.10	<u>3.38</u>	6.09	<u>4.09</u>
	40	1.80	1.82	2.33	1.89	3.49	<u>2.53</u>	4.57	<u>3.24</u>	5.74	<u>4.05</u>	6.86	<u>4.85</u>
1.25	20	1.79	1.07	1.80	1.10	2.22	1.32	2.69	<u>1.59</u>	3.22	<u>1.86</u>	3.77	<u>2.17</u>
	25	2.03	1.33	2.07	1.40	2.55	1.68	3.09	<u>2.01</u>	3.71	<u>2.37</u>	4.33	<u>2.76</u>
1.50	30	2.30	1.63	2.37	1.74	2.90	2.06	3.51	2.44	4.22	<u>2.92</u>	4.96	<u>3.38</u>
	35	2.60	1.96	2.69	2.08	3.28	2.47	4.00	2.94	4.81	<u>3.50</u>	5.66	<u>4.10</u>
	40	2.92	2.33	3.05	2.44	3.72	2.92	4.53	3.48	5.46	<u>4.17</u>	6.44	<u>4.92</u>
1.50	20	2.05	1.33	2.15	1.39	2.38	1.54	2.74	1.75	3.15	2.01	3.63	2.30

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

25	2.39	1.68	2.51	1.76	2.77	1.97	3.19	2.23	3.67	2.55	4.23	2.90
30	2.76	2.07	2.89	2.16	3.22	2.43	3.70	2.75	4.26	3.14	4.90	3.57
35	3.16	2.50	3.30	2.59	3.69	1.92	4.24	3.31	4.90	3.79	5.64	4.33
40	3.62	2.98	3.76	3.07	4.23	3.48	4.87	3.95	5.63	4.54	6.47	5.19

3.2.2 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE

El análisis de equilibrio límite es la base de la mayoría de los métodos disponibles actualmente para analizar la estabilidad de taludes; este conjunto de procedimientos ignora la relación esfuerzo-deformación del suelo y solamente consideran las condiciones de equilibrio límite.

Las hipótesis básicas utilizadas son:

- Se considera que la superficie de falla presenta una forma predeterminada(plana, circular o espiral logarítmica)
- Se considera como válido un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
- Se acepta que en el estado límite de falla, la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza completamente y de forma simultánea en todos los puntos de la superficie de falla.

La figura 3.11 muestra una masa potencial en deslizamiento definida geoméricamente por una superficie de falla. La estabilidad o inestabilidad del talud depende de su masa de las fuerzas externas actuando en ella ,de las resistencias al esfuerzo cortante y las presiones de poro a lo largo de la superficie de falla, así como la resistencia de cualquier refuerzo interno que cruce las potenciales superficies de falla.

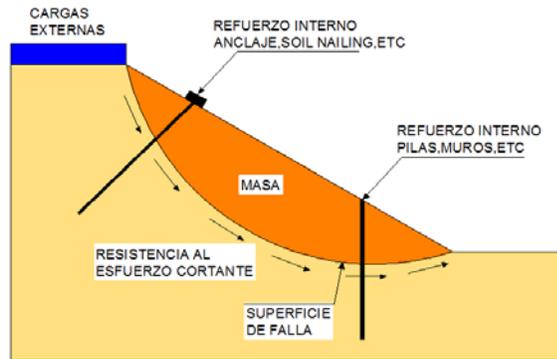


Figura 3.11. Fuerzas típicas involucradas en el análisis de estabilidad de taludes

Los factores de seguridad, comúnmente empleados en México, especialmente en la zona del Valle de México, son los presentados en la siguiente tabla

Tabla 3.2 Factores de seguridad mínimos (COVITUR, 1988)

<i>Condiciones de análisis</i>	<i>Factores de seguridad mínimos</i>
Talud simple(sin grietas ni sobrecargas)	$FS \geq 1.70$
	$FS \geq 1.70$
Talud con sobrecargas en la corona	Cuando las sobrecargas sean permanentes(edificios, torres de conducción eléctrica, etc)
	$FS \geq 1.50$
Talud con grietas en la corona	$FS \geq 1.50$
Talud con grietas y sobrecargas en la corona	$FS \geq 1.50$

En la siguiente sección, se analizarán los métodos de diseño de uso común, así como algunas expresiones relaciones con el caso más simple de diseño.

a) Método ordinario de dovelas o de Fellenius

El método fue desarrollado por Fellenius(1936) y también es denominado como “Método de Fellenius” en este método, las fuerzas en los lados de las dovelas no son consideradas(figura 3.12); la fuerza normal(N) en la base de la dovela es calculada mediante la suma de las fuerzas en una dirección perpendicular a la base de la dovela; así una vez calculada la fuerza normal, se suman los

momentos generados y medidos a partir del centro del círculo analizado, con el fin de calcular el factor de seguridad, el cual es definido matemáticamente como:

$$F.S. = \frac{\Sigma [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (3.15)$$

Donde

c' y ϕ' : Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante al centro de la base de la dovela

W : Peso de la dovela

α : Inclinación de la base de la dovela

u : Presión de poro al centro de la base de la dovela

Δl : Longitud De la base de la dovela

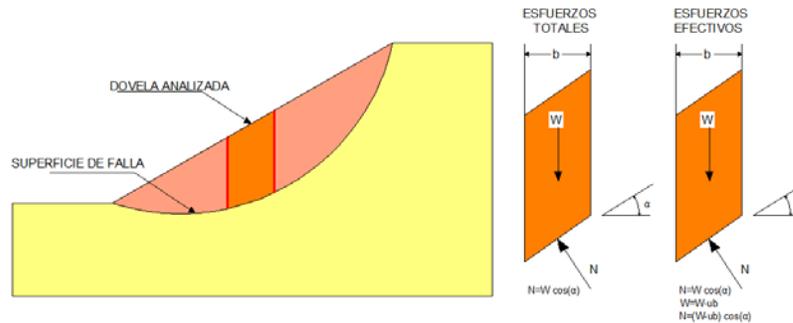


Figura 3.12. Dovelas y fuerzas tipo para el método ordinario de dovelas

b) Método simplificado de Bishop

El método simplificado de Bishop (Bishop, 1955), se basa en la suposición de que las fuerzas inter dovelas son horizontales, como se muestran en la figura 3.13.

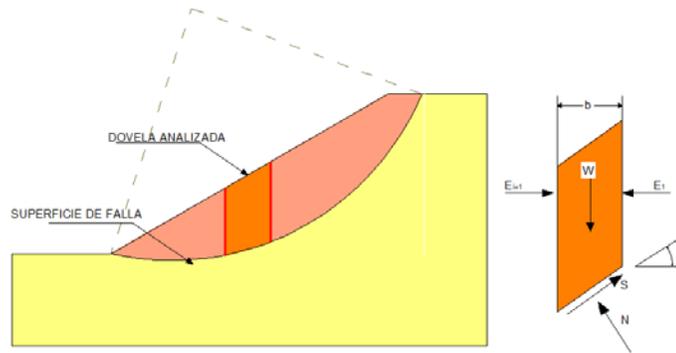


Figura 3.13. Dovelita típica y fuerzas aplicadas en el método simplificado de Bishop

Las fuerzas son sumadas en la dirección vertical; las ecuaciones de equilibrio resultantes son combinadas con la ecuación Mohr-Coulomb y se determinan las fuerzas en la base de la dovela; finalmente, los momentos son sumados alrededor del centro de una superficie de falla circular para obtener la siguiente expresión:

$$F \cdot S = \frac{\left[\frac{\sum [c' \Delta x + (W + P \cos \beta - u \Delta x \sec \alpha) \tan \phi']}{m_\alpha} \right]}{\left[\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_p}{R} \right]} \quad (3.16)$$

Donde

Δx : Ancho de la dovela

ϕ y c : Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante al centro de la base de la dovela

W : Peso de la dovela

P : Resultante de la fuerza debido al agua, actuando perpendicularmente en la parte superior de la dovela

β : Inclinación en la parte superior de la dovela

M_p : Momento alrededor del centro del círculo producido por la fuerza del agua, que actúa en la parte superior de la dovela; se considera positiva cuando actúa en la dirección opuesta al momento producido por el peso de la masa deslizante.

R : Radio del círculo

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F} \quad (3.17)$$

Los factores de seguridad, calculados con la ecuación anterior, satisfacen las fuerzas de equilibrio en la dirección vertical y equilibrio total de momentos alrededor del centro del círculo. Debido a que el término m_α aparece en ambos lados de esta ecuación, es necesario, realizar un procedimiento iterativo para conocer el factor de seguridad.

c) Método simplificado de Janbú

Desarrollado en 1968y es empleado para cualquier forma de superficie de falla. Al igual que Bishop considera que no hay fuerza cortante entre dovelas. El método se basa en la suposición que las fuerzas laterales entre dovelas son horizontales (Figura 3.14). La solución es sobredeterminada, ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección f_o para ajustar (aumentar) el factor de seguridad a valores más razonables. El f_o depende de la curvatura de la superficie de falla. Los factores de seguridad son bajos.

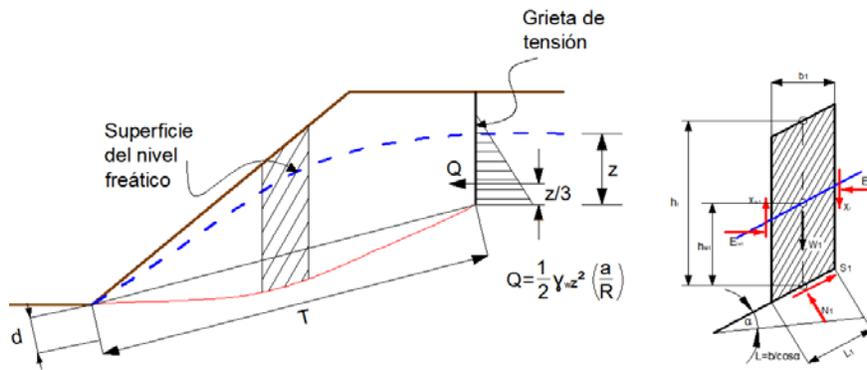


Figura 3.14. Diagrama de análisis para el método simplificado de Janbú

La expresión para calcular el factor de seguridad, en términos de esfuerzos efectivos es:

$$FS = \frac{f_o \sum_{i=1}^n \frac{[c' + (\gamma h_i - \gamma_w h_{wi}) \tan \phi'] (1 + \tan^2 \alpha_i) b_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{FS}}}{\sum_{i=1}^n W_i \tan \alpha_i + \frac{1}{2} \gamma_w z^2} \quad (3.18)$$

El valor del factor de corrección se puede obtener mediante la expresión:

$$f_o = 1 + k \left[\frac{d}{t} - 1.4 \left(\frac{d}{T} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

Cuando $c' = 0$, el valor de k vale 0.31; en cambio si $c' > 0, \phi' > 0$ el valor de $k = 0.50$ ó mediante la gráfica de la figura 3.15

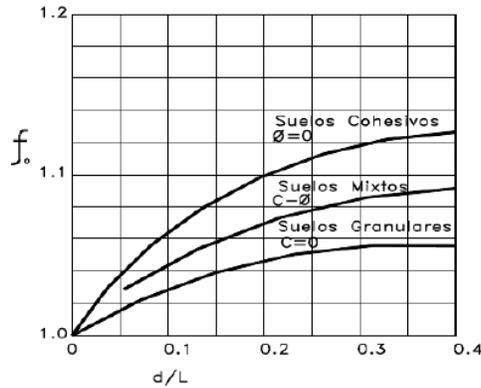


Figura 3.15. Gráfica para determinar el factor f_0 para el método de Janbú

d) Método de Spencer

Desarrollado en 1967. Es un método exacto aplicable a todas las geometrías de un talud, sin importar el perfil estratigráfico del suelo. Se considera el método más completo y simple del equilibrio para calcular el factor de seguridad. El procedimiento se basa en la suposición de que las fuerzas en las dovelas son paralelas las una a la otra y que tienen el mismo ángulo de inclinación (Figura 3.16). Rigurosamente satisface el equilibrio estático suponiendo que la fuerza resultante entre las dovelas tiene una inclinación constante pero desconocida, por lo cual satisface el equilibrio de fuerzas y momentos. La ecuación de equilibrio de fuerzas se expresa como:

$$\sum Q_i = 0 \tag{3.20}$$

Donde:

Q_i : Resultante de las fuerzas que intervienen z_i y z_{i+1} son las fuerzas que se consideran en el lado derecho e izquierdo de la dovela.

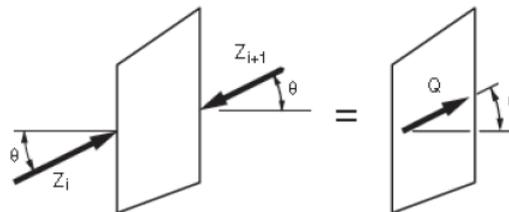


Figura 3.16. Diagrama de fuerzas que intervienen en una dovela por el método de Spencer

Se considera que las fuerzas actúan, son paralelas por tener la misma dirección y Q_i es simplemente la diferencia escalar entre las fuerzas que intervienen de lado derecho a izquierdo de cada dovela:

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (3.21)$$

Para el equilibrio de los momentos, pueden ser sumados sobre cualquier punto arbitrario en un sistema coordenado cartesiano $(x = 0, y = 0)$. La ecuación para el equilibrio del momento se expresa como:

$$\Sigma Q(x_b \text{ sen } \theta - y_Q \text{ cos } \theta) = 0 \quad (3.22)$$

Donde

y_Q : Coordenada vertical del punto en la línea de acción de la fuerza, Q , directamente sobre el centro de la base da dovela (Figura 3.17).

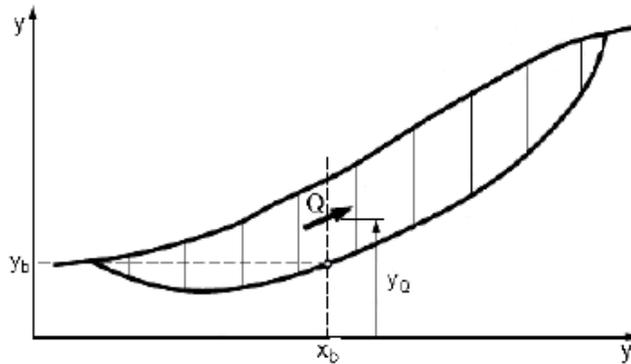


Figura 3.17. Coordenadas de una superficie de falla no circular usada para el método de Spencer

La coordenada y_Q se puede expresar en términos de la coordenada y el punto en el centro de la base de la dovela (y_b) por:

$$y_Q = y_b + \frac{M_o}{Q \text{ cos } \theta} \quad (3.23)$$

En la que M_o : Momento que se requiere conocer y es producido por las fuerzas en el centro de la base de la dovela. En la ausencia de fuerzas debido a cargas sísmicas o a cargas en la superficie del talud, el momento $M_o = 0$ y $y_Q = y_b$.

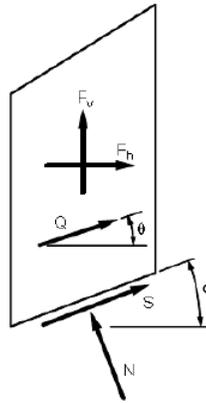
Las fuerzas que intervienen para satisfacer el equilibrio en una dovela en forma individual, son:

$$N + F_v \text{ cos } \alpha - F_h \text{ sen } \alpha - Q \text{ sen } (\alpha - \theta) = 0 \quad (3.24)$$

$$S + F_v \operatorname{sen} \alpha - F_h \operatorname{cos} \alpha - Q \operatorname{cos} (\alpha - \theta) = 0 \quad (3.25)$$

F_v y F_h representan todas las fuerzas horizontales y verticales que se considera en la dovela, incluyendo el peso de la sección, cargas sísmicas, fuerzas distribuidas y concentración de cargas superficiales, anclas. Al combinar las fuerzas de equilibrio de las ecuaciones 3.22 y 3.23, con la ecuación de Mohr-Coulomb para la fuerza del esfuerzo cortante, la solución para Q (Figura 3.16), será:

$$Q = \frac{-F_v \operatorname{sen} \alpha - F_h \operatorname{cos} \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{FS}\right) + (F_v \operatorname{cos} \alpha - F_h \operatorname{sen} \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{FS}\right)}{\operatorname{cos}(\alpha - \theta) + \left[\operatorname{sen}(\alpha - \theta) \frac{\tan \phi'}{FS}\right]} \quad (3.26)$$



3.18. Dovela con las fuerzas que intervienen en el método de Spencer.

Mediante procedimientos de ensaye y error, se generan iteraciones para obtener las soluciones para el FS . Los valores del FS son supuestos en varias ocasiones hasta satisfacer las dos ecuaciones dentro de niveles aceptables de error (fuerza y momento de equilibrio). Una vez obtenido el factor de seguridad, se analiza la inclinación de la fuerza de intersección que interviene en las ecuaciones de la fuerza y equilibrio del momento para una sola dovela, y posteriormente se calculan los valores de la fuerza normal (N) en la base de la dovela.

e) Método GLE/Morgenstern Price

Desarrollado en 1965. Es un procedimiento exacto, aplicable virtualmente a todas las geometrías de un talud y con diferentes perfiles de suelos. Se considera como un método completo y riguroso.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

El método expresa la relación entre la fuerza tangencial(x), y la normal total (E), sobre el lado vertical de cada faja. Asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

$$X = \lambda f(x)E \quad (3.27)$$

Donde

X y E : Fuerza vertical y horizontal que actúan entre las dovelas

λ : Factor de escala desconocido que se emplea como parte de la solución

$f(x)$: Solución que prescribe valores en cada uno de los límites de cada dovela.

El método cumple con el equilibrio de fuerzas y de momentos, y es muy similar al método de Spencer con la diferencia de que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria. La localización de la fuerza normal en la base de la dovela también se asume que actúa en el punto mediano de la base de la dovela o en un punto en la base de la dovela que está directamente debajo del centro de gravedad. Si E' es la fuerza normal efectiva sobre el lado vertical de cada faja X/E' ha de ser menor que $\tan \phi'$. Si no es así, la función supuesta no es correcta.

Se obtiene el factor de seguridad, así como el resultado de la posición de empuje sobre el lado vertical de cada dovela, lo cual permite comprobar si la hipótesis hecha sobre la forma de $f(x)$ era o no razonable verificando los esfuerzos que aparecen al lado de la dovela). Este método será exacto siempre que la función $f(x)$ escogida corresponda a la real. El cálculo del factor de seguridad empleando este método con respecto al equilibrio de fuerzas FS_F y de momentos FS_M , es:

$$FS_F = \frac{\Sigma[c\beta + (N-ul) \tan \phi \cos \alpha]}{\Sigma N \sin \alpha - \Sigma D \cos \alpha} \quad (3.28)$$

$$FS_M = \frac{\Sigma[c\beta + (N-ul) R \tan \phi]}{\Sigma Wx - \Sigma Nf + \Sigma Dd} \quad (3.29)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

β : Longitud de la superficie de falla

W : Peso de la dovela

α : Inclinación de la superficie de falla

N : Fuerza normal entre dovelas

x : Fuerza tangencial entre dovelas

3.2.3 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO (TÉCNICA “ SHEAR STRENGTH REDUCTION” O “C- ϕ REDUCTION”)

Para resolver un problema de ingeniería se puede utilizar una solución analítica o solución numérica; cuando se emplea la primera, se cuenta con una fórmula explícita que permite considerar las variables significativas que intervienen en el problema. En ingeniería civil se dispone de un cierto número de soluciones analíticas, la mayoría de las cuales están basadas en la teoría de la elasticidad lineal (Deméneghi, 2010).

Sin embargo, cuando se tienen problemas complejos y condiciones de frontera difíciles, los ingenieros recurren a métodos numéricos que proporcionan soluciones aproximadas en un cierto número de puntos. Al proceso de seleccionar únicamente un cierto número de puntos en un cuerpo se llama discretización.

El método de elementos finitos (MEF) es una técnica que se utiliza para resolver problemas complejos, con materiales no-homogéneos, de comportamiento esfuerzo-deformación no-lineal y con condiciones de frontera complicadas (Díaz Rodríguez, 2012)

El concepto general de la técnica SSR(Shear Strength Reduction), se basa en la reducción sucesiva de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales involucrados en la estabilidad del talud analizado, hasta obtener la falla del mismo; la falla se obtiene cuando el modelo del elemento finito no converge a una solución, esto debido que el equilibrio estático no puede ser mantenido o en algunos casos ni siquiera puede iniciarse, debido a las condiciones propias del modelo(i.e cuando el talud es inestable desde el principio), de tal manera que el factor crítico en el cual ocurre la falla(no convergencia) es considerado el factor de seguridad.

De manera resumida; el método SSR, para un material definido por la ley de resistencia Mohr-Coulomb, puede ser reducido por un factor F , el cual se define como:

$$\frac{\tau}{F} = \frac{c'}{F} + \frac{\tan \phi'}{F} \quad (3.30)$$

Esta ecuación puede re-escribirse como:

$$\frac{\tau}{F} = c^* + \tan \phi^* \quad \text{Donde: } c^* = \frac{c'}{F} \quad \phi^* = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)$$

De tal manera que estos últimos parámetros (c^* y ϕ^*) son los denominados parámetros reducidos Mohr-Coulomb y son los que se ingresan en el modelo de elementos finitos.

Algoritmo de solución

Los pasos de cálculo necesarios para iniciar la búsqueda sistemática del factor de seguridad crítico, F, el cual conduce a un talud en estado de equilibrio estático a un estado incipiente de falla es la siguiente:

- 1) Desarrollo de un modelo FEM para el talud analizado, utilizando las propiedades de deformación y de resistencia establecidas para los materiales involucrados; posteriormente se soluciona el modelo y se registran las deformaciones máximas existentes en el talud.
- 2) Se incrementa el valor de F y se calcula los valores modificados de Mohr-Coulomb; se insertan los nuevos valores de resistencia en el modelo antes creado y se re-calcula, así mismo se registran las deformaciones máximas locales.
- 3) Se repite el inciso 2, utilizando incrementos sistemáticos de F, hasta que el método FEM no converja a una solución (es decir, continuar con la reducción de la resistencia del material hasta que el talud falle). El valor crítico de F, para el cual justo la falla ocurra, será el valor del factor de seguridad.

3.3 FLUJO DE AGUA EN TALUDES

La mayor parte de las fallas en los taludes se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones cuando se realizan excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos).

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura.
- La presión ejercida sobre grietas de tensión aumentan las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación
- Erosión interna por flujo superficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición meteorológica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

La forma de la superficie freática en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de contorno (figura 3.19).

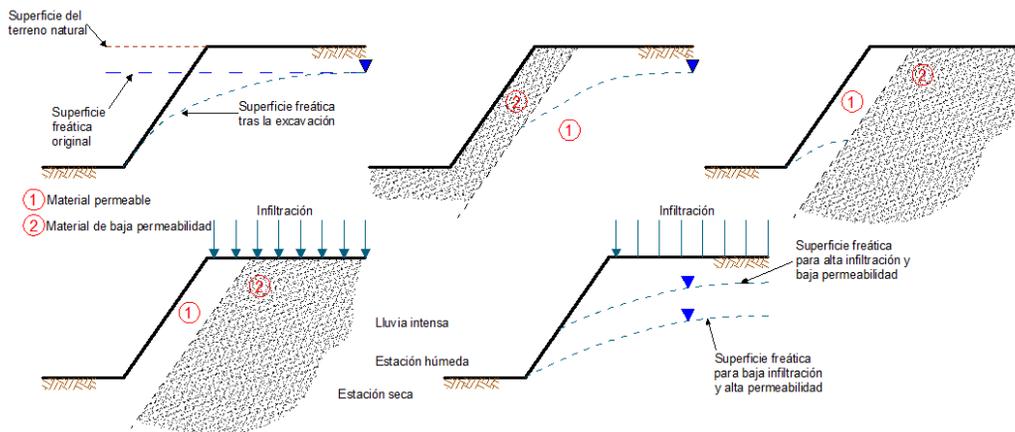


Figura 3.19 Esquemas de nivel freático en un talud según la distribución de los materiales

El nivel freático puede sufrir cambios estacionales como consecuencia de periodos lluviosos o de sequía. Sólo parte del agua de lluvia o escorrentía penetra el terreno, y una mínima parte alcanza el nivel freático. Si bien la modificación del nivel freático obedece generalmente a cambios lentos y periodos largos, en caso de materiales muy permeables puede llegar a producirse un ascenso relativamente rápido como consecuencia de precipitaciones intensas.

Además del agua en el interior del terreno, hay que considerar el papel del agua superficial (por precipitación, escorrentía, etc.), que puede causar problemas importantes de estabilidad al crearse altas presiones en las discontinuidades y grietas por las que se introduce, y en la zona más superficial del terreno; de hecho las roturas en taludes en suelos son más frecuentes en periodos de lluvias intensas, tras un fuerte tormenta o en épocas de deshielo.

Universidad Nacional Autónoma de México

Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

La influencia del agua en las propiedades de los materiales depende de su comportamiento hidrogeológico. El efecto más importante es la presión ejercida, definida por la altura del nivel piezométrico.

Las presiones pueden evaluarse a partir de la red de flujo del talud. Este método proporciona los valores de la presión en diferentes puntos de la superficie de rotura. Si se desconocen los elementos necesarios para dibujar la red de flujo pero se conoce la posición del nivel freático en el interior del talud, siempre que se trate de un acuífero libre, la presión de agua, u , sobre un punto se puede estimar como el peso de la columna vertical de agua sobre él:

$$u = z\gamma_w$$

Donde z es la altura de la columna de agua y γ_w el peso específico del agua (dependiendo de la anisotropía en la permeabilidad de los materiales del talud y de las características de flujo, esta hipótesis puede suponer errores importantes). El enfoque de red de flujo gráfico es a menudo una valiosa aplicación práctica referente a taludes (Figura 3.20).

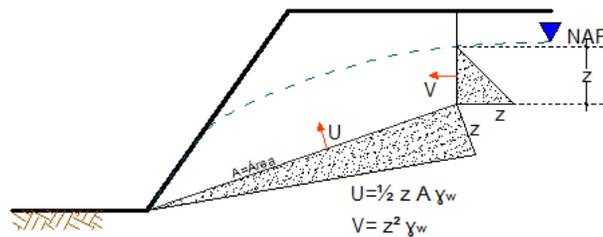


Figura 3.20 a) Triángulo de presiones de agua para un plano simple de discontinuidad. b) Triángulos de presiones en caso de existencia de grieta de tensión en la cabecera del talud (U y V son las fuerzas debidas al agua sobre el plano de deslizamiento y sobre grieta de tensión respectivamente)

La altura del triángulo corresponde a la máxima presión de agua sobre el plano. Esta simplificación ayuda a resolver las ecuaciones de equilibrio del talud; la fuerza total del agua actuando sobre la discontinuidad vendrá dada por el área del triángulo de presiones construido, considerando dos dimensiones.

3.4 FENÓMENO DE SUCCIÓN EN TALUDES

La problemática de los suelos plásticos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos plásticos totalmente saturados. En estos últimos, la presión hidráulica u_w es mayor que cero cuando se encuentran bajo el nivel de agua freática (NAF). Arriba del NAF los suelos pueden estar saturados por capilaridad hasta cierta altura, dependiendo del tamaño de los poros de mayor magnitud; en estas condiciones, la presión en el agua será inferior a cero. Por encima de la zona donde el suelo está totalmente saturado, el terreno se encuentra parcialmente saturado y la presión en el agua es también negativa. La ocurrencia de presiones inferiores a cero influye de manera importante en las propiedades de los suelos.

Se tomará como ejemplo un suelo plástico totalmente saturado que ha perdido contenido de agua; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976). Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionará una disminución de la presión efectiva y un aumento del volumen del suelo.

La succión total de un suelo consta de dos componentes: la succión osmótica y mátrica. La succión osmótica en una arcilla se debe a las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua, como resultado de la diferencia de concentración de iones en el agua en la zona cercana a la doble capa eléctrica. En efecto, cerca de la partícula existe una mayor concentración de iones por la atracción de la carga negativa de una partícula sobre los cationes del agua, mientras que lejos de esta región la atracción disminuye y con ello la concentración de iones. Esta diferencia de concentración produce un fenómeno de flujo de agua hacia la región de mayor concentración de iones, que tiene como consecuencia la aparición de la succión osmótica en el agua del suelo.

La succión mátrica se debe a que, en un suelo parcialmente saturado, se forman meniscos dentro de la matriz del suelo, donde a la cantidad $(u_a - u_w)$ se le denomina *succión mátrica*. La tensión superficial T_s entre el agua y las partículas de un suelo es del orden de $0.073 \frac{N}{m}$, mientras que el ángulo de contacto α depende de la cantidad de sales en el agua; si ésta contiene pocas sales, α es cercano a cero. Observamos en la ecuación 1 que la succión mátrica es inversamente proporcional al diámetro de los poros del suelo. Así, en suelos finos se pueden alcanzar valores de succión mayores que 10 MPa (100 kg/cm^2).

Existen varios procedimientos para medir la succión en el campo o en el laboratorio. Entre ellos se encuentran los tensiómetros, el método de traslación de ejes, los psicrómetros, los sensores del potencial termal mátrico y el papel filtro (Nelson y Miller, 1992). Véanse además Fredlund y Rahardjo (1993), Jiménez Salas (1990) y Alonso *et al.* (2008).

En una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión intergranular y, por consiguiente, un aumento de resistencia al corte, tal como se muestra con los resultados de una prueba triaxial consolidada-drenada (ensaye CD) de la figura 3.21. Vemos en esta figura que al disminuir el grado de saturación (con el consecuente aumento de la succión) se incrementa la resistencia al corte del terreno.

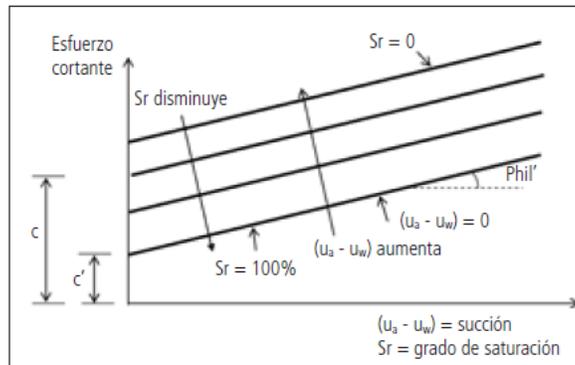


Figura 3.21. Variación de la resistencia al corte con la succión en una prueba triaxial CD (Deméneghi, 2012)

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.31)$$

Donde:

c' : Cohesión intrínseca del suelo

σ : Presión total sobre el suelo

$\sigma - u_a$: Presión neta

$u_a - u_w$: Succión mátrica de campo

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento σ_3 se incrementan tanto la presión de aire u_a como la presión en el agua u_w . Si en los poros del suelo se presenta un estado *abierto* (vacíos del aire interconectados entre sí; Marsal, 1979), la presión u_a se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo.

Para valores altos de grado de saturación S_r , los poros pasan del estado abierto al estado ocluido; en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua $u_a \cong u_w$. Este fenómeno se presenta para valores con un grado de saturación cercano al 100%. Para $S_r = 100\%$, $u_a = u_w$. La ecuación 3.31 se transforma en la expresión:

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (3.32)$$

La ecuación anterior representa la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado.

Cabe aclarar que la resistencia al corte dado por la ecuación 3.32 se puede tomar sólo como un parámetro aproximado, pues la variación de la resistencia con el cambio de succión es no lineal. Así que el valor que se use de $\tan \phi^b$ tiene que ser consistente con el intervalo de succión que ocurrirá en el campo.

Se cuenta además con una ecuación de esfuerzos equivalentes para los suelos no saturados, que toma en consideración el efecto de la succión en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos (Rojas *et al.*, 2008).

Para fines prácticos, es posible hacer uso de la ecuación 3.32 de la siguiente forma:

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3.33)$$

Donde

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.34)$$

En la ecuación 3.33 se expresa que es posible tratar un suelo cohesivo parcialmente saturado como un suelo cohesivo-friccionante, cuya cohesión depende ahora de la magnitud de la succión que actúa sobre él (ecuación 3.34).

Así, la capacidad de carga, el empuje de tierras y la estabilidad de taludes pueden estimarse con las teorías existentes para los materiales cohesivo-friccionantes, tomando en cuenta el aumento de cohesión por la succión en el suelo.

Como señalamos antes, un talud en un suelo no saturado puede ser estable por la ocurrencia de la succión en el campo.

3.5 ANÁLISIS SÍSMICO EN TALUDES

La liberación de energía de terremotos envía ondas de aceleración sísmica que viajan a través del suelo. Este tipo de carga dinámica transitoria instantánea incrementa los esfuerzos cortantes en un talud y disminuye el volumen de vacíos de los materiales de un talud, llevando a un incremento en la presión de poro y fracturas. Por lo tanto, las fuerzas cortantes incremental y las fuerzas friccionantes que resisten entonces disminuyen. Otros factores que afectan la respuesta de los taludes durante un terremoto son:

- Magnitud de la aceleración sísmica
- Duración de un terremoto
- Características de resistencia dinámica de los materiales afectados
- Dimensión del talud

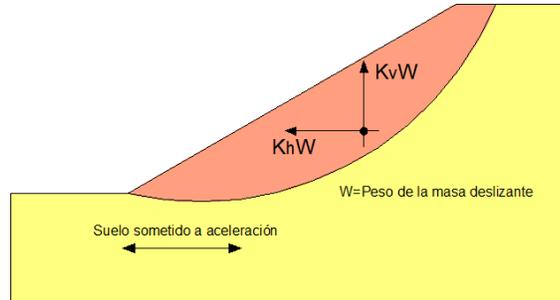
Los movimientos telúricos son capaces de inducir grandes fuerzas de inercia desestabilizantes, de naturaleza cíclica, en taludes y terraplenes. También, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede ser reducida debido a las cargas transitorias o debido a la generación de exceso de presión de poro. El efecto combinado de cargas sísmicas y los cambios en la resistencia al esfuerzo cortante reflejará una disminución global en la estabilidad del talud.

Típicamente, las cargas cíclicas generan exceso de presión de poro en materiales sueltos saturados sin cohesión (gravas, arenas y limos sin plasticidad), los cuales tienen tendencia a la licuación con una considerable pérdida de resistencia. Sin embargo, los suelos cohesivos y materiales sin cohesión en estado seco no son afectados por cargas cíclicas en la misma medida. Si un suelo cohesivo no es sensible, en muchos casos por lo menos el 80% de la fuerza cortante estática será retenida durante y después de las cargas cíclicas.

En general existen 4 métodos de análisis que se han propuesto para la evaluación de la estabilidad de taludes durante sismos. El orden incrementa de acuerdo a la complejidad y costo, estos son:

- 1) **Método Pseudoestático.** Es una modificación del análisis de equilibrio límite que incluyen fuerzas sísmicas que se asumen al ser proporcionales al peso de la masa potencial de deslizamiento con un coeficiente sísmico (a) expresado en términos de

aceleración en el suelo en términos de aceleración de la gravedad. Las fuerzas de inercia de un sismo son simuladas por la inclusión de fuerzas estáticas horizontales y verticales en el análisis de equilibrio límite (figura 3.22)



3.22 Fuerzas de un sismo y gravedad actuante en un talud

- 2) **Método de desplazamientos de Newmark.** Este método está basado en el concepto de que las aceleraciones actuales en el talud pueden superar el rendimiento de aceleración estática generando deformaciones permanentes (Newmark, 1965).
- 3) **Estabilidad post terremoto.** Esto es calculado usando muestras de suelo representativas probadas en laboratorio y que han sido sujetas a pruebas no drenadas con cargas cíclicas comparables al terremoto esperado.
- 4) **Análisis dinámico por el método de elemento finito.** Es un análisis dimensional (2 o 3) donde usando un modelo constitutivo apropiado proporciona esfuerzos, tensiones y desplazamientos permanentes.

De la lista mostrada anteriormente, los primeros dos métodos han llegado a ser bien establecidos en la práctica de la ingeniería geotécnica, debido a la facilidad en la implementación, familiaridad y factores económicos. El método de estabilidad post sismo, es simple de implementar, pero requiere extensas pruebas dinámicas de laboratorio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a través de superficies de falla potenciales seleccionadas en el talud. El análisis dinámico por el método de elemento finito es también extenso, ya que este requiere de muchas pruebas de laboratorio para identificar los parámetros del modelo constitutivo y de recursos computacionales considerables. En la presente tesis se hará uso del primer método (pseudostático) como método de solución.

3.6 MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

Cuando un talud ha sufrido rotura, o deformaciones que impliquen riesgo de inestabilidad, deben adoptarse medidas de estabilización. Igualmente cuando por diferentes razones (constructivas, ambientales, económicas, etc.), se precise excavar un talud con mayor ángulo del correspondiente a la propia resistencia del terreno, es necesario adoptarse medidas de estabilización.

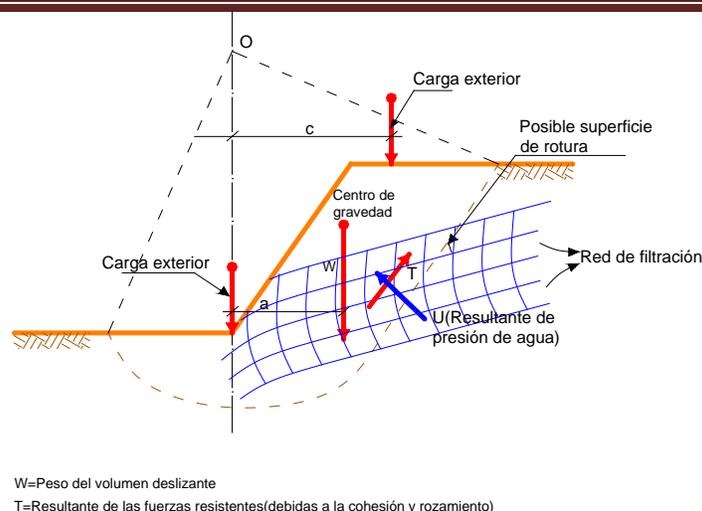
Para diseñar y aplicar estas medidas es necesario conocer:

- Las propiedades y el comportamiento geo mecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de la rotura, incluyendo velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos y de otro tipo influyentes en la inestabilidad, que determinan las causas de la misma y, por tanto, las medidas más adecuadas para la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a situación de niveles freáticos, presiones de poro y permeabilidad de los materiales..

Para el diseño de las medidas de estabilización deben tomarse en consideración:

- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La urgencia de intervención.
- La magnitud y dimensiones de la inestabilidad.

El aumento del coeficiente de seguridad de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras (figura 3.23). En todos casos las actuaciones afectan a los factores que controlan básicamente el equilibrio de un talud: el peso de los materiales, sus propiedades resistentes y aplicarlos correctamente.



3.23 Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud

Al diseñar las medidas correctoras ha de considerarse al factor de seguridad que se debe alcanzar. Si bien en el diseño de un talud permanente puede ser adecuado 1.5, en la corrección de un talud inestable se parte de un valor menor de 1.0 y puede ser suficiente alcanzar un valor de 1.2 o 1.25, salvo que se trate de excavaciones que obliguen a valores superiores.

Las medidas estabilizadoras pueden consistir en:

- Modificación de la geometría del talud
- Drenajes
- Aumento de la resistencia del terreno mediante la introducción en el talud de elementos estructurales resistentes.
- Construcción de muros u otros elementos de construcción

3.6.1 MODIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA

Mediante la modificación de la geometría de los taludes se redistribuyen las fuerzas debidas al peso de los materiales, obteniéndose una nueva configuración más estable. Las actuaciones más frecuentes son (figura 3.24):

- Disminuir la inclinación del talud
- Eliminar peso de la cabecera del talud

-Incrementar el peso en el pie del talud (tacones o escolleras)

-Construir bancos y bermas (escalonar el talud)

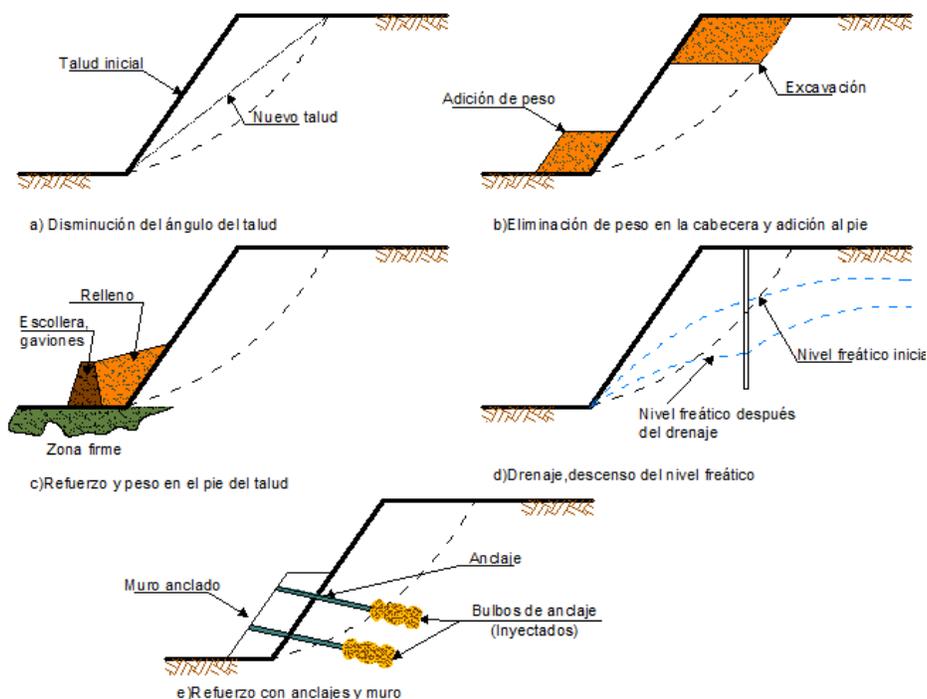


Figura 3.24 Métodos para aumentar el factor de seguridad de taludes en suelos

La excavación de la cabecera del talud elimina peso en esa zona, reduciendo las fuerzas desestabilizadoras. La disminución del ángulo general del talud y la retirada del peso en su cabecera no siempre puede llevarse a cabo por las dificultades de acceso a la parte superior del talud, los grandes volúmenes que a veces es necesario mover para que las medidas sean efectivas, el problema ambiental que supone el vertido del material excavado, las expropiaciones en la zona de la cabecera del talud, la presencia de instalaciones que impidan esta solución, etc. Por ello los cambios de geometría consisten, principalmente, en aumentar el peso en el pie del talud, aunque esta solución implica ocupar mayor espacio en la base del talud, donde el espacio disponible suele ser escaso. La construcción de “tacones” aumenta las tensiones normales sobre la superficie de rotura, mejorando la estabilidad. Es recomendable que el relleno aplicado en el pie del talud sea de material drenante o, en su caso, construir un sistema de drenaje adecuado; en caso contrario su efecto estabilizador puede verse anulado por una acumulación de agua en la zona del pie del talud. Esta medida es aplicable, sobre todo, a taludes en suelos y puede efectuarse en combinación con excavaciones en cabecera.

Si el terreno en el pie del talud es resistente y la inestabilidad no es profunda, puede recurrirse a la construcción de un muro, bien cimentado, al pie del talud, cuyo trasdós puede rellenarse de forma que se aporte un peso adicional en esta zona; este relleno, además, puede proteger al terreno natural de las acciones ambientales. El empleo de escolleras al pie de taludes deslizados para aportar peso, permitir el drenaje y reforzar el conjunto es una solución frecuente y rápida de ejecutar, muy utilizada en el caso de inestabilidades superficiales en materiales arcillosos.

3.6.2 MEDIDAS DE DRENAJE

Las medidas de drenaje tienen por finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Además, el agua reduce las propiedades resistentes en determinados tipos de materiales. Estas medidas son, generalmente, las más efectivas, ya que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando al pie del talud, etc.

Los drenajes superficiales evitan que las aguas de escorrentía se infiltren en el talud o penetren a favor de discontinuidades y grietas, dando lugar a la elevación del nivel freático, a la aparición de presiones intersticiales y a la saturación del suelo. Evitan, así mismo, los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y el lavado de discontinuidades en macizos rocosos (figura 3.25 y 3.26).

El uso de las medidas de drenaje dependerá de la problemática y condiciones del talud, por tanto no será necesario el uso simultáneo de todos a la vez.

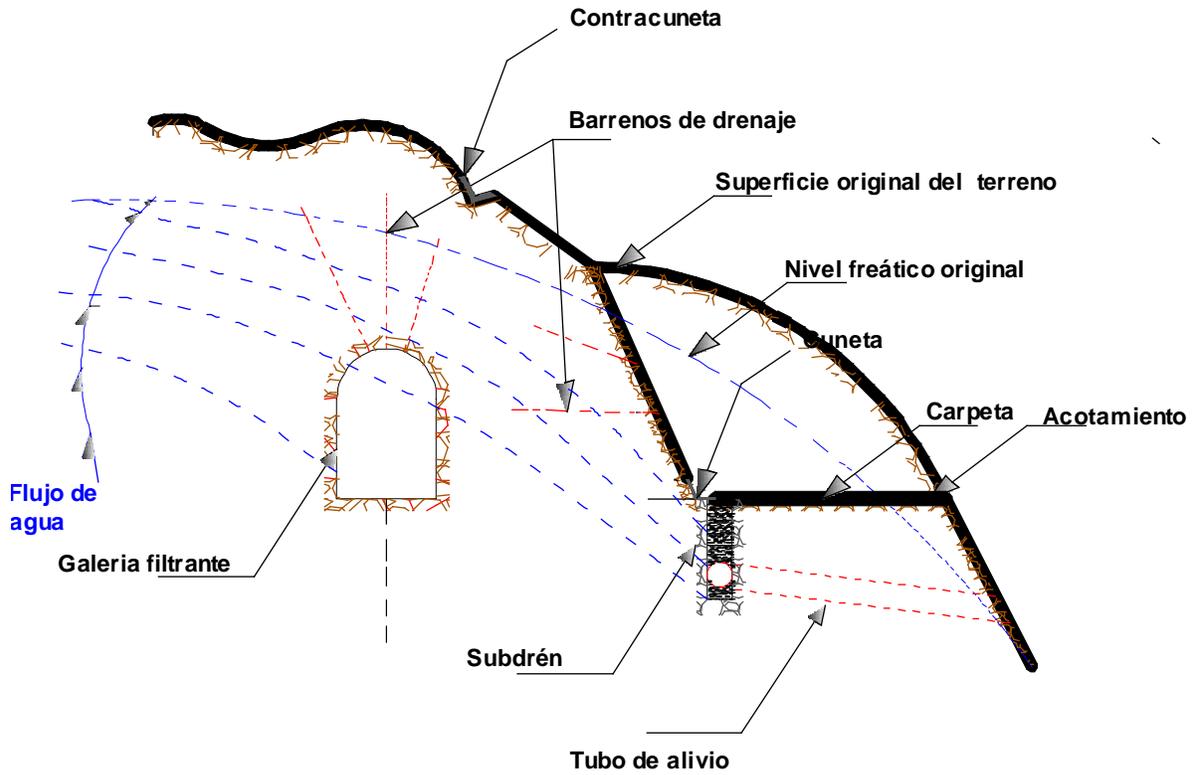


Figura 3.25. Sistemas de drenaje en taludes

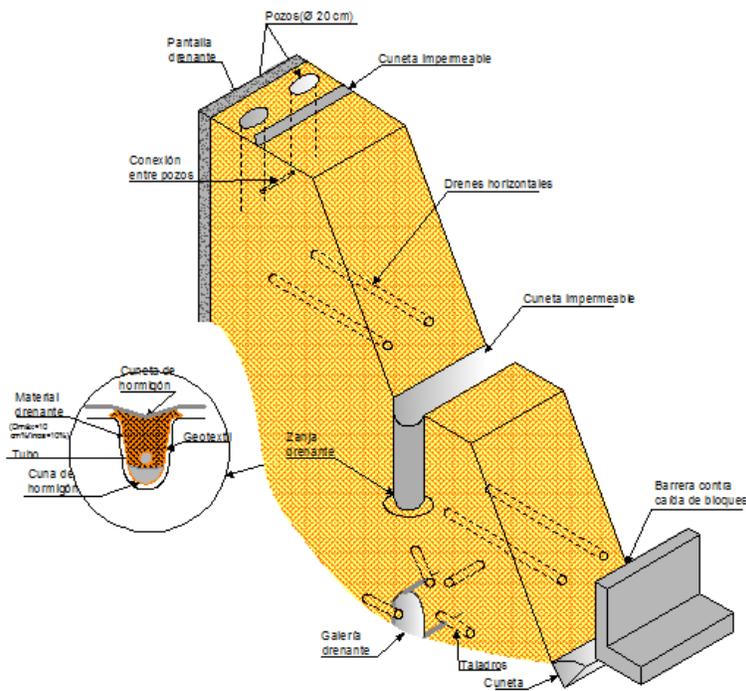


Figura 3.26 Medidas de drenaje y protección en taludes

Los drenajes profundos tienen como finalidad descender el nivel freático y evacuar el agua del interior del talud. En el diseño de las medidas de drenaje profundas debe considerarse los siguientes aspectos:

-La permeabilidad y características hidrogeológicas de los materiales, los caudales a drenar y el radio de acción del elemento drenante.

-Las perforaciones deben alcanzar las cotas a las que se encuentra el agua y, en su caso, profundizar hasta las cotas a que se quiere rebajar el nivel freático.

-Dependiendo de su ubicación y profundidad, los elementos drenantes pueden quedar rotos o inutilizados si hay movimientos en el talud, y causar los efectos contrarios a los pretendidos, introduciendo agua en la superficie de rotura o en la más inestable.

Los drenes “californianos” perforaciones subhorizontales con diámetro de 100 a 150 mm, pueden alcanzar longitudes de 30-40 m, y son muy efectivos para evacuar el agua de la zona de pie de los taludes. Los pozos verticales (con diámetro de 30-150cm o superior) pueden drenar el agua mediante bombas inducidas en su interior, que se ponen en funcionamiento al alcanzar el agua una determinada cota en el pozo, o por gravedad a través de drenes que los comunican con el exterior. Las galerías drenantes excavadas en el interior de los macizos, son de gran eficacia pero de costosa ejecución. Las pantallas drenantes formadas por pozos verticales de gran diámetro (de 1.5 a 2.0 m) comunicados entre sí por taladros horizontales que se ejecutan desde su interior.

3.6.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES RESISTENTES

La introducción de elementos resistentes en el terreno, tiene por finalidad aumentar la resistencia al corte mediante alguno de los sistemas:

-Introduciendo elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (por ejemplo pilotes o micro pilotes).

-Introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (por ejemplo anclajes).

Multipantallas de pilotes

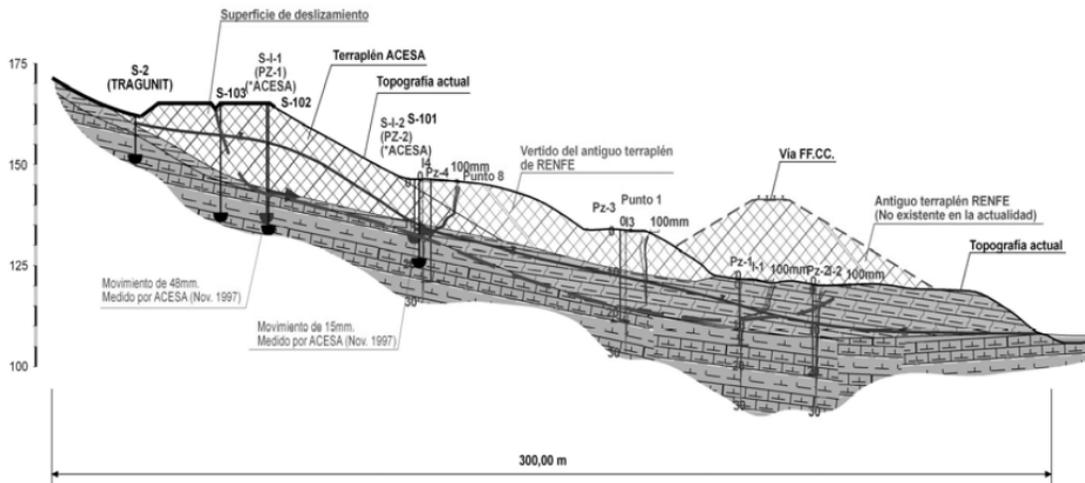
Una de las soluciones disponibles en Ingeniería Geotécnica para la estabilización de laderas y taludes inestables consiste en el uso de pantallas, generalmente de pilotes, que atraviesen con

suficiente longitud la superficie de deslizamiento. Se puede contar así con la resistencia estructural al corte de los pilotes, que se suma a la del terreno, permitiendo reducir sus deformaciones y aumentar su estabilidad.

Estas contenciones por medio de pilotes se pueden emplear para la estabilización de laderas naturales, de desmontes o de terraplenes, siendo quizás el uso más estudiado en la bibliografía el tratamiento de desmontes mediante pantalla única, formada por una sola fila de pilotes.

Las pantallas de pilotes a las que mayor atención se prestará en estas líneas presentan la particularidad de haberse empleado principalmente para la estabilización de terraplenes situados sobre laderas naturales en las que se ha originado inestabilidades profundas (figura 3.27), marcadamente traslacionales, que por sus grandes dimensiones suelen requerir contundentes fuerzas de estabilización.

Las pantallas de pilotes encuentran su principal campo de aplicación en laderas, habitualmente de poca inclinación, en las que se ha producido o puede producirse un deslizamiento más o menos profundo (entre 10 y 20 m bajo la superficie del terreno) marcadamente traslacional.



3.27 Ladera inestable con dos terraplenes (Ortuño, 2010)

De forma semejante pueden usarse pantallas de micro pilotes que atraviesan la zona deslizada y se introducen en la zona estable (figura 3.28)

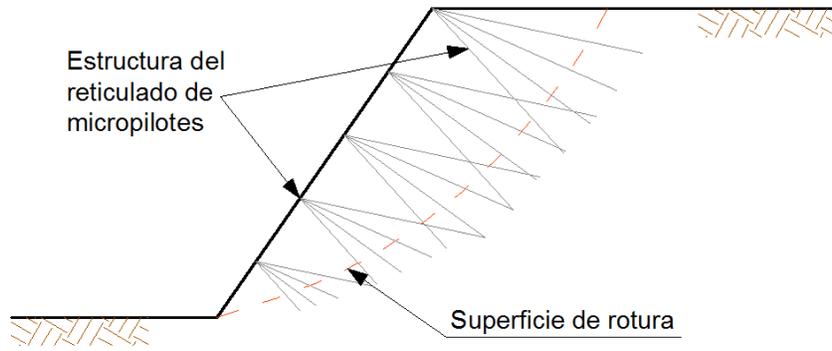


Figura 3.28 Pantalla múltiple de micro pilotes

Los anclajes son elementos formados por cables o barras de acero que se anclan a zonas estables del macizo, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento y un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de rotura (figura 3.29)

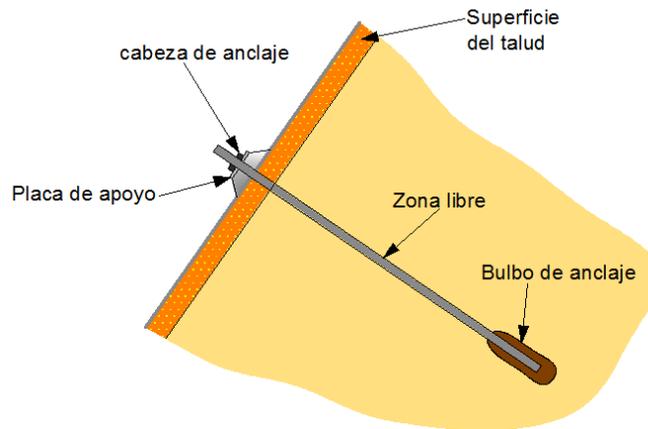


Figura 3.29 Esquema de las partes de un anclaje

Anclas de tensión

Sin considerar la presencia del sistema de anclaje, el factor de seguridad vale

$$FS = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A} \quad (3.35)$$

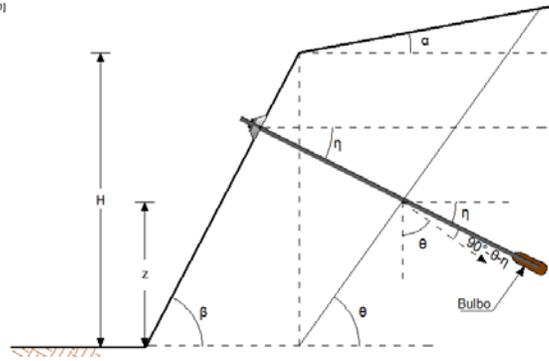


Figura 3.30 Geometría del talud con anclas de tensión

Colocando un sistema de anclaje que forma un ángulo η con la horizontal. El nuevo factor de seguridad es

$$FS_A = \frac{\Sigma F_R + AN_R}{\Sigma F_A} \quad (3.36)$$

Donde AN_R es la fuerza resistente (en kN/m) proporcionada por el sistema de anclaje, siendo esta

$$AN_R = T_N \tan \varphi \quad (3.37)$$

T_N : Fuerza normal (kN/m) sobre la superficie de falla del talud, proporcionada por el sistema de anclaje

Pero (figura 3.29)

$$T_N = T \cos(90^\circ - \theta - \eta)$$

Donde T (kN/m) es la fuerza de tensión en el sistema de anclaje. Sustituimos en la ecuación 3.36 y despejamos T

$$T = \frac{(FS_A)\Sigma F_A - \Sigma F_R}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \varphi} \quad (3.38)$$

La fuerza en un elemento T_1 , será igual a T multiplicada por la distancia horizontal entre anclas y dividida entre el número de hileras de anclas.

El área A_1 de un ancla la obtenemos

$$A_1 = \frac{T_1 (FS_y)}{f_y} \quad (3.39)$$

La longitud de empotramiento de un ancla, L_e , se obtiene como se indica a continuación.

Por equilibrio de fuerzas a lo largo del bulbo, arribamos a la siguiente ecuación (figura 3.30)

$$T = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + p_m \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} P_p A_{bulbo} \quad (3.40)$$

Donde

ω_1 : Perímetro de la pieza

c : Cohesión del suelo

p_m : Presión media de confinamiento sobre el área lateral del ancla

δ : Ángulo de fricción interna entre el suelo y el ancla

α_1 : Coeficiente que depende de la consistencia del suelo

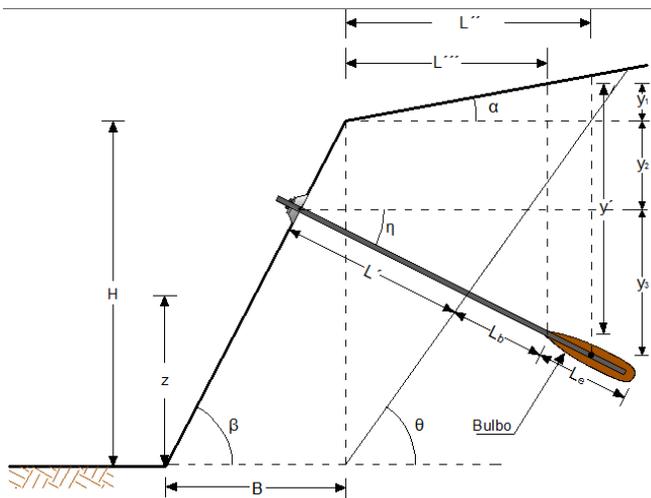


Figura 3.31 Obtención de la presión media a la mitad de L_e

De acuerdo a la figura 3.31

$$p_v = (y_1 + y_2 + y_3)\gamma + q \quad (3.42)$$

$$p_m = \frac{1+K_0}{2} p_v \cos \eta \quad (3.43)$$

p_p : Presión pasiva sobre el bulbo, dada por

$$p_p = N_\phi p_v'' \cos \eta + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (3.44)$$

$$N_{\varphi} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (3.45)$$

$$p_v'' = y' \gamma + q \quad (3.46)$$

La longitud del elemento, L , la obtenemos (Figura 3.30)

$$L = L' + L_b + L_e \quad (3.47)$$

Donde

$$L' = \frac{\operatorname{sen} \theta}{\operatorname{sen} (180^\circ - \theta - \eta)} \left(\frac{H-z}{H} B + \frac{z}{\tan \theta} \right) \quad (3.48)$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta \quad (3.49)$$

La longitud de empotramiento L_e del ancla encontramos sustituyendo estos valores en la ecuación 3.39 y despejando L_e , así

$$aL_e^2 + bL_e + c = 0 \quad (3.50)$$

Donde

$$a = \frac{1}{2FS_{adh}} \left(\frac{1+K_0}{2} \omega_1 \gamma \cos \eta \tan \delta \right) (\operatorname{sen} \eta + \tan \alpha) \quad (3.51)$$

$$b = \frac{\omega_1 \alpha_1 c}{FS_{adh}} + \frac{1}{FS_{adh}} \left(\frac{1+K_0}{2} \omega_1 \cos \eta \tan \delta \right) [q + (H-z)\gamma + \gamma(L' + L_b) \operatorname{sen} \eta] + \gamma \tan \alpha \left(L' \cos \eta - \frac{H-z}{H} B \right) \quad (3.52)$$

$$c = -T_1 + \frac{p_p A_{bulbo}}{FS_p} \quad (3.53)$$

Resolviendo la ecuación 3.47 se obtiene L_e . Por lo que la longitud total del ancla, L , es

$$L = L' + L_b + L_e \quad (3.54)$$

Anclas en suelos fisurados

Consideremos una masa de suelo con una discontinuidad (figura 3.32). La discontinuidad forma un ángulo θ con la horizontal. El procedimiento de análisis es similar al descrito anteriormente, pero ahora la superficie de falla tiene una inclinación definida θ .

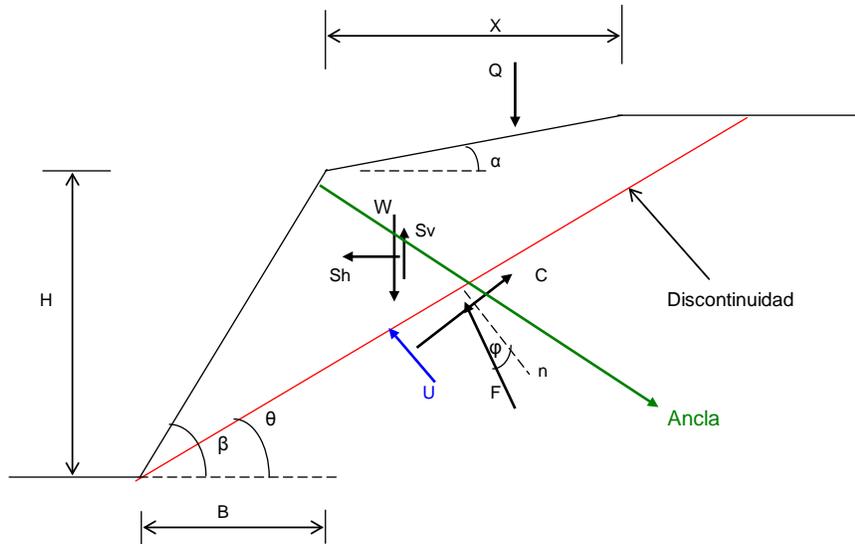


Figura 3.32 Masa de suelo con discontinuidades

Sean c_b y ϕ_b los parámetros de resistencia en el suelo fisurado. El factor de seguridad lo hallamos con las ecuaciones 3.55 a 3.58

$$FS = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A} \quad (3.55)$$

Donde AN es la fuerza resistente (en kN/m) proporcionada por el sistema de anclaje.

$$V = W + Q - S_v \quad (3.56)$$

$$\Sigma F_R = c_b L + (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \phi_b \quad (3.57)$$

$$\Sigma F_A = V \sin \theta + S_h \cos \theta \quad (3.58)$$

La fuerza de anclaje la hallamos despejando AN de la ecuación 3.59

$$FS_d = \frac{\Sigma F_R + AN}{\Sigma F_A} \quad (3.59)$$

$$AN = (FS_d) \Sigma F_A - \Sigma F_R \quad (3.60)$$

La fuerza de tensión en el sistema de anclaje con la ecuación 3.61

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta) \tan \varphi} \quad (3.61)$$

T es la fuerza de tensión en el sistema de anclaje (figura 3.31), en kN/m. La fuerza en un ancla será igual a T multiplicada por la distancia horizontal entre anclas y dividida entre el número de hileras de anclas. Denominemos por T_1 la fuerza de tensión en un ancla.

El área A_1 de un ancla la obtenemos

$$A_1 = \frac{T_1 (FS_y)}{f_y} \quad (3.62)$$

La longitud de empotramiento de un ancla, L_e , se obtiene de la siguiente forma (figura 3.31)

$$T_1 = \frac{1}{FS_{adh}} \omega_1 (\alpha_1 c + \sigma_4 \tan \delta) L_e + \frac{1}{FS_p} p_p A_{bulbo} \quad (3.63)$$

ω_1 = perímetro de la pieza

c = cohesión del macizo rocoso

σ_4 = presión media de confinamiento sobre el área lateral del ancla

δ = ángulo de fricción interna entre roca y ancla

α_1 = coeficiente que depende de la consistencia de la roca

El resto del procedimiento es similar al empleado en las anclas de tensión para suelos.

3.7 EJEMPLO DE ANÁLISIS EN TALUDES

3.7.1 TALUD FINITO CON CONDICIONES HIDRÁULICAS

Se desea determinar el factor de seguridad de un talud homogéneo con el nivel freático situado a 4 m por arriba del pie del talud, con los siguientes parámetros de resistencia: ángulo de fricción interna $\phi' = 28^\circ$ y $\phi^b = 16^\circ$, succión en el campo $(u_a - u_w) = 100 \text{ kPa}$, cohesión $c = 15 \text{ kPa}$ y peso volumétrico $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. Considerar un coeficiente sísmico $c_{sh} = c_{sv} = 0.15$. La geometría del talud se muestra en la figura 3.33.

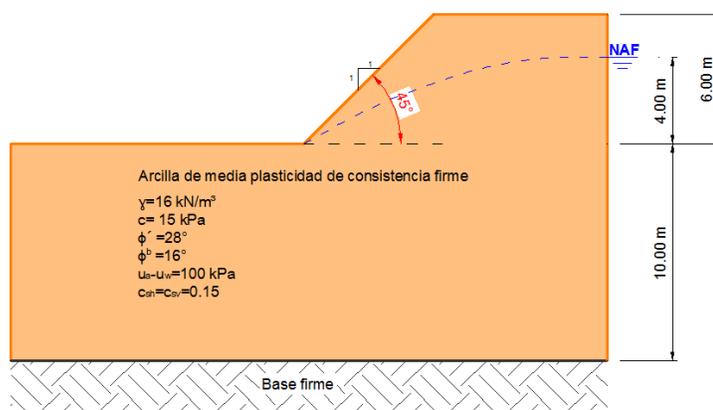


Figura 3.33. Geometría de la sección a analizar en la base del talud

a) Cartas de Taylor

Determinación del factor profundidad d .

$$d = \frac{D}{H} = \frac{10 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 1.6667$$

De acuerdo a la figura 3.3, $N_o = 5.70$

Por lo que la cohesión requerida está dada por

$$C_{req} = \frac{16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (6 \text{ m})}{5.70} = 16.842 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 16.842 \text{ kPa}$$

Determinando la cohesión real en campo, se hace uso de la siguiente ecuación

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Sustituyendo en la ecuación anterior

$$c = 15 \text{ kPa} + (100 \text{ kPa}) \tan 16^\circ$$

$$c = 43.675 \text{ kPa}$$

Por lo que el factor de seguridad es

$$FS = \frac{43.675 \text{ kPa}}{16.842 \text{ kPa}} = 2.593$$

b) Método de Janbú

La determinación del factor de profundidad, d se determina con la ecuación 3.4

$$d = \frac{H_w}{H} = \frac{4 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 0.667$$

Debido a que no existe sobrecarga $\mu_q = 1$. Así mismo, se sabe que no existe inmersión $\mu_w = 1$ ni grietas de tensión $\mu_t = 1$. Por lo que el factor de corrección es:

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t = 1$$

Utilizando la ecuación 3.5

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{16 \text{ kN/m}^3(6 \text{ m}) + 0 + 0}{1} = 96 \text{ kPa}$$

De la figura 3.4

$$\mu_w' = 0.94$$

Aplicando la ecuación 3.7 y 3.8 $\mu_e = \mu_q \mu_w' = (1)(0.94) = 0.94$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_e} = \frac{16 \text{ kN/m}^3(6 \text{ m}) + 0 - (9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(4 \text{ m})}{0.94} = 60.38 \text{ kPa}$$

Sustituyendo en la ecuación 3.9

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(p_e \tan \phi)'}{c} = \frac{60.38 \text{ kPa}(\tan 28^\circ)}{43.675 \text{ kPa}} = 0.7351$$

De la figura 3.7, $N_{cf} = 7.30$

Donde $b = \cot \beta = \cot 45^\circ = 1$

Aplicando la ecuación 3.9 $FS = \frac{N_{cf} c}{p_d} = \frac{7.30(43.675 \text{ kPa})}{96 \text{ kPa}} = 3.32$

Coordenadas del círculo crítico

De la figura 3.8: $x_o = 0.10, y_o = 1.45$

$x_o = 0.10(6m) = 0.60 \text{ m} ; y_o = 1.45(6m) = 8.70 \text{ m}$

Medidos a partir del pie del talud figura 3.32

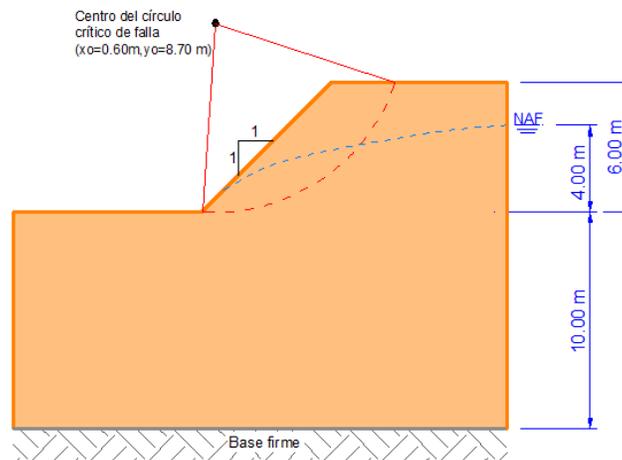


Figura 3.34 Círculo de falla en la base por el método de Janbú en el talud 1

c) Método de Bishop Morgenstern

$$\frac{c'}{\gamma H} = \frac{43.675 \text{ kPa}}{16 \text{ kN/m}^3(6 \text{ m})} = 0.4549$$

Debido a que el método no considera valores mayores de $\frac{c'}{\gamma H} = 0.15$, este método no es aplicable al problema.

Métodos de equilibrio límite

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

El método de cálculo considerado es el de Fellenius Ordinario, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern Price. Los factores de seguridad obtenidos con estos métodos de análisis de estabilidad, empleando el programa de computo Rockscience, en su sección de análisis de taludes (Slide 6.0) son:

Tabla 3.3 Factores de seguridad mínimos obtenidos por métodos de equilibrio límite para el talud 1

Método de análisis	FS mínimo(Estático)	FS mínimo(Dinámico)	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
			X	Y	
Fellenius ordinario	3.508	2.165	No	No	Si
Bishop simplificado	3.508	2.366	Si	No	Si
Janbu simplificado	3.427	2.077	Si	Si	No
Spencer	3.579	2.381	Si	Si	Si
Morgenstern Price	3.575	2.377	Si	Si	Si

Como se observa en la tabla 3.3, y con el fin de establecer comparativas equivalentes, se ha elegido a la solución de Spencer como la correcta, esto en base a que la literatura reconoce que dicho método cumple con el equilibrio de fuerzas como de momentos(aunque es necesario reconocer que el método de Morgenstern-Price, también lo cumple).

En las figuras 3.35 y 3.36 se presenta la comparativa de un análisis de estabilidad generado por el problema requerido y otro incluyendo una sobrecarga que el reglamento vigente considera de mínimo 15 kN/m^2 , así mismo se puede observar la disminución del factor de seguridad.

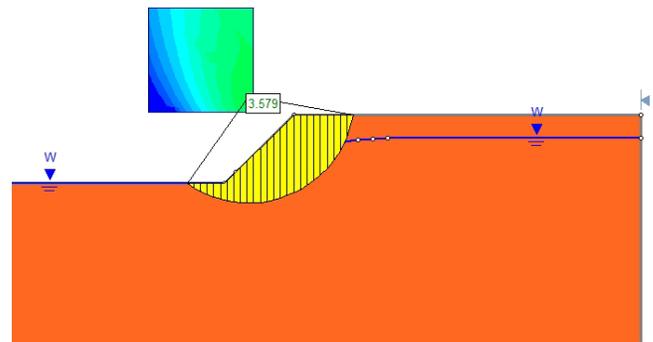


Figura 3.35 Análisis sin sobrecarga(FS=3.579)

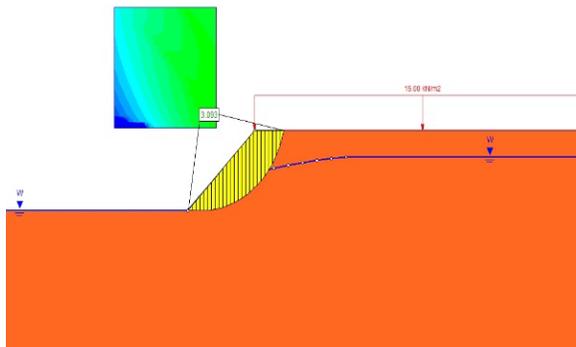


Figura 3.36 Análisis con sobrecarga
reglamentaria, $15 \frac{kN}{m^2}$ (FS=3.093)

En la figura 3.37 y 3.38 se presenta la comparativa de un análisis de estabilidad de taluden condiciones estáticas y dinámicas generado para el problema requerido.

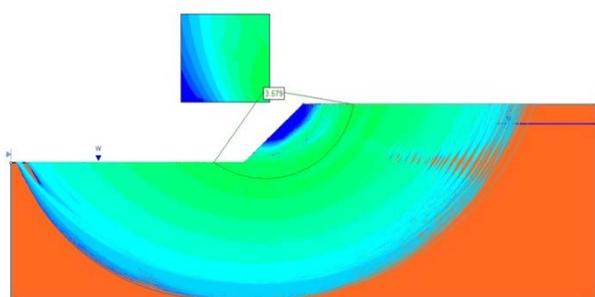


Figura 3.37 Geometría de la sección analizada
empleando el programa de computo Slide
6.0(FS=3.579)

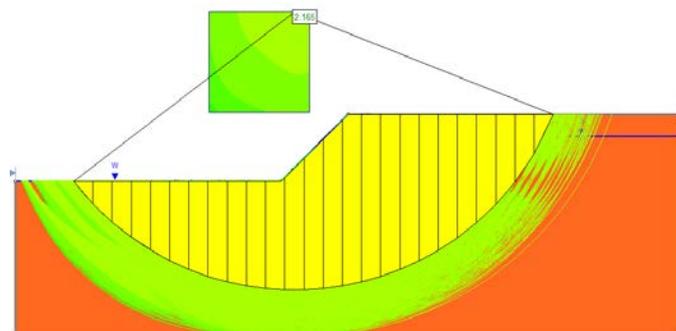


Figura 3.38. Análisis dinámico del talud,
 $c_{sh} = c_{sv} = 0.15$ (FS=2.381)

En las figuras 3.39 y 3.40 se muestra una comparativa de la variación del Factor de Seguridad *versus* Succión de campo en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

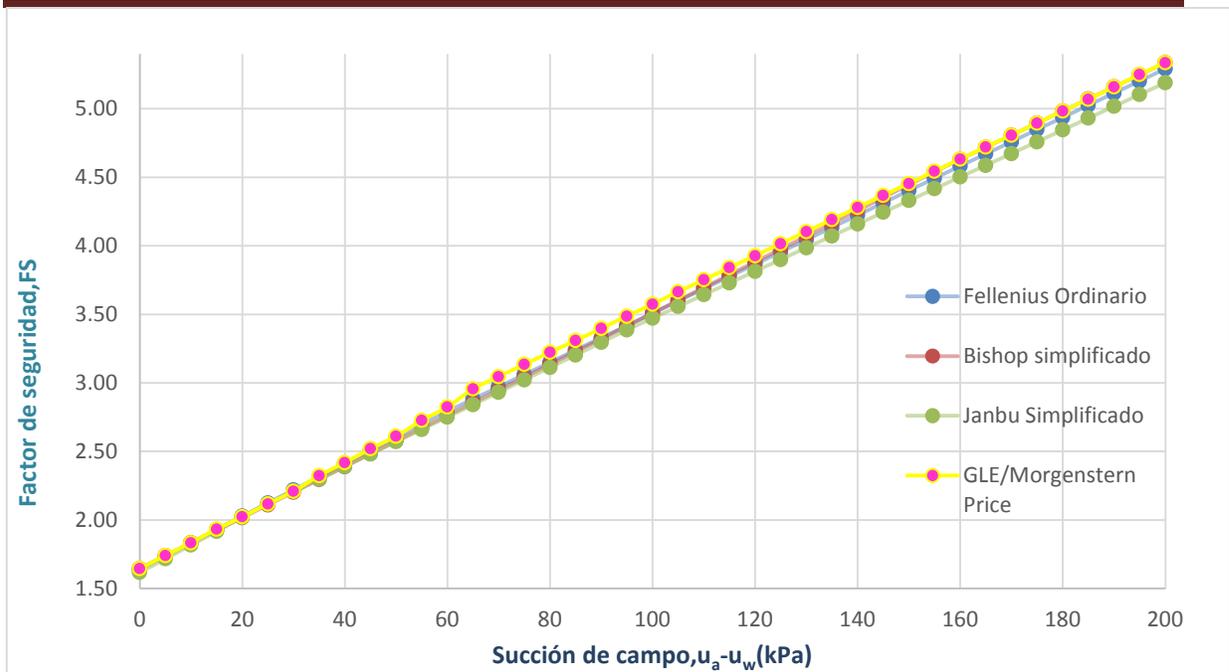


Figura 3.39 Variación del factor de seguridad vs. Succión de campo (condiciones estáticas)

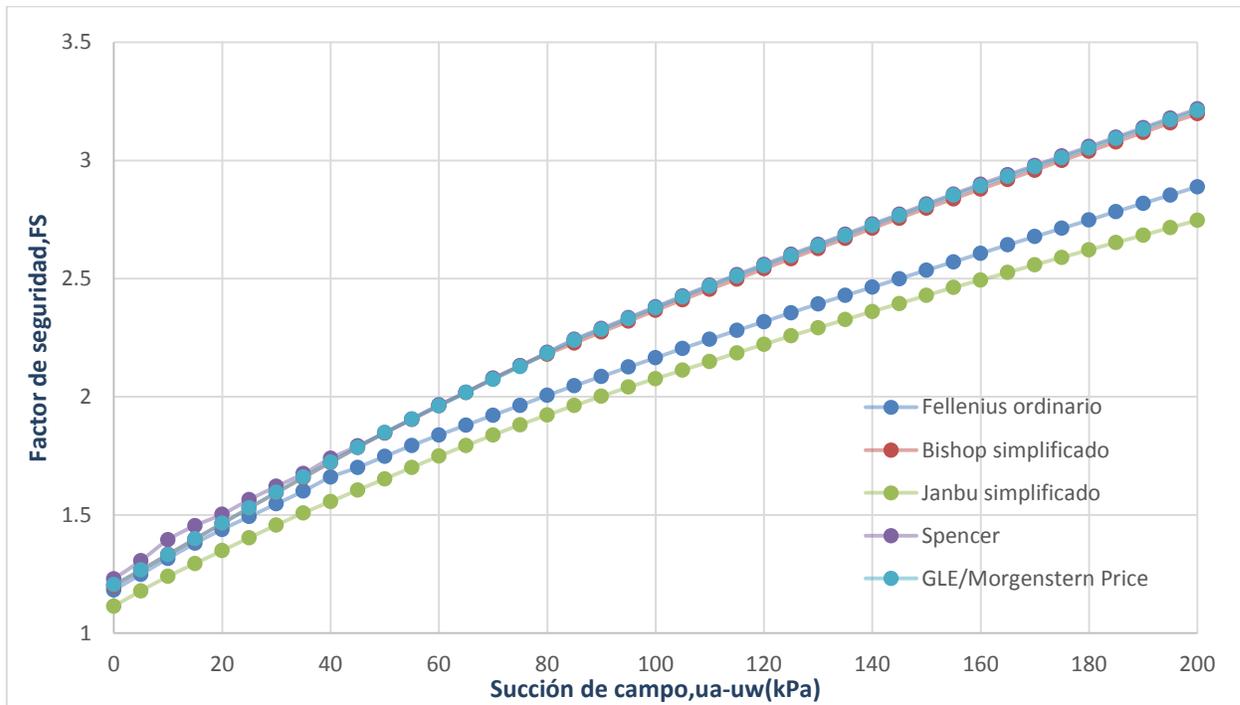


Figura 3.40 Variación del factor de seguridad vs. Succión de campo (condiciones pseudoestáticas)

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Los factores de seguridad obtenidos en la tabla 3.3, fueron generados considerando la inexistencia de grietas de tensión, las cuales en suelos o estratos cohesivos que forman parte de un talud, pueden modificar las condiciones de equilibrio.

En el análisis de taludes con suelos cohesivos, se generan fuerzas de tensión que no puede observarse en las partes superiores de los taludes; de manera general, los suelos no pueden soportar fuerzas de tensión, por tanto, los resultados antes obtenidos no son rigurosamente correctos; con el fin de obtener mejores resultados es necesario introducir una grieta de tensión en el modelo utilizado, de tal manera que se *eliminen* las fuerzas de tensión de los cálculos de estabilidad.

Abramson et al (2002); presentan la siguiente relación exacta en condiciones drenadas para estimar la profundidad de la grieta de tensión, siendo:

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

Que para el ejemplo analizado se obtiene que:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{2(43.675 \text{ kPa})}{16 \text{ kN/m}^3} \tan \left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2} \right)$$

$$z_c = 9.0859 \text{ m}$$

Esta profundidad, es la distancia máxima vertical teórica a la cual se desarrollaría la grieta de tensión, sin embargo, no es posible ubicarla en el plano horizontal, por lo que para modelarla es necesario considerar una zona de influencia. En los programas, es común que se permita considerar a las grietas a tensión bajo diferentes condiciones; totalmente llena, seca, parcialmente llena, etc. (tabla 3.4), por lo que se realizará la comparativa de la influencia de estas variables en los factores de seguridad.

Tabla 3.4. Comparativa del FS respecto a la hipótesis del estado de la grieta de tensión

Condición	Factor de seguridad	
	Spencer	M-P
Llena	1.872	1.747
50% llena	2.389	2.391
Seca	2.686	2.626

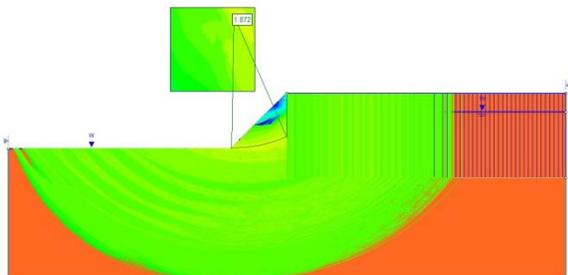


Figura 3.41 Grieta de tensión llena (Spencer)

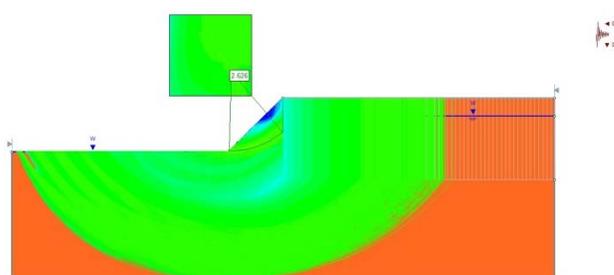


Figura 3.42 Grieta de tensión seca (M-P)

Los factores de seguridad obtenidos por ser mayores de 1.3, se considera que el talud es estable.

Método de elemento finito

Se utilizó un programa de elemento finito para realizar el análisis de estabilidad del talud; este utiliza la técnica de reducción de parámetros (Conocido como $c - \phi$ reduction,). En la sección teórica se presentó con mayor detalle el procedimiento mencionado de elementos finitos en el análisis de estabilidad de taludes.

Tabla 3.5 Definición de parámetros elásticos para el talud 1

Material	E (kN/m ²)	ν
Arcilla de media plasticidad de consistencia firme	3,300	0.45
Roca caliza	80,000	0.30

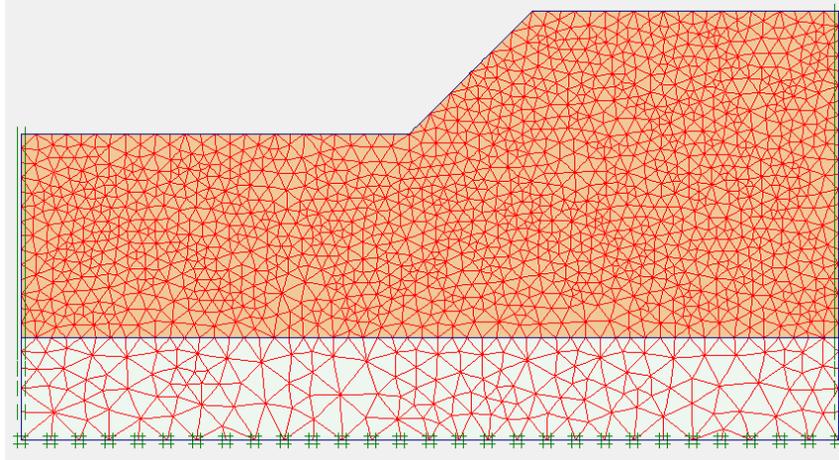


Figura 3.43. Definición geométrica, de frontera y discretización del talud 1 en Plaxis

Del análisis generado en Plaxis, se obtuvieron los siguientes resultados:

El factor de seguridad obtenido fue de 3.66 (Figura 3.44), para el cual se generaron desplazamientos máximos totales de 0.2769 m, dichos desplazamientos son función directa del módulo de elasticidad utilizado para el estrato de arcilla.

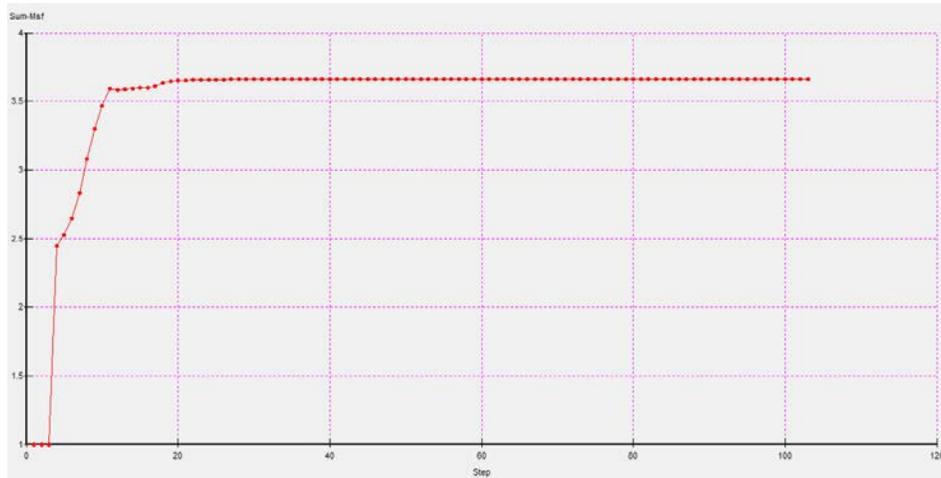


Figura 3.44. Variación de pasos- ΣM_{sf} ; con el cual se obtiene el valor de seguridad donde no converge la solución, siendo esta de 3.66.

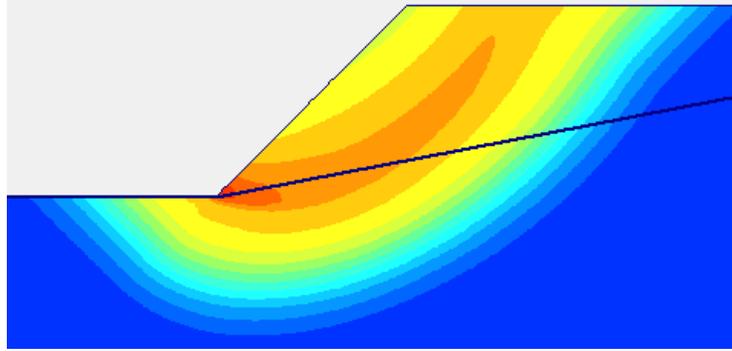


Figura 3.45. Vista de las zonas de mayor desplazamiento (rojo), adicionalmente se observa las superficies de falla potenciales o zonas estructuralmente más solicitadas.

3.7.2 TALUD FINITO CON SOBRECARGA

Se trata de analizar la estabilidad de un talud homogéneo con una sobrecarga de 30 kN/m^2 en la parte superior, con los diferentes parámetros de resistencia: ángulo de fricción interna $\phi' = 30^\circ$ y $\phi^b = 15^\circ$, succión en el campo $(u_a - u_w) = 75 \text{ kPa}$ cohesión $c = 20 \text{ kPa}$ y peso volumétrico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Considerar una aceleración del terreno de $c_{sh} = c_{sv} = 0.15$. La geometría del talud se muestra en la figura 3.46.

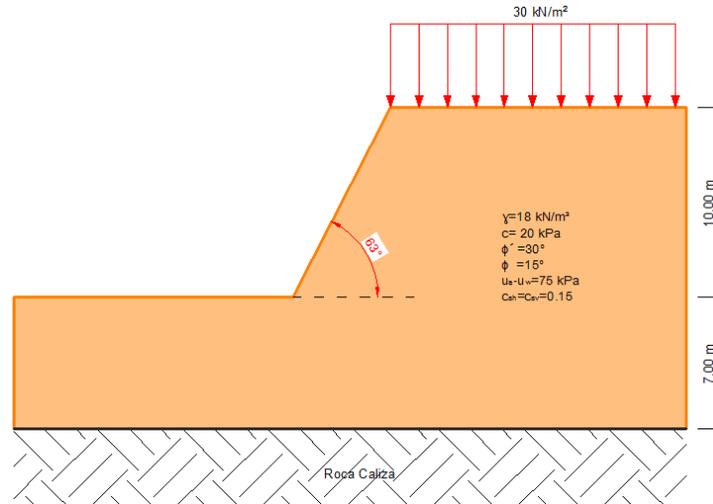


Figura 3.46. Geometría de la sección a analizar en la base del talud

Cartas de estabilidad

Determinación del factor profundidad d .

$$d = \frac{D}{H} = \frac{7 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 0.7$$

De acuerdo a la figura 3.3, $N_o = 5.20$

Por lo que la cohesión requerida está dada por

$$C_{req} = \frac{18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (10 \text{ m})}{5.20} = 34.615 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 34.615 \text{ kPa}$$

Determinando la cohesión real en campo, se hace uso de la siguiente ecuación

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Sustituyendo en la ecuación anterior

$$c = 20 \text{ kPa} + (75 \text{ kPa}) \tan 15^\circ$$

$$c = 40.096 \text{ kPa}$$

Por lo que el factor de seguridad es

$$FS = \frac{40.096 \text{ kPa}}{34.615 \text{ kPa}} = 1.158$$

a) Método de Janbú

La determinación del factor de profundidad, d , se determina con la ecuación 3.4

$$d = \frac{H_w}{H} = \frac{0 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 0$$

Debido a que el ángulo de inclinación del talud es mayor de 53° , el círculo crítico pasa tangente a la superficie firme o roca.

La relación $\frac{q}{\gamma H} = \frac{30 \text{ kN/m}^2}{18 \text{ kN/m}^3(10 \text{ m})} = 0.167 \therefore \mu_q = 0.925$ para círculo por el pie y $\mu_q = 0.93$ para círculo por la base

Se sabe que no existe inmersión $\mu_w = 1$ ni grietas de tensión $\mu_t = 1$. Por lo que el factor de corrección es:

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t = 0.925$$

Utilizando la ecuación 3.5

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d} = \frac{18 \text{ kN/m}^3(10 \text{ m}) + 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0}{0.925} = 227.03 \text{ kPa}$$

De la figura 3.4

$$\mu_w' = 1.00$$

Aplicando la ecuación 3.7 y 3.8 $\mu_e = \mu_q \mu_w' = (0.925)(1.00) = 0.925$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_e} = \frac{18 \text{ kN/m}^3(10 \text{ m}) + 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - (9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(0 \text{ m})}{0.925} = 227.03 \text{ kPa}$$

Sustituyendo en la ecuación 3.9

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(p_e \tan \phi')}{c} = \frac{227.03 \text{ kPa}(\tan 30^\circ)}{40.096 \text{ kPa}} = 3.2669$$

De la figura 3.9, $N_{cf} = 8.7$

Donde $b = \cot \beta = \cot 63^\circ = 0.50953$

$$\text{Aplicando la ecuación 3.9 } FS = \frac{N_{cf} c}{p_d} = \frac{8.7(40.096 \text{ kPa})}{227.03 \text{ kPa}} = 1.537$$

Coordenadas del círculo crítico

De la figura 3.10: $x_o = -0.40$, $y_o = 1.65$

$$x_o = -0.40(10 \text{ m}) = -4 \text{ m} ; y_o = 1.65(10 \text{ m}) = 16.5 \text{ m}$$

b) Método de Bishop Morgenstern

$$\frac{c'}{\gamma H} = \frac{40.096 \text{ kPa}}{18 \text{ kN/m}^3(10 \text{ m})} = 0.223$$

Debido a que el método no considera valores mayores de $\frac{c'}{\gamma H} = 0.15$, este método no es aplicable al problema.

Métodos de equilibrio límite

El método de cálculo considerado es el de Fellenius Ordinario, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern Price. Los factores de seguridad obtenidos con estos métodos de análisis de estabilidad, empleando el programa de computo Rockscience, en su parte de análisis de taludes (Slide 6.0)son:

Tabla 3.6 Factores de seguridad mínimos obtenidos para el talud 2

Método de análisis	FS mínimo(Estático)	FS mínimo(Dinámico)
Fellenius ordinario	1.624	1.331
Bishop simplificado	1.684	1.353
Janbu simplificado	1.621	1.305
Spencer	1.649	1.443
Morgenstern Price	1.647	1.349

Como se observa en la tabla 3.6 y con el fin de establecer comparativas equivalentes, se ha elegido a la solución de Spencer como la correcta. Así mismo en la figura 3.47 y 3.48 se presenta la comparativa de un análisis de estabilidad de talud generado para el problema requerido.

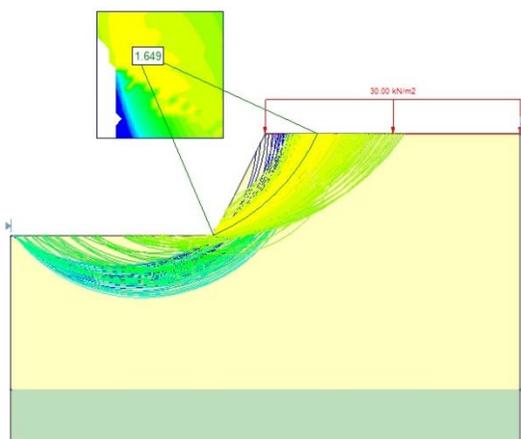


Figura 3.47 Geometría de la sección analizada empleando el programa de computo Slide 6.0

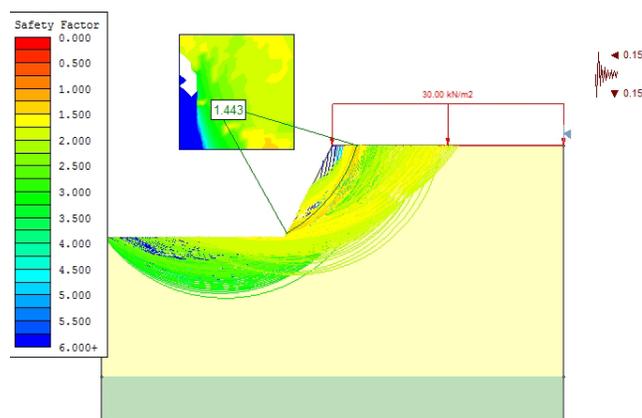


Figura 3.48 Análisis dinámico del talud, $a_0 = 0.15$

En la figuras 3.49 y 3.50 se presenta la comparativa de un análisis de estabilidad de taluden condiciones estáticas y dinámicas generado para el problema requerido.

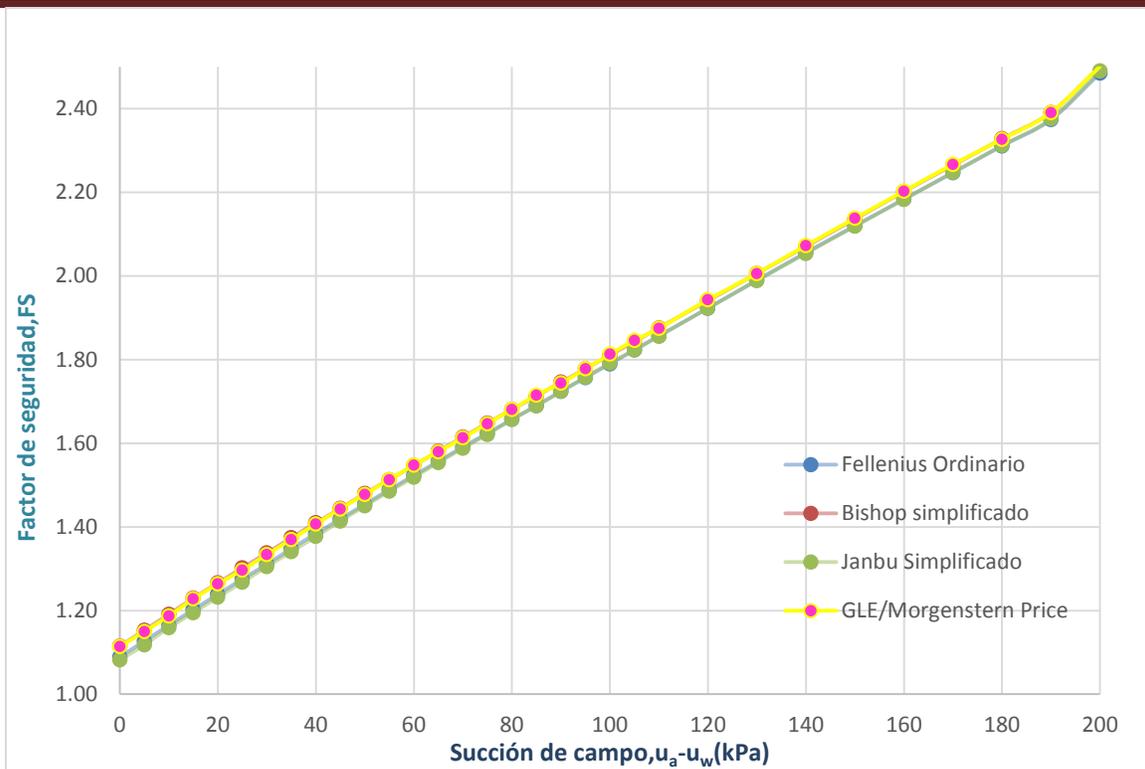


Figura 3.49 Variación del factor de seguridad vs. Succión de campo (condiciones estáticas)

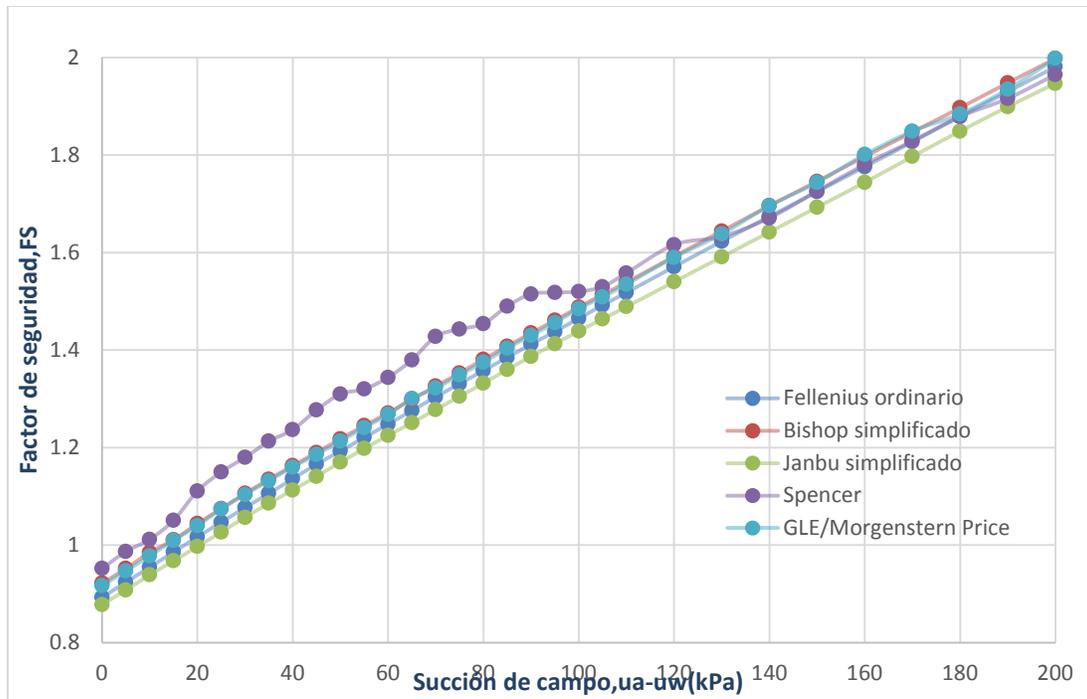


Figura 3.50 Variación del factor de seguridad vs. Succión de campo (condiciones pseudoestáticas)

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Los factores de seguridad obtenidos en la tabla 3.6, fueron generados considerando la inexistencia de grietas de tensión, las cuales en suelos o estratos cohesivos que forman parte de un talud, pueden modificar las condiciones de equilibrio.

Introduciendo una grieta de tensión en el modelo utilizado y usando la siguiente ecuación se determina la profundidad de la grieta de tensión

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2(40.096 \text{ kPa})}{18 \text{ kN/m}^3} \tan\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$z_c = 7.716 \text{ m}$$

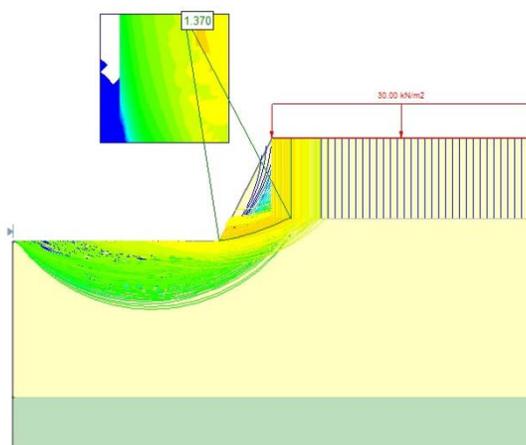


Figura 3.51 Zona de influencia de grieta de tensión

Realizando la comparativa de la influencia de estas variables en los factores de seguridad.

Tabla 3.7. Comparativa del FS respecto a la hipótesis del estado de la grieta de tensión en el talud 2

Condición	Factor de seguridad	
	Spencer	M-P
Llena	1.370	0.980
50% llena	1.572	1.382
Seca	1.592	1.580

Método de elemento finito

Se utilizó un programa de elemento finito (Plaxis 8.5) para realizar el análisis de estabilidad del talud; este utiliza la técnica de reducción de parámetros (Conocido como $c - \phi$ reduction,).

Tabla 3.8 Definición de parámetros elásticos para el talud 2

Material	E (kN/m^2)	ν
Arcilla de media plasticidad	3,500	0.45
Roca caliza	95,000	0.30

Del análisis generado en el programa, se obtuvieron los siguientes resultados:

El factor de seguridad obtenido fue de 1.187 ,para el cual se generaron desplazamientos máximos totales de 0.178 m, dichos desplazamientos son función directa del módulo de elasticidad utilizado para el estrato de arcilla.

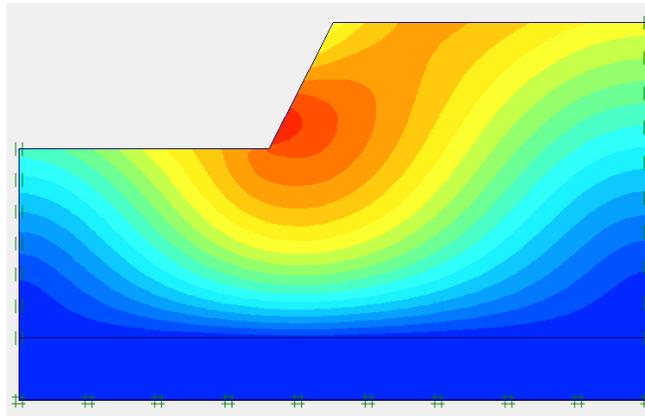


Figura 3.52 Vista de las zonas de mayor desplazamiento (rojo), adicionalmente se observa las superficies de falla potenciales o zonas estructuralmente más solicitadas.

Los factores de seguridad obtenidos mediante los métodos anteriormente desarrollados son menor a 1.5 por lo que se considera que el talud es inestable, por lo tanto será necesario reforzarlo. Se propone utilizar anclas de tensión, el factor de seguridad al que se desea llegar es $FS_A = 1.50$. Se propone una separación horizontal de 1.50 m y dos niveles de anclas a $z_1 = 4.00\text{ m}$ y $z_2 = 7.00\text{ m}$, con un ángulo $\eta = 15^\circ$, $\alpha_1 = 0.80$, $f_y = 420\text{ MPa}$. Considerar $FS_{adh} = FS_p = FS_y = 1.60$.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Con el procedimiento de análisis por Spencer anteriormente empleado sin anclas, se obtiene que la superficie crítica de falla forma un ángulo $\theta = 41^\circ$ con la horizontal y un factor de seguridad de 1.37. Las sumatorias de fuerzas resistentes y actuantes sobre esta superficie de falla son

$$\Sigma F_R = 1,403.90 \text{ kN} - m$$

$$\Sigma F_A = 1,024.60 \text{ kN} - m$$

$$\text{La fuerza de tensión en anclas vale: } T = \frac{1.50(1,024.60 \text{ kN}-m) - 1,403.90 \text{ kN}-m}{\cos(90^\circ - 41^\circ - 15^\circ) \tan 30^\circ} = 277.884 \text{ kN/m}$$

$$\text{La fuerza en un ancla: } T_1 = \frac{277.884 \text{ kN/m}(1.50 \text{ m})}{2} = 208.413 \text{ kN}$$

$$\text{El área de un elemento: } A_1 = \frac{208.413 \text{ kN}(1.60)}{420,000 \text{ kPa}} = 0.000794 \text{ m}^2$$

$$\text{El diámetro de un elemento: } D = \sqrt{\frac{0.000794 \text{ m}^2}{\pi}} = 0.0159 \text{ m} = 1.59 \text{ cm}$$

Por resistencia estructural se requieren barras de 1.59 cm. Sin embargo, por longitud de anclaje del bulbo L_e se necesita un diámetro mayor. Por tanteos, encontramos que con un diámetro del bulbo $D = 40 \text{ cm} = 0.40 \text{ m}$, se obtienen los siguientes resultados:

Sustituyendo de las ecuaciones 3.53 a 3.55, se obtiene con $z = 7 \text{ m}$, $\alpha_1 = 0.80$, $\delta = 2/3 \phi = 20^\circ$

$$a = .4645236, b = 49.917481, c = -168.1142$$

Reemplazando en la ecuación 3.52 y despejando L_e

$$L_e = 3.2685 \text{ m}$$

La longitud de cada ancla, L , es (ecuación 3.56)

$$L = L' + L_b + L_e, \text{ donde (ecuaciones 3.50 y 3.51; figura 3.30)}$$

$$B = \frac{10 \text{ m}}{\tan 63^\circ} = 5.095 \text{ m}$$

$$L' = \frac{\text{sen } 41^\circ}{\text{sen}(180^\circ - 41^\circ - 15^\circ)} \left(\frac{10 \text{ m} - 7 \text{ m}}{10 \text{ m}} 5.095 \text{ m} + \left(\frac{7 \text{ m}}{\tan 41^\circ} \right) \right) = 7.582 \text{ m}$$

Por lo tanto se usarán anclas de una longitud total

$$L = 7.582 \text{ m} + 1.000 \text{ m} + 3.2685 \text{ m} = 11.851 \text{ m}$$

Con un bulbo de longitud $L_e = 3.2685 \text{ m}$ y diámetro $D = 0.40 \text{ m}$, en dos niveles ($z_1 = 4 \text{ m}$ y $z_2 = 7 \text{ m}$), y una inclinación con una separación horizontal entre ellas de 1.50 m y una inclinación $\eta = 15^\circ$ con respecto a la horizontal. El diámetro del elemento será igual 1.59 cm . La fuerza de tensión de trabajo del ancla será $T_1 = 208.4126 \text{ kN}$.

3.7.2 ANCLAJE EN SUELOS FISURADOS

Reforzar el talud de la figura 3.53, de tal forma que el factor de seguridad sea $FS_A = 1.4$. Utilizar anclas de tensión con una separación horizontal de 2 m y dos niveles de anclas a $z_1 = 4.00 \text{ m}$ y $z_2 = 7.00 \text{ m}$, con un ángulo $\eta = 20^\circ$, $\alpha_1 = 0.80$, $f_y = 420 \text{ MPa}$. Considerar $FS_{adh} = FS_p = FS_y = 1.60$. El talud está compuesto de una toba con ángulo de fricción interna $\phi' = 38^\circ$ cohesión $c = 20 \text{ kPa}$ y peso volumétrico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

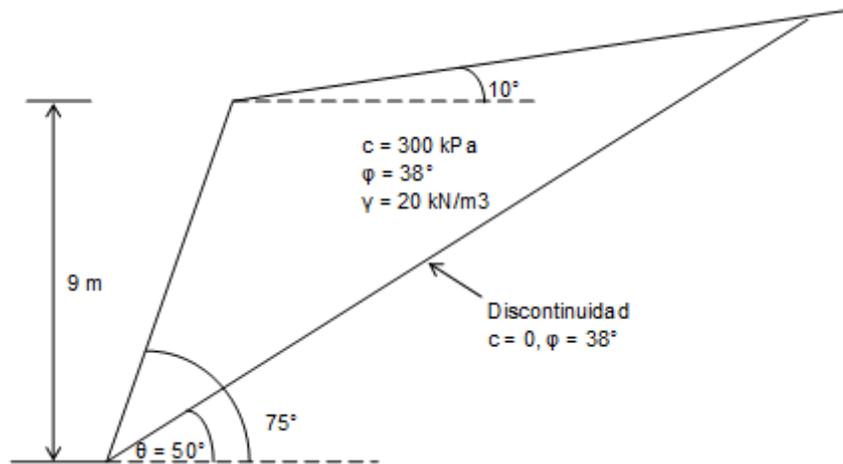


Figura 3.53. Geometría de la sección a analizar para anclas en rocas

Empleando la ecuación 3.55 con $AN = 0$ y $\theta = 50^\circ$; se determina el factor de seguridad $FS = 0.533$. Por lo que será necesario reforzar.

La fuerza de anclaje se determina empleando la ecuación 3.60, con $FS_d = 1.4$. Por lo que se obtiene que $AN = 372.52 \text{ kN/m}$. Reemplazando en la ecuación 3.59

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

$$T = \frac{AN}{\cos(90^\circ - \theta - \eta)\tan \varphi} = \frac{372.52}{\cos(90 - 50 - 20)\tan 38^\circ} = 507.40 \text{ kN/m}$$

La fuerza en un ancla será igual a T multiplicada por la distancia horizontal entre anclas y dividida entre el número de hileras de anclas. Así

$$T_1 = \frac{507.40(2)}{2} = 507.40 \text{ kN}$$

El área A_1 de un ancla se obtiene

$$A_1 = \frac{T_1(FS_y)}{f_y}$$

$$A_1 = \frac{507.40(1.5)}{420000} = 0.001812 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{A_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.001812}{\pi}} = 0.0240 \text{ m} = 2.40 \text{ cm}$$

Por resistencia estructural requerimos barras de 2.40 cm de diámetro.

Consideremos un diámetro del bulbo $D_{\text{bulbo}} = 15$ cm. Usando la ecuación 3.61 variando la magnitud de la longitud del bulbo L_e . Con $y_1 = 7$ m, $\eta = 20^\circ$, $\beta = 75^\circ$ y $\theta = 50^\circ$, $L_b = 1$ m, aplicando las ecuaciones 3.42 a 3.45 con los siguientes resultados.

x _{A1}	x _{E1}	y _{E1}	L'	x _{A4}	y _{A4}	x _{A2}	y _{A2}	y _{E2}
m	m	m	m	m	m	m	m	m
2.412	4.938	5.885	3.259	8.462	10.067	5.878	9.611	5.543

pv4	σ4	pv2	σ2	Nφ	pp
kPa	kPa	kPa	kPa		kPa
109.284	102.892	81.360	45.438	4.204	1421.194

Reemplazando los valores de la tabla en la ecuación 3.63. Variando la longitud de L_e hasta que la magnitud de T_1 sea mayor o igual que 507.40 kN, lo cual se alcanza con $L_e = 5.5$ m ($T_1 = 515.6$ kN). La longitud total del ancla es: $L = L' + L_b + L_e = 3.26 + 1 + 5.5 = 9.76$ m

La longitud del ancla para $y_1 = 4$ m se obtiene utilizando un procedimiento similar.

COMENTARIOS FINALES

- Los tipos de fallas generadas en taludes se deben a factores condicionantes y desencadenantes, que modifican las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, disminuyendo el esfuerzo cortante e incrementando los esfuerzos actuantes, haciendo cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo. Una superficie de falla es asociada con la ruptura del suelo y es generada como el resultado de la ampliación de las deformaciones, un deslizamiento no catastrófico ocurre debido a las restricciones impuestas por la heterogeneidad, tanto de la superficie de deslizamiento formados de materiales involucrados, tanto como por cortes irregulares de los estratos más resistentes de las formaciones de soporte.
- Se establece que las superficies de fallas generadas en suelos, están en función del tipo de material que lo integra. Donde, para materiales granulares son: planas, poligonales, semicirculares y traslacionales. Y en materiales cohesivos: generalmente son circulares, donde la superficie de falla está limitada por estratos resistentes.
- El uso de programas de cómputo comercial nos ayudan a analizar un sinnúmero de superficies de falla y de estas seleccionar la crítica. Esto proporciona, una gran ventaja al ingeniero geotécnico. Sin embargo, es un arma de doble filo. Por un lado, la capacidad de hacer multitud de cálculos produce una sensación de seguridad porque se pueden plantear infinidad de casos y la computadora produce resultados y figuras. Por el otro, si no se toman en cuenta los factores determinantes en el caso particular bajo estudio, o no se detecta alguno de ellos, o se realiza una modelación adecuada, no importa cuántas superficies de falla se analicen, el resultado será erróneo. Los resultados obtenidos de análisis de estabilidad por medio de programas deben ser revisados cuidadosamente y comparados con algún análisis gráfico o numérico, para confrontar los valores y determinar los probables errores durante el cálculo.
- Una de los errores más comunes al analizar un talud es que no se considera la inclinación de la carga donde se prueba la probeta, es decir, el ángulo de inclinación de las componentes verticales y horizontales. Las pruebas se hacen en el laboratorio comúnmente con una cámara triaxial, siempre a una inclinación de 90 grados. Como se puede observar en la figura 6.1, la muestra 1 es la única que corresponde a la probada en el laboratorio, con un ángulo de 90 grados, y la inclinación va cambiando de la corona al pie del talud. Otro

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

problema es que en la muestra 4, se presenta una liberación de peso debido al material excavado, por lo que la prueba ahí debería ser de extensión y no de compresión.

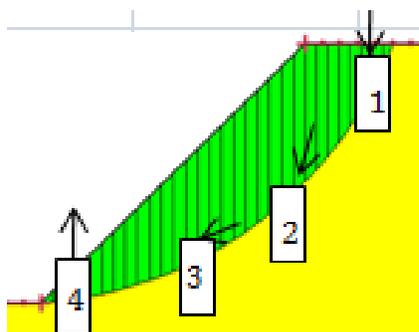


Figura 3.54 Muestras obtenidas en un talud.

- En la siguiente tabla se muestra una comparativa entre los métodos disponibles para el análisis de taludes.

Tabla 3.9 Comparativa entre métodos de equilibrio límite

Métodos de equilibrio límite	Equilibrio de fuerzas verticales	Equilibrio horizontal de fuerzas	Equilibrio de fuerzas	Equilibrio de momentos	Superficie de falla
Fellinius ordinario(1927)	Si	No	No	Si	Circular
Bishop modificado(1955)	Si	No	No	Si	Circular
Janbú generalizado(1968)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera
Spencer(1967)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera
Morgenster-Price(1965)	Si	Si	Si	Si	Cualquiera

- En este capítulo se han empleado para el análisis de estabilidad de taludes la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ' del suelo. El ingeniero debe tener presente que estos parámetros de resistencia pueden cambiar con el tiempo, sobre todo en lo que se refiere a la cohesión del terreno. Además, con frecuencia la cohesión del suelo disminuye con el tiempo, lo que puede dar lugar a una reducción del factor de seguridad del talud con el

transcurso del tiempo. Por lo tanto, deberá estimarse el mínimo valor de la cohesión, y usarse éste para el cómputo de la estabilidad del talud. En este sentido, conviene que las pruebas que se realicen para estimar la resistencia al corte del suelo sean pruebas no drenadas.

- Por otra parte, la presencia de presiones hidráulicas en el cuerpo del talud tiene una influencia decisiva en la estabilidad del mismo, por ello deberán estimarse también las condiciones hidráulicas más desfavorables durante la vida útil y considerar éstas para el análisis de la seguridad del talud. Es claro que una de las medidas más efectivas para mejorar la estabilidad de un talud consiste en usar eficientes sistemas de drenaje, tanto superficiales como subterráneos, pues la disminución de las presiones de poro aumenta sustancialmente la resistencia al corte del suelo. Por lo tanto, para evitar que se deterioren las propiedades mecánicas, se deben tomar medidas de drenaje y de protección en los taludes que prevengan la disminución de la succión de campo.
- El uso de un sistema de anclaje en suelos tiene mayor impacto en suelos fisurados; en el caso de las anclas de tensión se supone una superficie de falla plana (lo cual es aceptable en suelos friccionantes), lo que permite calcular, en forma relativamente sencilla, las fuerzas que actúan sobre el sistema de anclaje.
- En la actualidad existe una tendencia de utilizar el método de los elementos finitos (FEM) para el análisis de taludes, mediante la técnica de reducción de parámetros ($c-\phi$ Reduction) también denominado Shear Strength Reduction; existen investigadores, que ponen en duda la fiabilidad y las bases de esta metodología, acentuando la incompatibilidad del razonamiento de reducción de los parámetros de resistencia ($c-\phi$) con el comportamiento real de un suelo. Aunque, es necesario, mencionar que los resultados de una infinidad de artículos técnicos, presentan resultados similares entre los obtenidos con métodos de equilibrio límite (i.e. Spencer, Janbu, Bishop, etc.) con los generados con esta técnica de FEM, con la adición que éste último proporciona el estado de esfuerzos y deformaciones en la etapa de cálculo o constructiva para diferentes condiciones de carga y configuración geométrica.
- En el presente capítulo, se ha demostrado numéricamente que los métodos basados en análisis de equilibrio límite, presentan algunas limitaciones, principalmente al hecho de que no consideran la compatibilidad esfuerzo-deformación del suelo, sin embargo, su uso para la cuantificación o predicción de la estabilidad de taludes no está en duda.

Capítulo 4

ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN

4.1 GENERALIDADES

Las estructuras de retención se utilizan para contener materiales o suelos, manteniendo al mismo tiempo una inclinación entre la parte trasera y delantera de la pared (Figura 4.1). Por lo regular, las estructuras de contención son caras en comparación con algunas otras estructuras (terraplenes), por lo tanto, la necesidad de estos debe considerarse cuidadosamente en el diseño preliminar, así mismo se debe hacer un esfuerzo para mantener la altura del suelo retenido a un mínimo.

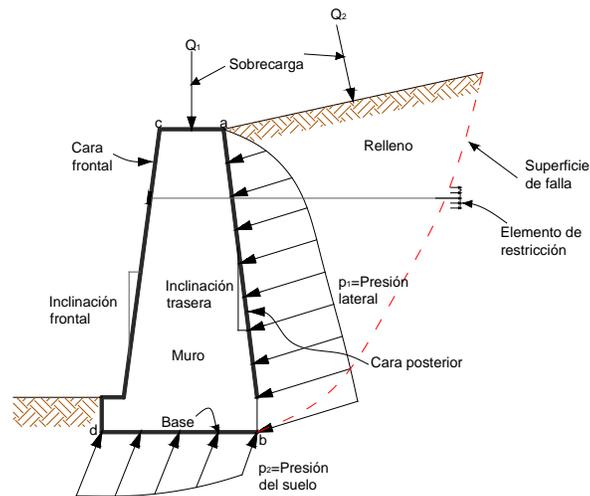


Figura 4.1 Partes principales de un muro de retención

Las estructuras de retención son usadas en la construcción de vías terrestres con las siguientes aplicaciones:

- Carreteras nuevas o ampliación en zonas urbanizadas
- Carreteras nuevas o ampliaciones en pendientes pronunciadas o a desnivel
- Estribos de puentes, muros de ala y terraplenes
- Paredes de alcantarillas
- Portales de túneles
- Ataguías para la construcción de la cimentación de un puente
- Estabilización de taludes nuevos o existentes y protección contra desprendimientos de rocas

4.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN

Existen cuatro principales tipos de estructuras de retención, las cuales son definidas por como mantienen o crean la estabilidad. Estas estructuras con frecuencia son llamadas muros y estas incluyen: Rígidos o gravedad, Cantiléver, anclados y suelos mecánicamente estabilizados. Respecto al tipo, los materiales estándar como algunas propiedades de sus componentes existen en cada una categorías y especificaciones de construcción así como manuales (si es aplicable). Existen variedades de estilos los cuáles han sido construidos basados en el tipo y materiales usados.

4.2.1 MUROS RÍGIDOS O DE GRAVEDAD

Una estructura de retención de gravedad desarrolla resistencia lateral al movimiento usando su propio peso en conjunto con el peso del suelo donde se desplanta la estructura y que desarrolla resistencia por fricción a través de la base. Existen cinco tipos es estilos en esta categoría: gravedad, semigravedad, y cantiléver.

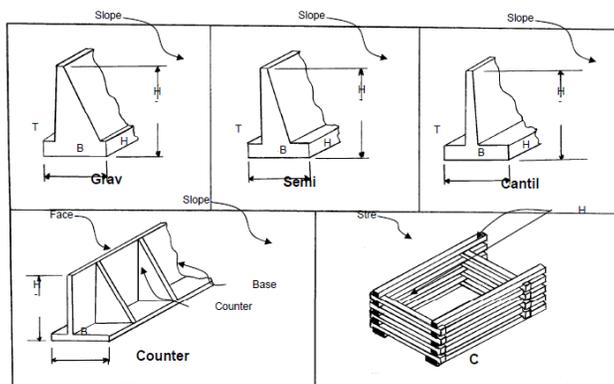


Figura 4.2 Tipos de muro rígido de retención (Manual de diseño de la SCDOT, 2010)

Universidad Nacional Autónoma de México

Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Muro de gravedad. Es una estructura monolítica, la cual depende en su totalidad de su propio peso y del peso del suelo que descansa sobre el para la estabilidad. Una gran masa necesita desarrollar el peso adecuado el cual requiere una zapata considerable; por lo tanto el espacio disponible limita su uso. Estos muros son construídos de concreto ciclópeo con muy poco o casi nada de acero de reforzamiento.

Muro de semigravedad. Los muros de semigravedad han sustituido en gran medida a los muros de gravedad para diseño contemporáneos. Estos muros también utilizan el peso propio y el del suelo que contribuye a su estabilidad. La pared de un muro de semigravedad es más estrecha y utiliza menos materiales que un muro de gravedad pura, sin embargo, se requiere más refuerzo de acero a lo largo de la cara interior y en la zapata para resistir las fuerzas de tensión creadas por los momentos.

Muro Cantiléver. La pared en voladizo es un estilo común de muro de contención. La pared se compone de una losa de base y un muro delgado. El peso del suelo en el medio interior de la plancha base (talón) proporciona el peso vertical adicional para la estabilidad. La pared está completamente reforzada y relativamente delgada, lo que permite economizar en materiales.

Muros de contrafuertes. Consisten en una losa de cara vertical relativamente delgada apoyado a intervalos a lo largo de la parte posterior por contrafuertes transversales conectados al pie de base. La cara vertical de la losa resiste las presiones laterales de suelo que atraviesan horizontalmente entre los contrafuertes. Las reacciones de losa en los contrafuertes se transfieren luego al pie de base. Los espacios entre los contrafuertes y por encima de la zapata están rellenos, proporcionando peso vertical adicional para la estabilidad. La cantidad de mano de obra necesaria en la formación y el refuerzo de la pared es más importante que otros tipos de pared; Sin embargo, la pared tiene una ventaja económica en aplicaciones donde se requiere un muro alto sobre una gran longitud.

4.2.2 MUROS ANCLADOS

Un muro anclado es un muro que incorpora anclajes pretensados para la estabilización de suelo. Los anclajes se instalan de forma horizontal o en un ángulo hacia abajo en el suelo cerca de la parte superior de la pared. El número de anclajes requeridos verticalmente depende de la altura del muro, las propiedades del suelo, material del muro, la geometría y propiedades. Los anclajes a menudo no están colocados a intervalos verticales regulares ya que la presión de

empuje del suelo aumenta con la profundidad. La altura máxima de un muro anclado sólo está limitada por cuestiones de factibilidad de construcción y de costos.

4.2.3 MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

En un muro mecánicamente estabilizado (Tierra armada) se utilizan cintas de refuerzo dentro del relleno, que toman los esfuerzos de tensión que se generan en el suelo. Si las cintas o tiras son de acero, éste debe protegerse contra la corrosión que podría sufrir durante la vida útil del muro.

Consideremos la tierra reforzada de la figura 11 (Whitlow, 1994). La presión activa a la profundidad z

Vale

$$p_a = k_a p_v$$

La fuerza de tensión que debe resistir una banda de refuerzo a la profundidad z es

$$T_z = p_v k_a s_v s_h \quad (4.1)$$

El factor de seguridad contra la fuerza de tensión en una banda vale (Whitlow, 1994)

$$F_T = \frac{bt f_y}{T_z} = \frac{bt f_y}{p_v k_a s_v s_h} \quad (4.2)$$

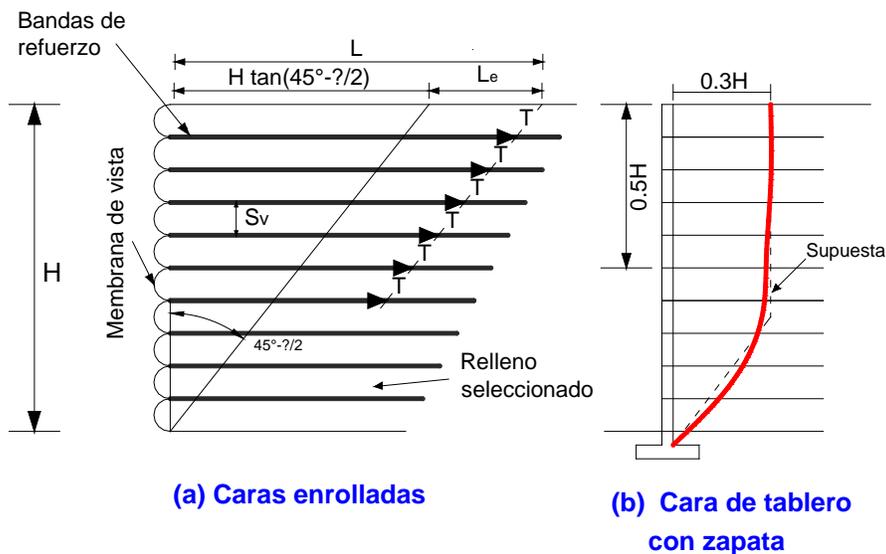


Figura 4.3 Pared de tierra reforzada

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Debemos dar a la banda una longitud de anclaje, l_e . Así, la longitud necesaria de una banda, a la profundidad z es

$$l_z = (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) + l_e \quad (4.3)$$

La resistencia por fricción en una cinta de dos caras es

$$R_\delta = 2p_v b l_e \tan \delta \quad (4.4)$$

El factor de seguridad contra falla por anclaje vale

$$F_P = \frac{R_\delta}{T_z} = \frac{2b l_e \tan \delta}{k_a s_v s_h} \quad (4.5)$$

La longitud necesaria de la banda valdrá

$$L_z = (H - z) \sqrt{k_a} + \frac{F_P k_a s_v s_h}{2b \tan \delta} \quad (4.6)$$

4.3 MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES

4.3.1 MÉTODO DE RANKINE

Cálculo de la presión activa

Considerando un muro de retención de la figura 4.4. Supongamos que dicho muro sufre un desplazamiento o un giro hacia la izquierda de la figura 4.4, de tal forma que se produce en el suelo del relleno una falla por resistencia al corte.

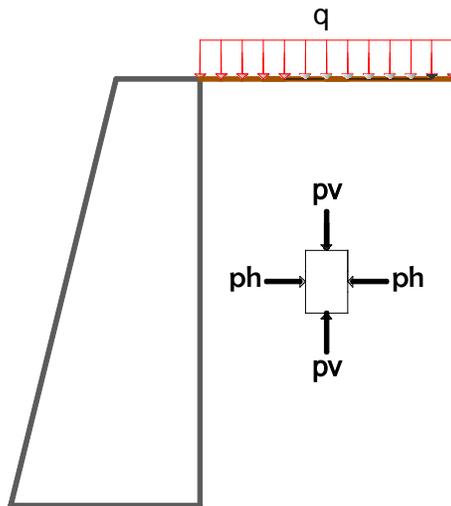


Figura 4.4 Muro de retención

En el elemento de la figura 4.4 la presión vertical p_v se mantiene aproximadamente constante, mientras que la presión horizontal disminuye de $p_h = k_0 p_v$ hasta un valor mínimo p_a que denominaremos presión activa de tierra.

A k_0 se denomina coeficiente de presión en reposo, y se puede calcular con la siguiente expresión (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$k_0 = (1 - \text{sen } \phi)(OCR)^{\text{sen } \phi} \quad (4.7)$$

Donde

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

OCR : Relación de preconsolidación del suelo

Por otra parte, suponiendo que la resistencia del suelo está dada por la ley de Mohr. Coulomb

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (4.8)$$

Hallemos a continuación la magnitud de p_a .

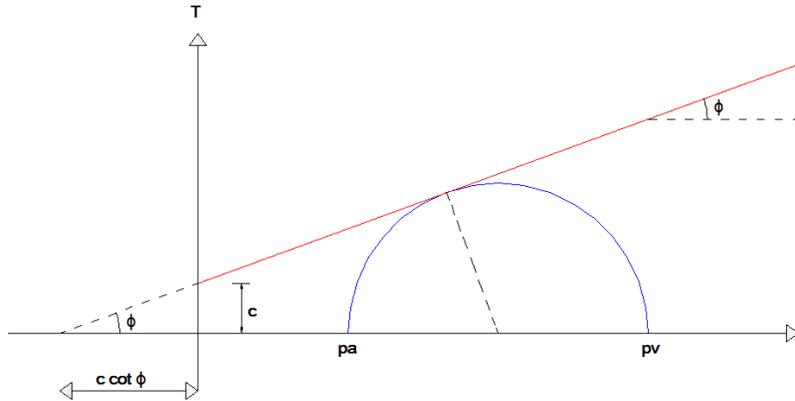


Figura 4.5 Determinación del empuje activo por el método de Rankine

De acuerdo con la figura 4.3

$$\text{sen } \phi = \frac{\frac{(p_v - p_a)}{2}}{c \cot \phi + \frac{(p_v - p_a)}{2}}$$

Despejando p_a

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (4.9)$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - 2c \frac{\sqrt{1 - \text{sen}^2 \phi}}{\sqrt{(1 + \text{sen } \phi)^2}}$$

$$p_a = p_v \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}} \quad (4.10)$$

Sea

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (4.11)$$

Reemplazando en la ecuación 4.9

$$p_a = \left(\frac{1}{N_\phi}\right) p_v - 2c \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} \quad (4.12)$$

La magnitud de $1/N_\phi$ se puede integrar de la siguiente manera

$$\cos 2a = \cos^2 a - \operatorname{sen}^2 a$$

$$\operatorname{sen} \phi = \cos(90^\circ - \phi) = \cos^2(45^\circ - \phi/2) - \operatorname{sen}^2(45^\circ - \phi/2)$$

Sustituyendo

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{1 - \cos^2(45^\circ - \phi/2) + \operatorname{sen}^2(45^\circ - \phi/2)}{1 + \cos^2(45^\circ - \phi/2) - \operatorname{sen}^2(45^\circ - \phi/2)}$$

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (4.13)$$

El estado de esfuerzo en el plano de falla queda representado por el punto D de la figura 4.6. Usando el procedimiento del polo de los esfuerzos (Deméneghi, Magaña y Sanguinés, 2003) observamos que la inclinación del plano de falla, con respecto a la horizontal, vale

$$\beta = 45^\circ - \phi/2$$

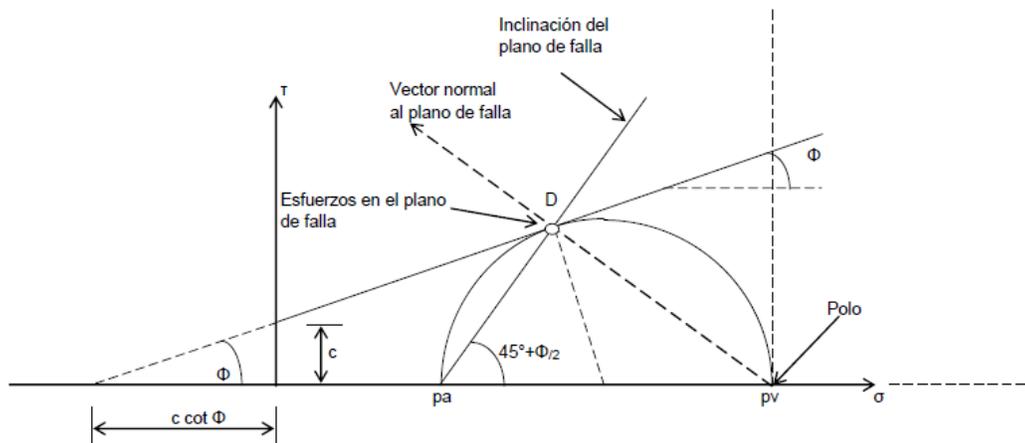


Figura 4.6 Inclinación del plano de falla

Es decir, cuando se presenta el estado plástico activo del suelo, éste falla a través de planos que tienen inclinación de $45^\circ + \phi/2$, con respecto a la horizontal.

Cálculo de la presión pasiva

Ahora supongámonos que la presión horizontal p_h sobre el elemento de la figura 4.6 Procediendo en forma análoga obtenemos

$$p_p = p_v \frac{1+\text{sen } \phi}{1-\text{sen } \phi} + 2c \sqrt{\frac{1+\text{sen } \phi}{1-\text{sen } \phi}} \quad (4.14)$$

$$p_p = N_\phi p_v + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (4.15)$$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (4.16)$$

En forma análoga que para el caso activo, se puede demostrar que la inclinación de los planos de falla, cuando se presenta el estado plástico pasivo, es de $45^\circ - \phi/2$, con respecto a la horizontal.

Respuesta del esqueleto sólido de un suelo totalmente saturado

En mecánica de suelos las teorías que se desarrollan para el cálculo de las deformaciones, de la resistencia al corte, el empuje de tierras, de la capacidad de carga, etcétera, son válidas para un cuerpo sólido. Sin embargo, un suelo totalmente saturado está formado por dos fases: la fase sólida y la fase líquida; cuando el suelo está en reposo, la fase líquida no posee resistencia al corte y no se comporta como un sólido, por lo que las teorías mencionadas sólo son aplicables a la estructura sólida del terreno. Dado que la presión que actúa sobre las partículas sólidas es la presión efectiva, cuando se quiera conocer la respuesta del esqueleto sólido se debe emplear en las fórmulas obtenidas justamente la presión efectiva en vez de la presión total.

Método de Rankine para suelos puramente friccionantes

En un suelo puramente friccionante $c = 0$. La ecuación 4.3 queda

$$p_a = p_v \frac{1-\text{sen } \phi}{1+\text{sen } \phi} \quad (4.17)$$

$$p_a = \frac{1}{N_\phi} = k_a p_v \quad (4.18)$$

$$k_a = \frac{1-\text{sen } \phi}{1+\text{sen } \phi} \quad (4.19)$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (4.20)$$

k_a se denomina coeficiente de presión activa del suelo friccionante.

Si el suelo está sometido únicamente a peso propio (sin sobrecarga), la fuerza resultante de la presión activa, actuando sobre el muro de altura total H , por unidad de longitud del muro, vale

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right)k_a\gamma H^2 \quad (4.21)$$

El punto de aplicación de E_a queda a $H/3$, medido a partir de la base del muro.

Para la condición de empuje activo, usando la ecuación 4.14

$$p_p = p_v \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (4.22)$$

$$p_p = k_p p_v \quad (4.23)$$

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (4.24)$$

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.25)$$

La fuerza resultante pasiva sobre el muro de altura total H vale

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\right)k_p\gamma H^2 \quad (4.26)$$

El punto de aplicación de E_p queda a $H/3$, medido a partir de la base del muro.

Método de Rankine para suelo puramente cohesivo

En un material puramente cohesivo $\phi = 0^\circ$. Para el caso activo la ecuación 4.9 queda

$$p_a = p_v - 2c \quad (4.27)$$

Para la condición de empuje pasivo, con la ecuación 4.14 hallamos

$$p_p = p_v + 2c \quad (4.28)$$

Altura crítica de un corte vertical

Consideremos que hacemos un corte vertical en un suelo puramente cohesivo (figura 4.7). El empuje activo total vale

$$E_a = \int_0^H p_v dz - 2cH \quad (4.29)$$

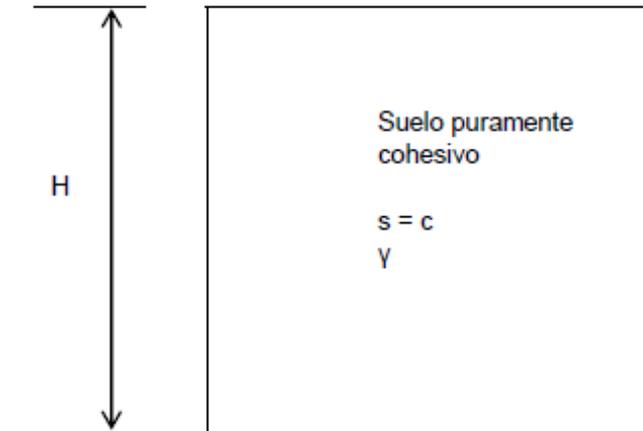


Figura 4.7 Corte vertical en un material puramente cohesivo

Si no existe sobrecarga $p_v = \gamma z$. La ecuación 4.29 queda

$$E_a = \int_0^H \gamma z dz - 2cH$$

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH \quad (4.30)$$

El corte se sostiene cuando el empuje $E_a = 0$ - Reemplazando en la ecuación 4.30

$$H = H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \quad (4.31)$$

La ecuación 4.31 proporciona la altura máxima de un corte vertical en un material puramente cohesivo (sin sobrecarga en la corona)] La altura de trabajo H_t la obtenemos

$$H_t = \frac{H_{crit}}{FS} \quad (4.32)$$

Donde FS=Factor de Seguridad. Si usamos FS=2

$$H_t = \frac{H_{crit}}{2}$$

Debido a la cohesión del suelo, al disminuir la presión horizontal en un corte vertical se pueden producir esfuerzos de tensión en el terreno y presentarse grietas en la corona de corte. Considerando una sobrecarga nula sobre la excavación, al profundidad de estas grietas de tensión se obtiene haciendo $p_a = 0$ en la ecuación 4.27

$$\gamma z = 2c$$

$$z = \frac{2c}{\gamma} \quad (4.33)$$

La ecuación 4.33 mide la profundidad de las grietas de tensión que se presentan en la corona de un corte vertical en un material puramente cohesivo.

4.3.2 MÉTODO DE COULOMB

Sea el muro de retención mostrado en la figura 4.8

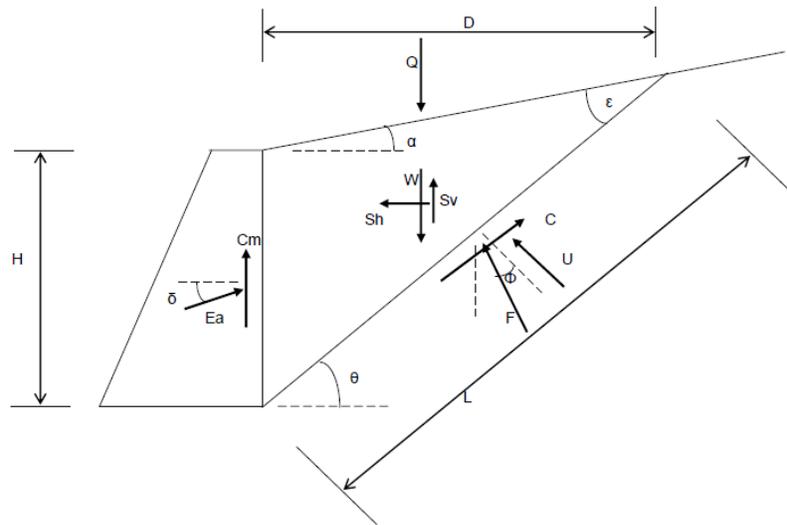


Figura 4.8 Cuña de deslizamiento (Método de Coulomb)

Dónde:

W = Peso de la cuña

Q = Sobrecarga sobre la cuña

S_h = Fuerza sísmica horizontal

S_v = Fuerza sísmica vertical

C = Fuerza sísmica debida a la cohesión del suelo

F = Fuerza resistente debida a la fricción del suelo

U = Fuerza de subpresión hidráulica

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

C_m = Fuerza resistente debida a la adherencia entre muro y suelo

δ = Ángulo de fricción interna entre el muro y suelo

Estableciendo el equilibrio de fuerzas en direcciones x y y

$$\Sigma F_x = E_a \cos \delta - S_h + C \cos \theta - F \operatorname{sen}(\theta - \phi) - U \operatorname{sen} \theta = 0 \quad (4.34)$$

$$\Sigma F_y = -W - Q + C_m + S_v + E_a \operatorname{sen} \delta + F \cos(\theta - \phi) + C \operatorname{sen} \theta + U \cos \theta = 0 \quad (4.35)$$

De la ecuación 4.35 despejamos F

$$F = \frac{W+Q-C_m-S_v-E_a \operatorname{sen} \delta - C \operatorname{sen} \theta - U \cos \theta}{\cos(\theta - \phi)} \quad (4.36)$$

Sustituyendo en la ecuación 4.35

$$E_a = \frac{S_h - C \cos \theta + U \operatorname{sen} \theta + \tan(\theta - \phi)(W+Q-C_m-S_v-C \operatorname{sen} \theta - U \cos \theta)}{\cos \delta + \tan(\theta - \phi) \operatorname{sen} \delta} \quad (4.37)$$

El valor máximo del empuje sobre la pared vertical del muro de la figura 4.8 se obtiene variando el ángulo θ en la ecuación 4.37, hasta hallar el máximo de E_a en dicha ecuación.

Fórmulas para el cálculo del empuje de tierras (Figura 4.7)

$$\varepsilon = \theta - \alpha \quad (4.38)$$

$$L = H \left[\frac{\operatorname{sen}(90^\circ + \alpha)}{\operatorname{sen} \varepsilon} \right] \quad (4.39)$$

$$A = HL \cos \frac{\theta}{2} \quad (4.40)$$

$$W = \gamma A \quad (4.41)$$

$$D = L \cos \theta \quad (4.42)$$

$$Q = qD \quad (4.43)$$

$$C = cL \quad (4.44)$$

$$C_m = c_m H \quad (4.45)$$

$$S_h = C_{sh}(W + Q) \quad (4.46)$$

$$S_v = C_{sv}(W + Q) \quad (4.47)$$

C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

4.3.3 MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

Dando el muro de retención de la figura 4.9, el empuje de tierras sobre el mismo vale, (Ovando et al, 1979; Das, 2011)

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 (1 - c_{sv}) k_a \quad (4.48)$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \zeta - \lambda)}{\cos \zeta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \zeta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \zeta - \alpha)}{\cos(\delta + \lambda + \zeta) \cos(\alpha - \lambda)}} \right]^2} \quad (4.49)$$

Donde

γ : Peso volumétrico del relleno

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

δ : Ángulo de fricción entre la pared y el relleno

λ : Ángulo del muro con la vertical

α : Inclinación del terreno

$$\zeta = \tan^{-1} \left[\frac{c_{sh}}{(1-c_{sv})} \right] \quad (4.50)$$

c_{sh} : Coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} : Coeficiente sísmico vertical

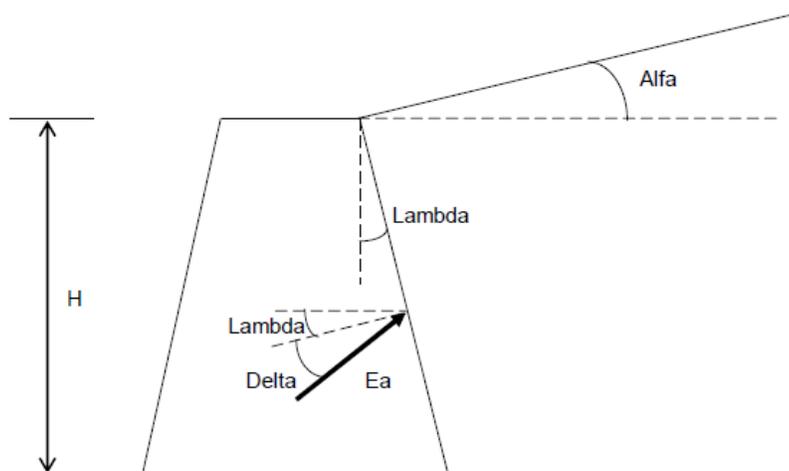


Figura 4.9 Fórmula de Mononobe-Okabe

La ecuación 4.48 proporciona el empuje activo máximo generado por un suelo en estado de equilibrio límite (estado activo) y de inclinación α con la horizontal (Figura 4.9).

4.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN DE MAMPOSTERÍA

La revisión de la seguridad de un muro consta de tres etapas:

- a) Estabilidad regional
- b) Estabilidad externa
- c) Estabilidad interna

a) Estabilidad regional

Se revisa la seguridad del muro por problemas de estabilidad regional, como pueden ser fallas de taludes en grandes áreas, erosión regional (externa e interna), presencia de oquedades o cavernas en el subsuelo, agrietamiento del terreno por sismos de alta intensidad, etcétera.

b) Estabilidad externa

La estabilidad externa se revisa por los siguientes conceptos:

b.1) Volteo

b.2) Deslizamiento

b.3) Seguridad del terreno de cimentación

b.1) Volteo

En términos generales, el factor de seguridad para prevenir una falla de cierto tipo, se define de la siguiente forma

$$FS = \frac{\text{Sumatoria de elementos mecánicos resistentes}}{\text{Sumatoria de elementos actuantes}} \quad (4.51)$$

De acuerdo con lo anterior, el factor de seguridad por volteo es

$$FS_v = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \quad (4.52)$$

Donde

ΣM_R : Sumatoria de momentos resistentes

ΣM_A : Sumatoria de momentos actuantes

Los momentos se toman con respecto a un eje que pasa por el punto A de la figura 4.10. Como ejemplo, en la figura 4.10 Se muestran los empujes de tierra que actúan sobre un plano vertical trazado a partir del talón (punto B) del muro.

b.2) Deslizamiento

El factor de seguridad para prevenir el deslizamiento se define

$$FS_d = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_A} \quad (4.53)$$

Donde

ΣF_R : Sumatoria de fuerzas resistentes

ΣF_A : Sumatoria de fuerzas actuantes

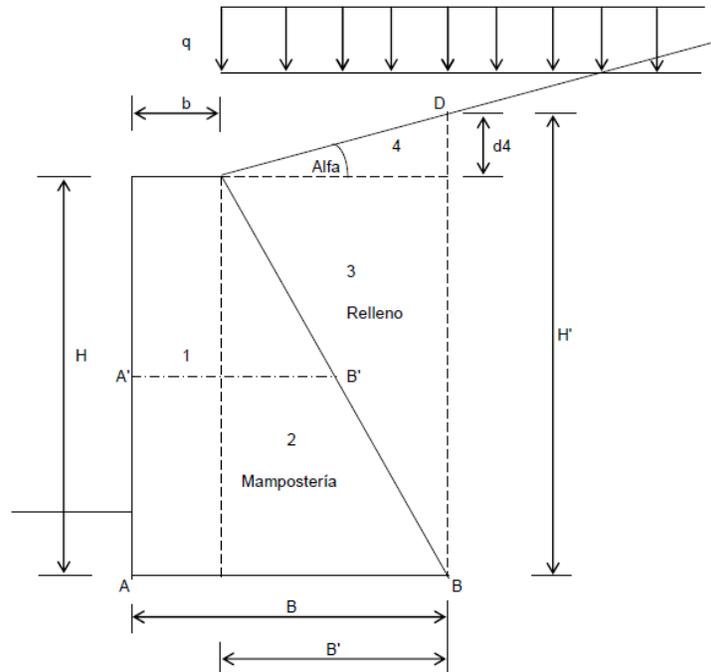


Figura 4.10 Cálculo de fuerzas en muro de retención

Las fuerzas se calculan a lo largo del posible plano de deslizamiento AB de la figura 4.10

La fuerza de fricción entre la base del muro y un suelo friccionante es igual a la fuerza normal en la base multiplicada por el coeficiente de fricción f entre suelo y base. En un suelo friccionante sin finos f es del orden de 0.55; si el suelo contiene limo $f = 0.45$. Cuando el muro descansa sobre un suelo fino, inmediatamente antes de construir el cimiento del muro, se deben remover los últimos 10 cm de suelo y reemplazarlos por una capa del mismo espesor de arena o arena con grava bien compactada; en este caso se puede tomar $f = 0.35$. Sin embargo, si la resistencia no drenada s_u del terreno de cimentación (Terzaghi y Peck, 1967).

b.3) Seguridad del terreno de cimentación

La revisión de la seguridad del terreno de cimentación se lleva a cabo verificando que no se exceda la capacidad de carga admisible por resistencia al corte del terreno y que las deformaciones del mismo no superen las deformaciones permisibles del muro de retención.

c) Estabilidad interna

Como se trata de un muro de mampostería de piedra, no deben obrar esfuerzos de tensión en el mismo. Por lo tanto, se verifica en varias secciones horizontales del muro que no se presenten esfuerzos de tensión.

Los esfuerzos de tensión se calculan usando la fórmula de la escuadría

$$\sigma = N/A \pm \frac{M y}{I} \quad (4.54)$$

Donde

N : Fuerza normal sobre la sección

A : Área de la sección

M : Momento flexionante actuando alrededor de un eje que pase por el centroide de la sección

I : Momento de inercia de la sección

y : Distancia del centroide al punto donde se calcula el esfuerzo

Tomando como ejemplo la sección $A'B'$ de la figura 4.10, situada a la mitad de la altura del muro.

En la figura 4.11 Se exhiben los empujes de tierra que obran por arriba de la sección $A'B'$. Los esfuerzos en los puntos extremos A' y B' valen, aplicando la ecuación 4.54

$$\sigma_a = \frac{N}{B_1 L} + \frac{6M}{L(B_1)^2} \quad (4.55)$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B_1 L} - \frac{6M}{L(B_1)^2} \quad (4.56)$$

Donde

B_1 : Ancho de la sección

L : Longitud de la sección

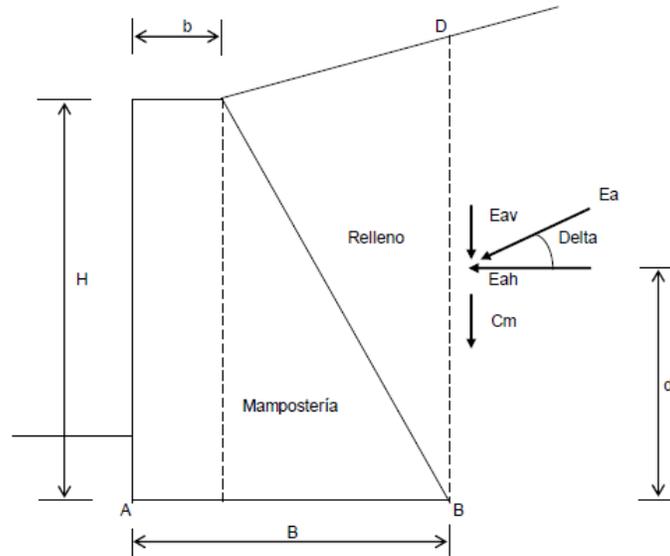


Figura 4.11. Empujes sobre la cara BD

Se revisa que el esfuerzo σ_a dado por la ecuación 4.55 No supere la resistencia a la compresión de la mampostería, y que el esfuerzo σ_b dado por la ecuación 4.56 sea positivo o si es negativo, que sea menor en valor absoluto, a la resistencia a tensión de la mampostería.

Revisión de la seguridad de un muro de contención

Para el muro de la figura 4.10, es usual calcular los empujes de tierra debidos a la sobrecarga q y al peso propio del relleno actuando sobre la sección BD de la figura. La sobrecarga y el relleno que se encuentra sobre el muro se consideran como parte integrante de este. Los pesos de muro y relleno se computan tomando las cuatro áreas indicadas en la figura. La altura sobre la que obran los empujes valen (Figura 4.10)

$$H' = H + d_4 = H + B' \tan \alpha \quad (4.57)$$

$$B' = B - b$$

Cuando se hace la revisión en condiciones sísmicas, además de los empujes debidos al temblor, se deben considerar las fuerzas de inercia de las cuatro áreas de la figura 4.10

Las fuerzas que obran sobre el plano BD son las mostradas en la figura 4.11 El cálculo de actuantes se lleva a cabo descomponiendo la fuerza E_α en una componente horizontal y en una componente vertical:

$$E_{ah} = E_\alpha \cos \delta \quad (4.58)$$

$$E_{av} = E_a \text{ sen } \delta \quad (4.59)$$

Por ejemplo la sumatoria de momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A valdrá (figura 4.11)

$$\Sigma M_A = E_{ah}d - E_{av}B - c_m B$$

En la tabla 4.1 se exhiben factores de seguridad tentativos para volteo y deslizamiento, los cuales deben usarse únicamente para fines de anteproyecto. Las magnitudes de estos factores pueden variar ampliamente en función de la clase de obra que se esté analizando.

Tabla 4.1 Factores de seguridad mínimos tentativos

Condición	Volteo	Deslizamiento
Sin sismo	2.0	1.50
Con sismo	1.50	1.20

Nota: Las magnitudes de estos factores pueden variar ampliamente en función de la clase de obra que se esté analizando.

Para la determinación de los esfuerzos internos, las fuerzas actuantes para el cómputo de los esfuerzos en la sección $A'B'$ se exhiben en la figura 4.12

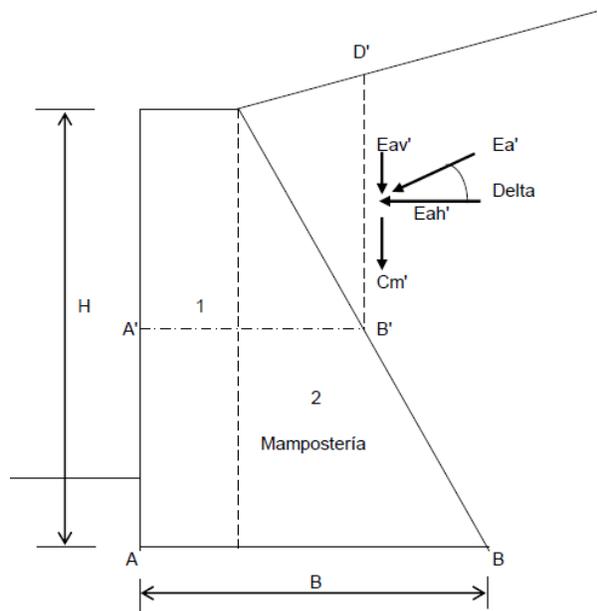


Figura 4.12 Empujes sobre la cara $B'D'$, sección a la mitad de la altura del muro

Cuando se considera el efecto sísmico, se recomienda que el punto de aplicación del empuje E_a quede a la mitad de la altura del muro.

4.5 DRENAJE EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN

Las fuentes potenciales de infiltración de agua subterránea son la infiltración de las aguas superficiales y subterráneas, como se ilustra en la figura 4.13. El agua subterránea se presenta a una elevación por encima de la base del muro que puede desembocar en el relleno de un corte posterior a la excavación. El agua subterránea también se puede presentar debajo de la parte inferior de la pared. El nivel de aguas freáticas también puede presentarse detrás del muro y este puede fluctuar dentro de la estructura, dependiendo de la hidrogeología del sitio. El agua superficial puede infiltrarse en el relleno desde arriba, o desde la cara frontal de la pared para el caso del agua que fluye frente la estructura.

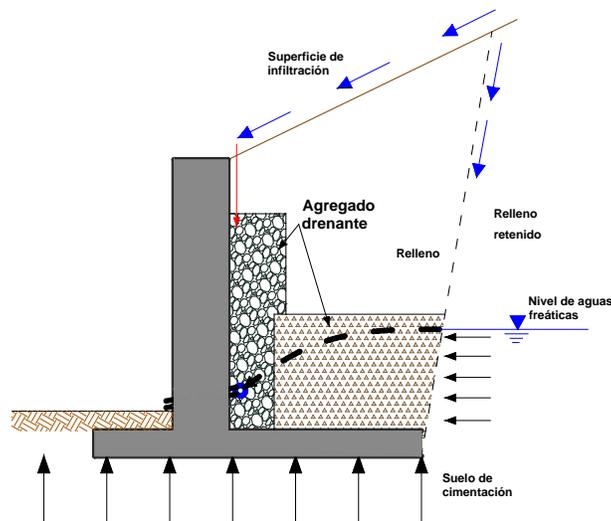


Figura 4.13 Fuentes potenciales de agua superficial (Manual de diseño de la SCDOT, 2010)

El diseño de sistemas de drenaje depende del tipo de muro, de relleno y / o tipo de suelo en retención y las condiciones del agua subterránea. Los componentes del sistema de drenaje, tales como suelos granulares prefabricados, elementos de drenaje y filtros, por lo general son graduados y se seleccionan basados en la experiencia local, geometría del sitio y los flujos estimados, aunque el diseño detallado se realiza sólo ocasionalmente. Los sistemas de drenaje pueden omitirse si el muro está diseñado para resistir completamente la presión de agua.

Los sistemas de drenaje de muros de relleno pueden incluir:

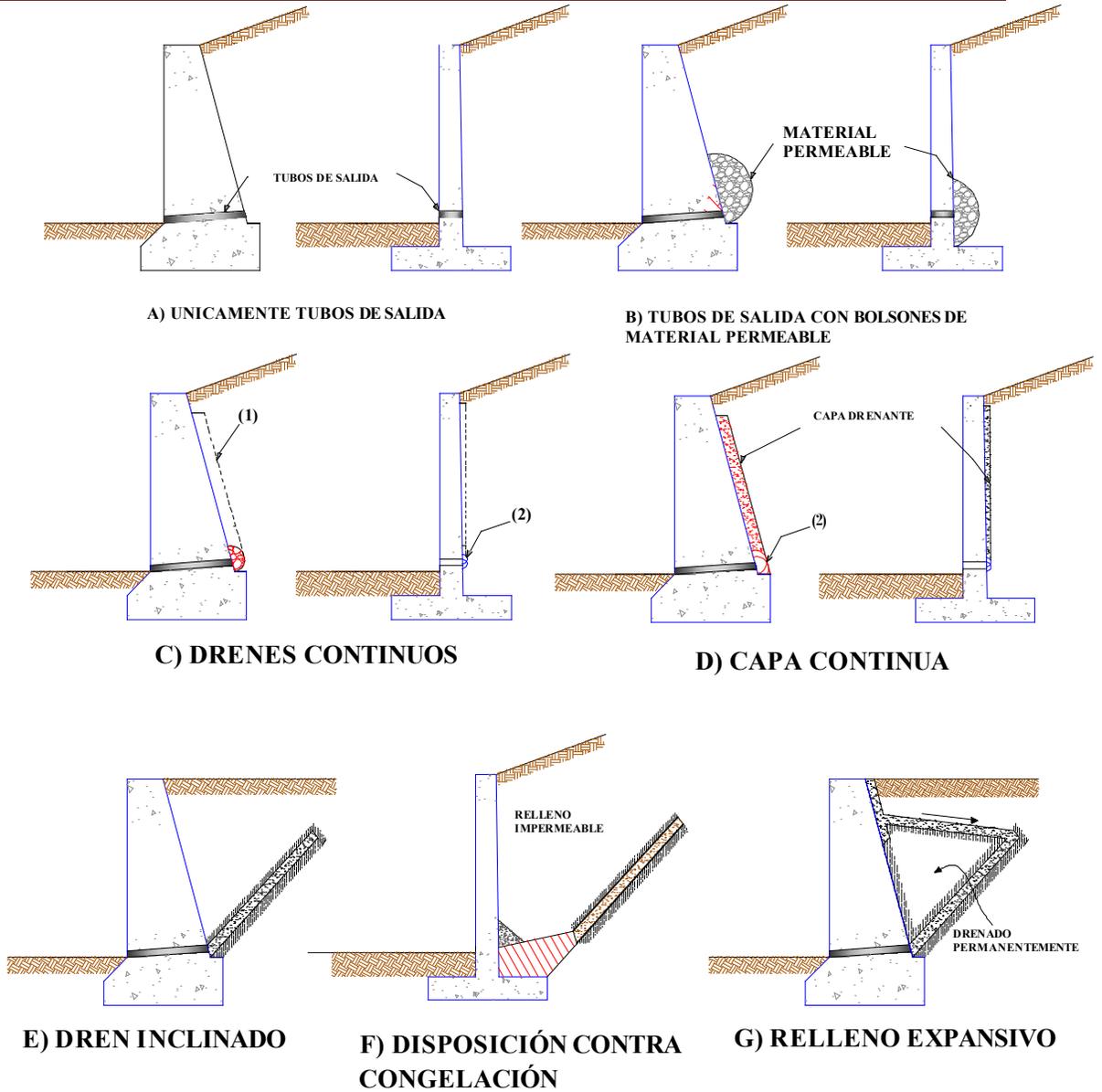
- Columna (s) o zona (s) de grava o arena gruesa de libre drenaje para reunir las filtraciones de agua desde el relleno;
- Tubería (s) perforada para recolectar el agua en la columna (s) granular o zona (s);

- La tubería de transporte;
- Salida (s); y
- filtro (s) entre el suelo (s) de relleno y la columna (s) granular o zona (s).

Los tubos longitudinales recolectan el agua para darle salida a través de tuberías que descargan en algunos puntos en frente de y / o debajo del muro. Las salidas pueden ser a través de los orificios de drenaje a través de la pared; a través de la tubería de transporte el agua es transportada hasta alcantarillas, este sistema de drenaje es común en las obras urbanas, también se puede evacuar el agua a través de una tubería con pendiente por debajo de la estructura del muro. Los orificios consisten en agujeros de diámetro aproximado de 1 ½” – 3” (40-75 mm) que se extienden a través del frente del muro y están espaciados horizontalmente a lo largo del muro, típicamente en distancias menores a 3.00 m. Una pantalla y / o el filtro se utilizan para evitar que el suelo se conduzca a través de las tuberías y se escurra en el orificio de drenaje.

Las tuberías de recolección y de transporte tienen que ser lo suficientemente grandes e inclinadas para drenar eficazmente el agua por gravedad desde detrás de la pared y al mismo tiempo deberán mantener una velocidad de flujo constante en la tubería para evitar la acumulación de sedimentos. El uso de 3” a 4” (75 a 100 mm) de diámetro en tuberías es típico y práctico. El diámetro es por lo general mucho mayor que requerida para la capacidad de flujo teórico.

Los filtros son usados para que el agua fluya entre zonas de diferentes suelos. Un filtro debe evitar el flujo del suelo retenido mientras que proporciona una permeabilidad suficiente para permitir un flujo sin obstáculos. El filtro puede ser un suelo o un geotextil. Un geotextil no es necesario si los dos suelos adyacentes cumplen ciertos criterios de filtración. Un agregado de graduación abierta generalmente no permitirá que se desarrollen las características filtrantes del suelo en su interfaz con el material de relleno. En este caso un filtro de geotextil es la opción más viable. En la figura 4.14 se muestran los diferentes tipos de drenaje en muros de retención.



(1) DREN CONTINUO HORIZONTAL UNIENDO LOS TUBOS DE SALIDA CON DRENES VERTICALES EN EL RESPALDO DISPUESTOS ENTRE LOS TUBOS.

(2) DREN CONTINUO HORIZONTAL CON DESCARGA LATERAL, EN VEZ DE TUBOS DE SALIDA. PUEDE TENER DRENES VERTICALES INTERMEDIOS.

Figura 4.14 Sistemas de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno (Rico. A y Del Castillo. H, “La ingeniería de Suelos en las vías terrestres”, Vol. 1, Limusa, México, D.F., 1974)

4.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.6.1 MURO DE MAMPOSTERÍA

Revisar la seguridad del muro de retención mostrado en la figura 4.15. Usar los factores de seguridad tentativos mostrados en la tabla 4.1, donde el coeficiente de fricción entre el muro y el suelo $f = 0.45$, con las siguientes propiedades:

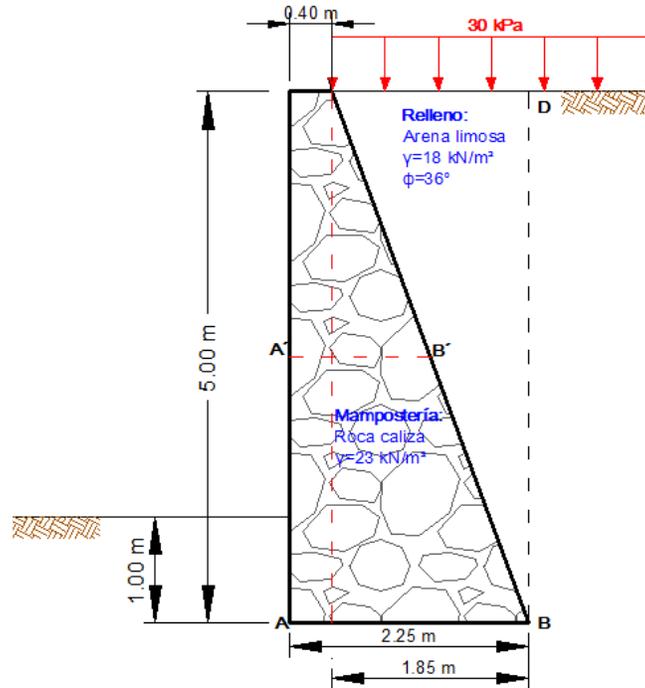


Figura 4.15. Muro de retención de mampostería

Mampostería de piedra braza:

Resistencia a la compresión: 1,000 kPa

Resistencia a la tensión: 50 kPa

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

Relleno de arena limosa

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0 \text{ y } \phi = 36^\circ$$

Suelo de cimentación (Toba cementada)

$$c = 15 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

Para la revisión por sismo tomar $c_{sh} = 0.053$ y $c_{sv} = 0.000$. No existen problemas de estabilidad regional.

Solución

Usando la fórmula de Mononobe-Okabe (ecuación 4.49), con $\delta = \phi = 36^\circ$, se obtienen los siguientes empujes obrando sobre la cara BD (figura 4.14):

Sin sismo:

$$k_a = 0.2412, E_{aq} = 36.187 \text{ kN}, h_q = \frac{5}{2} = 2.50 \text{ m}, E_{ar} = 54.280 \text{ kN}, h_r = \frac{5}{3} = 1.667 \text{ m}.$$

Aplicando las ecuaciones 4.58 y 4.59 con $\delta = \phi = 36^\circ$, se obtienen los siguientes empujes horizontales y verticales mostrados en la figura 4.16.

Con sismo:

$$k_a = 0.2412, E_{aq} = 36.187 \text{ kN}, h_q = \frac{5}{2} = 2.50 \text{ m}, E_{ar} = 54.280 \text{ kN}, h_r = \frac{5}{3} = 1.667 \text{ m}.$$

Usando las ecuaciones 4.58 y 4.59 se determinan los empujes mostrados en la figura 4.18 (Las fuerzas actúan por cada metro de longitud del muro).

En la tabla 4.2 se muestran los pesos y las fuerzas de inercia horizontales (por sismo) de las cuatro áreas y de la sobrecarga de la figura 4.18

Universidad Nacional Autónoma de México
 Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 4.2. Pesos y fuerzas de inercia de las áreas y la sobrecarga del muro de la figura 4.17

Área (m ²)	Peso (kN)	Fuerza sísmica horizontal(kN)
1	46.000	2.438
2	106.375	5.638
3	83.250	4.412
Sobrecarga	55.500	2.942
Suma	291.125	15.430

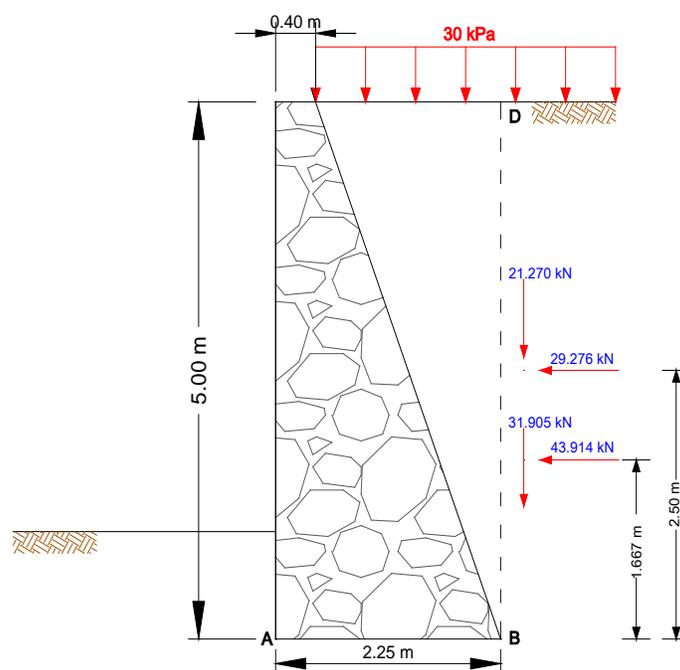


Figura 4.16. Fuerzas actuando en la cara BD sin sismo

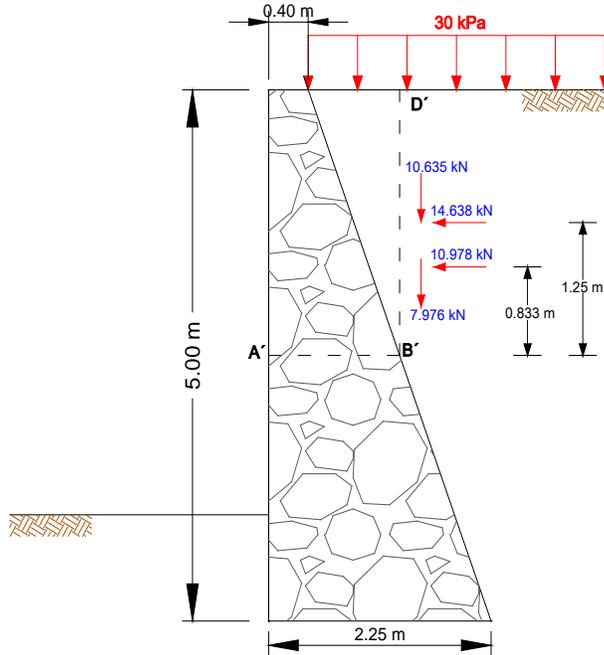


Figura 4.17. Fuerzas actuando en la cara B'D' sección a la mitad de la altura del muro sin sismo

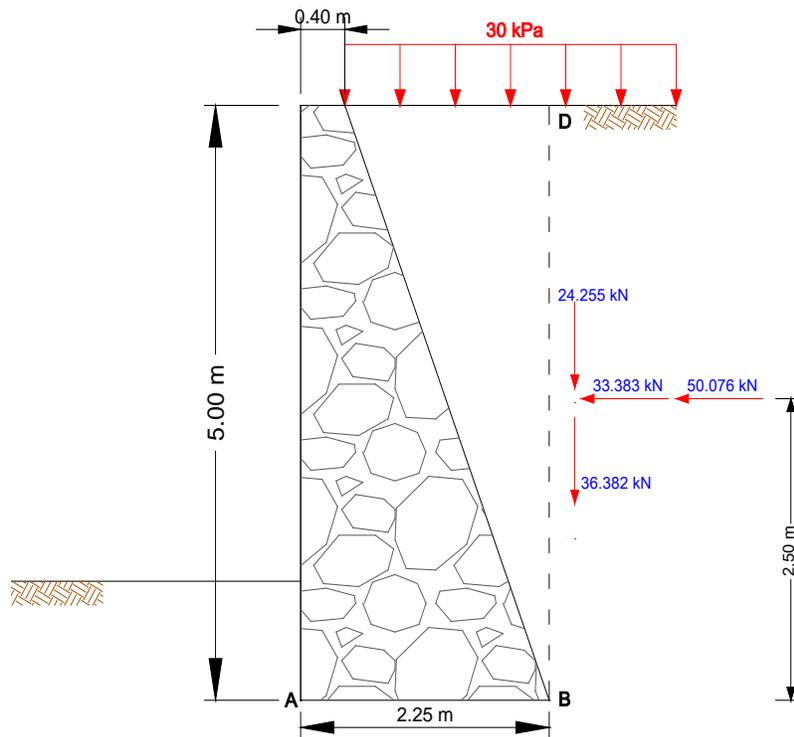


Figura 4.18. Fuerzas actuando en la cara BD con sismo

Revisión de la seguridad del muro en condiciones sísmicas (La revisión sin sismo es muy similar a esta).

Revisión de la seguridad con sismo

Nota: Los momentos y fuerzas actúan por unidad de longitud de muro

b.1 Volteo

Los momentos se toman alrededor de un eje que pasa por el punto A (Figuras 4.15 y 4.18)

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= 46 \text{ kN}(0.20 \text{ m}) + 106.375 \text{ kN} \left(0.40 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{3}\right) + 83.25 \left(0.40 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{2/3}\right) \\ &+ 55.5 \text{ kN} \left(0.40 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{2}\right) = 326.868 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= 33.383 \text{ kN}(2.50 \text{ m}) - 24.555 \text{ kN}(2.25 \text{ m}) + 50.076 \text{ kN}(2.50 \text{ m}) - 36.382 \text{ kN}(2.25 \text{ m}) \\ &+ 2.438 \text{ kN}(2.50 \text{ m}) + 5.638 \text{ kN} \left(\frac{5.00 \text{ m}}{3}\right) + 4.412 \text{ kN}(2) \left(\frac{5.00 \text{ m}}{3}\right) \\ &+ 2.942 \text{ kN}(5.00 \text{ m}) = 117.123 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

Aplicando la ecuación $FS_v = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A}$

$$FS_v = \frac{326.868 \text{ kN} \cdot \text{m}}{117.124 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 2.791 > 1.5 \therefore \text{Cumple}$$

b.2 Deslizamiento

Las fuerzas se calculan a lo largo de la base del muro (sección AB, figuras 4.15 y 4.18)

$$\Sigma F_R = [291.125 \text{ kN} + (24.255 \text{ kN} + 36.382 \text{ kN})](0.45) = 158.293 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_A = 15.43 \text{ kN} + 33.383 \text{ kN} + 50.076 \text{ kN} = 98.889 \text{ kN}$$

Aplicando la ecuación 4.55 :

$$FS_d = \frac{158.293}{98.889} = 1.60 > 1.20 \therefore \text{Cumple}$$

b.3 Terreno de cimentación

Se determinará la capacidad de carga resistente en el suelo de cimentación del muro de contención mediante la fórmula de Meyerhof

$$q_R = cN_c f_c F_R + P_v$$

Donde

q_R = Capacidad de carga resistente

c = Cohesión del suelo de cimentación

N_c = Factor de capacidad de carga=5.14

f_c = Factor de forma= $1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B}$

F_R = Factor de resistencia=0.45

P_v = Esfuerzo geoestático total

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{2.25 \text{ m}}{1} + 0.25 \frac{1.00}{2.25 \text{ m}} = 1 + 0.563 + 0.111 = 1.674$$

Sustituyendo en la ecuación inicial

$$q_R = 15 \text{ kPa} (5.14)(1.674)(0.45) + 18 \text{ kPa} = 76.08 \text{ kPa}$$

$$q_R = 76.08 \text{ kPa}$$

c) Estabilidad interna

Se deberá revisar que los esfuerzos actuantes no excedan las resistencias admisibles a la compresión y a la tensión de la mampostería. Para ilustrar los cálculos, se tomará como ejemplo una sección a la mitad del muro (Sección A'B', figura 4.19)

Usando la fórmula de Mononobe-Okabe, se obtienen los siguientes empujes (De la mitad del muro hacia arriba)

$$k_a = 0.2751, E_{aq'} = 20.632 \text{ kN}, h_q' = \frac{2.50}{2} = 1.25 \text{ m}, E_{ar'} = 15.474 \text{ kN}, h_r' = \frac{2.50 \text{ m}}{2} = 1.25 \text{ m}.$$

Aplicando las ecuaciones 4.49 y 4.50 Con ($\delta = \phi = 36^\circ$) obtenemos los empujes horizontales y verticales mostrados en la figura 4.19

En la tabla 4.3 se muestran los pesos de las tres áreas y de la sobrecarga que actúan arriba de la sección A'B' de la figura 4.19

$$N = 98.157 \text{ kN} + 12.127 \text{ kN} + 9.096 \text{ kN} = 119.38 \text{ kN}$$

$$B_1 = 0.40 \text{ m} + \frac{1.85 \text{ m}}{2} = 1.325 \text{ m}$$

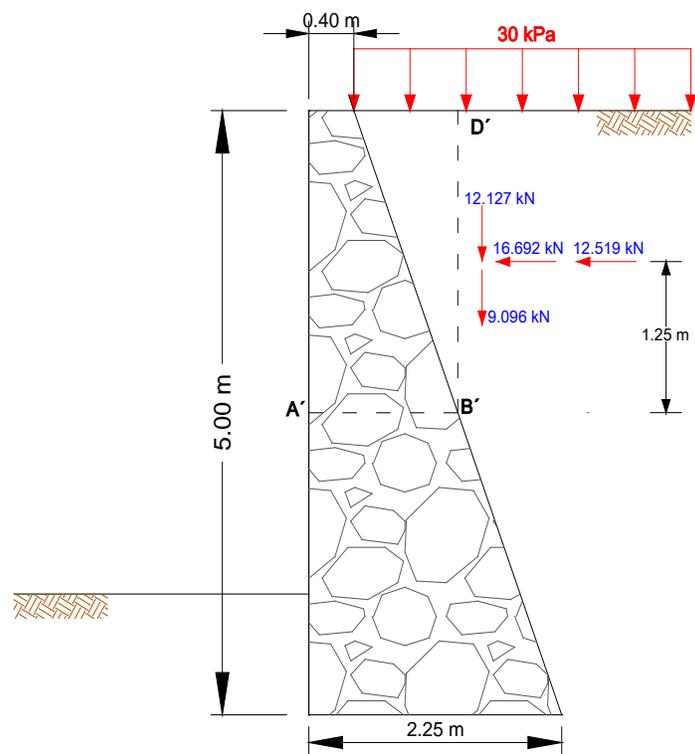


Figura 4.19. Fuerzas actuando en la cara B'D' sección a la mitad de la altura del muro con sismo

Tabla 4.3 Pesos y fuerzas de inercia arriba de la sección A'B'

Área(m ²)	Peso (kN)	Fuerza sísmica horizontal (kN)
1	23	1.219
2	26.594	1.410
3	20.813	1.103
Sobrecarga	27.75	1.471
Sumas	98.157	-

El momento se calcula con respecto al centro de la sección (a la mitad del ancho $B_1 = 1.325 \text{ m}$)

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

$$\begin{aligned}
 M &= (16.692 + 12.519)(1.25 \text{ m}) - (12.127 + 9.096)(0.6625 \text{ m}) - 27.75(0.6625 - 0.4625) \\
 &\quad + (1.219)(1.25 \text{ m}) + 1.410(2.573 \text{ m}) + 1.103 \left(\frac{2}{3}\right)(2.50 \text{ m}) + 1.471(2.50 \text{ m}) \\
 &= 25.118 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación 4.58:

$$\sigma_a = 175.941 \text{ kPa} < 1,000 \text{ kPa} \therefore \text{Cumple}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$\sigma_b = 4.255 \text{ kPa} > 0 \text{ kPa} \therefore \text{Cumple}$$

En la tabla 4.4 Se exhiben los resultados de los análisis de seguridad, con sismo y sin sismo.

Tabla 4.4. Resultados de los análisis de seguridad del muro de retención

Condición	Volteo (FS _v)	Deslizamiento (FS _d)	Esfuerzos internos	
			σ _a (kPa)	σ _b (kPa)
Sin sismo	12.23	2.12	120.82	55.43
Con sismo	2.79	1.60	175.94	4.26

4.6.3 MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO

Analizar el muro de la figura 4.20 usando tiras de reforzamiento. Estas tiras tendrán una separación tentativa de $s_h = 1\text{ m}$ y $s_v = 1\text{ m}$ en el centro y estarán rodeadas de un muro de concreto compuesto por bloques (escamas). Se usarán bloques de concreto reforzado entrelazadas, formadas como se indican, teniendo 200 mm de espesor (con una masa de 1,000 kg o 9.807 kN) cada una. La zapata del muro estará colocada para proporcionar alineación y distribución de la carga de los bloques de concreto, por lo tanto la masa total es más que el volumen equivalente del suelo.

Analizar una sección típica interna y seleccionar las tiras basados en $f_y = 250\text{ MPa}$ y $f_a = \frac{250}{1.786} = 140\text{ MPa}$. Asumir que $\delta = 0.70 (34^\circ) = 24^\circ$, así como una tasa de corrosión $= 0.025\text{ mm/año}$ y vida útil de 50 años. El muro tendrá un relleno de arena con las siguientes propiedades: $\phi = 34^\circ$, $\gamma = 17.30\text{ kN/m}^3$.

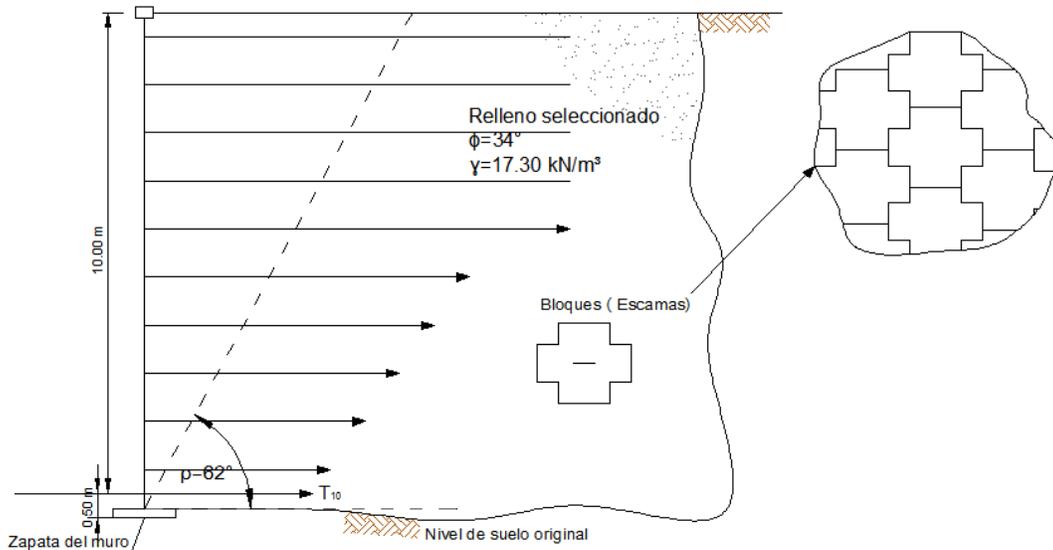


Figura 4.20. Muro de tierra armada

Obteniendo $k_a = \tan^2(45^\circ - 34^\circ/2) = 0.283$

La fuerza de tensión máxima se presenta en la base del muro (ecuación 4.1)

$$T_{z\text{m}\acute{a}\text{x}} = \gamma H k_a s_v s_h = 17.30\text{ kN/m}^3 (10\text{ m})(0.283)(1)(1) = 48.910\text{ kN}$$

La tensión en cada una de las tiras se determina como sigue:

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

Tabla 4.5 Determinación de tensiones en el muro de tierra armada

Cinta N°	$z_i(\text{m})$	$T_i(\text{kN})$	$L_c(\text{m})$
1	0.50	2.445	4.808
2	1.50	7.336	4.808
3	2.50	12.227	4.808
4	3.50	17.118	4.808
5	4.50	22.009	4.808
6	5.50	26.900	4.808
7	6.50	31.791	4.808
8	7.50	36.682	4.808
9	8.50	41.573	4.808
10	9.50	46.464	4.808
	ΣT_i	244.548	kN

Revisando

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} (17.30 \text{ kN/m}^3) (10 \text{ m})^2 0.283 = 244.55 \text{ kN}$$

El área de una sección transversal de una cinta, tomando tentativamente $b = 100 \text{ mm}$ para un muro de 10 m

$$b t f_a = T_i$$

La tensión máxima esperada se encuentra en la cinta N°10, para T_{10} tenemos:

$$t = \frac{46.464 \text{ kN}}{0.10(140)1000} = 0.00332 \text{ m} = 3.319 \text{ mm}$$

Agregando espesor por corrosión

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

$$\text{Espesor por corrosión} = 0.025 \text{ mm/año} (50 \text{ años}) = 1.250 \text{ mm}$$

El espesor total necesario

$$\text{Espesor total} = 3.319 \text{ mm} + 1.250 \text{ mm} = 4.569 \text{ mm} \approx 5.000 \text{ mm}$$

La longitud final de las cintas

$$\rho = 45^\circ + \frac{34^\circ}{2} = 62^\circ$$

La zona de acuerdo a Rankine a 9.50 m es

$$L_R = 9.50 \text{ m} \times \tan(90^\circ - 62^\circ) = 5.051 \text{ m}$$

$$L_o = L_R + L_e = 5.051 \text{ m} + 4.808 \text{ m} = 9.859 \text{ m}$$

Para 0.50 m

$$L_o = L_R + L_e = 0.266 \text{ m} + 4.808 \text{ m} = 5.073 \text{ m}$$

La resistencia al deslizamiento estará dada por

$$W = 17.30 \text{ kN/m}^3 (10 \text{ m}) \frac{9.859 \text{ m} + 5.073 \text{ m}}{2} \times 1 = 1,289.714 \text{ kN}$$

$$F_R = W \tan \phi = 1,289.714 \text{ kN} (\tan 34^\circ) = 869.923 \text{ kN}$$

El factor de seguridad por deslizamiento estará dado por

$$FS_{des} = \frac{869.923 \text{ kN}}{244.55 \text{ kN}} = 3.557$$

COMENTARIOS FINALES

- Los análisis usuales que se basan en las teorías clásicas consideran que el relleno desarrolla su resistencia máxima al esfuerzo cortante y aplican un factor de seguridad substancial al dimensionamiento del muro y a la posibilidad de que éste se pueda deslizar o volcar (caso activo)
- El método de la cuña de Coulomb es ventajoso, ya que permite tomar en cuenta con facilidad factores como la fricción entre el muro y el relleno, el efecto del flujo de agua sobre el relleno y la influencia de sobrecargas variadas, así como condiciones sísmicas..
- Un muro mecánicamente estabilizado tiene la ventaja de que se pueden alcanzar grandes alturas, lo que lo hace más competitivo frente a un muro tradicional de mampostería o concreto armado.
- La presencia de presiones hidráulicas en el relleno aumenta en forma considerable el empuje de tierras sobre el muro de retención, por lo que deberá dotarse a este de un adecuado sistema de drenaje, que reduzca en forma significativa las presiones hidráulicas sobre el respaldo del elemento de retención.

Capítulo 5

CONCLUSIONES

- El conocimiento del sitio así como las condiciones del suelo a través de estudios apropiados, la recolección de información geológica y la planeación correcta de la investigación del subsuelo y pruebas de laboratorio son condiciones necesarias para el diseño geotécnico en las vías terrestres.
- Se hace notar que de manera general las obras de ingeniería, como son: terraplenes, taludes y muros de contención, entre otras, modifican las condiciones de los estados de esfuerzo-deformación en el suelo, sus propiedades geotécnicas e hidráulicas, generando relajación de esfuerzos de confinamiento y exposición al medio al ambiente. Por lo cual se requiere que dentro de la planeación, el diseño y construcción de las mismas, se realicen estudios exhaustivos para el conocimiento de las propiedades del suelo con el objeto de evitar fallas futuras en estas estructuras.
- El uso de programas de cómputo comerciales permite analizar un sinnúmero de superficies de falla en taludes y de estas se puede seleccionar la crítica. Esto proporciona una gran ventaja al ingeniero geotécnico. Sin embargo, es un arma de doble filo, ya que la capacidad de realizar una multitud de cálculos produce una sensación de seguridad porque se pueden plantear infinidad de casos y la computadora produce resultados y figuras.
- El estado de la práctica de la ingeniería geotécnica permite predecir la falla de estas estructuras. Sin embargo, para hacer esta predicción de manera correcta es necesario conocer los factores que influyen, las propiedades del material en estudio, las fluctuaciones en el nivel freático e identificar las acciones externas que puedan intervenir en estas estructuras.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

- En la elaboración de esta tesis, se pone de manifiesto que los resultados obtenidos, en especial los de análisis de estabilidad por medio de programas de computadora deben ser revisados cuidadosamente y comparados con algún análisis numérico, con el objeto de confrontar los valores y determinar los probables errores durante el cálculo. Estos resultados se deben interpretar con base en el juicio basado en el conocimiento del tema y a la experiencia. El ingeniero Geotecnista debe entender a fondo la estabilidad del talud para reconocer resultados potencialmente erróneos.

- En esta tesis se presentó una descripción general de algunas aplicaciones importantes de la mecánica de suelos en las vías terrestres que son el sustento en la práctica de la Ingeniería Geotécnica actual, indicando de manera general las particularidades de cada una de ellas. Se hizo énfasis en la revisión y evaluación de las estructuras propias, definiendo las bases teóricas en las que se fundamentan, los procedimientos para llevar a cabo su diseño, así como algunas recomendaciones trascendentes para su ejecución en obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramson, Lee W., Boyce, Glenn M. y Lee Sunil Sharma, Thomas S. (2002). "*Slope Stability and stabilization methods*". John Wiley and Sons, Inc. Segunda edición, Estados Unidos de América.
- Bhattacharyya, Shyamal Kumar. "*Highway embankments design in Bangladesh*". Tesis- Universidad de Birmingham. 6-11, 28-32, 121-124.
- Bishop, A.W. and Morgenstern, N., (1960). "*Stability coefficients for earth slopes*". Géotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 164 169.
- Bjerrum, L. (1974). "*Problems on Soil Mechanics and Construction on Soft Clays.*"
- Budhu M., (2000). "*Soil Mechanics*". Wiley, New York.
- Das, B.M. (2006). "*Principles of Geotechnical Engineering*". Brooks/Cole Pub Co. 589 p.
- Deméneghi A. y Puebla M. (2011). "*Apuntes de comportamiento de suelos, TOMO I*". Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Deméneghi A. y Puebla M. (2011). "*Apuntes de comportamiento de suelos, TOMO II*". Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Deméneghi A., Puebla M. Y Sanginés García H. (2011). "*Apuntes de mecánica de suelos, VOLUMEN I*". Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Deméneghi A., Puebla M. Y Sanginés García H. (2011). "*Apuntes de mecánica de suelos, VOLUMEN II*". Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C. (2008). "*Earth Retaining Structures*". Publication No. FHWA-NHI-07-071.
- Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C. (2001). "*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction*", FHWA Publication No. FHWA-NHI-00-043.
- Diaz Rodríguez A., (2012). "*Apuntes de mecánica de suelos teórica. Facultad de Ingeniería*", UNAM, México.
- Duncan M. and Wright S., 2005. "*Soil Strength and Slope Stability*". Wiley, New York.
- Hanzawa Hideo y Kishida Takao. (1982). "*Determination of in-situ undrained strength of soft clay deposits*". Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.22, N°2.

Universidad Nacional Autónoma de México
Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres

- Ito Tomio, Matsui Tamotsu y Hong Won Pyo. (1982). “*Extend design method for multi-row stabilizing piles against landslide*”. Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.22, N°1.
- Jiménez Salas, J. (1990). “*Hacia una mecánica de los suelos no saturados*”. X Conferencia Nabor Carillo, San Luis Potosí: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Juárez, E. y Rico, A. (1976). “*Mecánica de suelos. Tomo 1. Fundamentos de la mecánica de suelos*”, Editorial Limusa, México D.F.
- Juárez, E. y Rico, A. (1976). “*Mecánica de suelos. Tomo 2. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*”, 2da edición, Editorial Limusa, México D.F.
- Liu Huabei y Won Myoung-Soo. (2009). “*Long-Term Reinforcement load of geosynthetic-reinforced soil retaining walls*”. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE. pp 875-889.
- Leroueil, S. (2001). “*Natural slopes and cuts: movements and failure mechanisms*”. Géotechnique. Vol. 51, No. 3, pp 197-243.
- Mánica, Miguel. “*Incremento de esfuerzos producido por un terraplén*”. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Moore, P.J. (1991). “*Evaluation of earth pressure on retaining walls*”. Developments in Geotechnical aspects of embankments, excavation and buried structures. Pp 247-260.
- Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929) “*On the Determination of Earth Pressure during Earthquakes*”, Proceedings, World Engg. Conference, Vol. 9, 176 p.
- Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 110. Oslo.
- Okabe, S. (1926) “*General Theory of Earth Pressure*”, J. of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, 12(1).
- Radoslaw L. Michalowski y Lei Shi. (1993). “*Bearing Capacity of nonhomogeneous clay layers under embankments*”. Journal of Geotechnical Engineering. Vol.119, N° 10.
- Skempton, A.W. y Bjerrum I. (1957). “*A contribution to the settlement analysis of foundations on clay*”. Géotechnique, 7(4). pp 168-178.
- Skempton, A W, “*The pore pressure coefficients A and B*”, Géotechnique, 4: 143-147, 1954
- Taylor, D. W. (1948). “*Fundamentals of soil mechanics*”, Wiley, New York.
- Whitlow, R. (1995). “*Basic soil mechanics*”, Third edition. Longman Scientific y Technical, Inglaterra.

- Winterkorn, H. y Fang, H. (1975). "*Foundation engineering handbook*", Van Nostrand Reinhold Company. Estados Unidos de América.
- Yean Chin Tan y See Sew Gue. (2000). "*Design and construction control of embankment over soft cohesive soils*". SOGISC-Seminar on ground improvement- Soft Clay.
- Yean Chin Tan. (2005). "*Embankment over soft clay-design and construction control*". Geotechnical engineering. Pp 1-15.
- Yun, Zhou. (2006). "*Soils and foundations*". U.S. Departments of transportation Federal Highway Administration. Vol. I. N° FHWANHI-06-088.
- Yun, Zhou. (2006). "*Geotechnical engineering: earth retaining structures*". U.S. Departments of transportation Federal Highway Administration. Vol. I. N° FHWANHI-06-089
- Zeevaert, Leonardo. (1986). "*Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils*". American Society for Testing and Materials, Philadelphia. Pp 257-281.