

**EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO, MÉTODOS DE ANÁLISIS Y PROCESOS
CONSTRUCTIVOS**

**CARLOS ANDRÉS CASTELLANOS DIAZ
CAMILO ANDRÉS SERRANO CARRANZA**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2009**

**EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO, MÉTODOS DE ANÁLISIS Y PROCESOS
CONSTRUCTIVOS**

**CARLOS ANDRÉS CASTELLANOS DIAZ
CAMILO ANDRÉS SERRANO CARRANZA**

**Proyecto de Grado presentado como requisito parcial para optar el título de
Ingeniero Civil**

Modalidad:
Investigación.

Director del Proyecto de Grado
Ing. WILFREDO DEL TORO
Docente Escuela de Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

AGRADECIMIENTOS

Nos gustaría brindar los agradecimientos a una serie de personas que con su orientación han contribuido a la realización del presente estudio. Agradecemos al Ingeniero Wilfredo del Toro, profesor adscrito a la escuela de Ingeniería Civil, por brindarnos sus conocimientos y orientación, ya que sin ellos hubiese resultado muy difícil la realización de este documento.

A nuestras familias que nos brindaron su apoyo incondicional y motivación para alcanzar el sueño tan anhelado en nuestras vidas de realizarnos profesionalmente como ingenieros civiles.

Quisiera darle mis más sinceros agradecimientos y éxitos en su vida profesional a mi compañero Andrés, quien fue mi amigo de tantos proyectos en mi carrera, para él y su familia que Dios lo bendiga.

Por último quisiera dar las gracias a mi compañero de proyecto por su constante apoyo en la realización de este estudio, para Camilo mis más sinceros deseos y éxitos

A Dios por darme la oportunidad de existir y llegar a este momento tan importante y feliz de mi vida.

A mis padres y hermana por el apoyo incondicional que me han dado hasta llegar a este día en el que todos sus esfuerzos se ven coronados con mi éxito académico.

A todos mis maestros que han realizado una labor excelente en mi educación ofreciéndome siempre una oportunidad de superación constante

ANDRES CASTELLANOS DIAZ.....

Agradezco a Dios por haberme brindado la oportunidad de llegar a este momento tan importante en mi vida y culminarlo con éxito.

Al apoyo incondicional de mis padres que con su esfuerzo hicieron llevadero el camino al éxito que hoy inicia.

A mi familia que siempre me ha brindado las palabras de aliento en los momentos mas difíciles y siempre creyeron en mi

CAMILO ANDRÉS SERRANO
CARRANZA....

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	31
OBJETIVOS	32
OBJETIVO GENERAL	32
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	32
CAPITULO I. CLASIFICACIÓN DE LAS EXCAVACIONES	33
1.1 EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS	33
1.1.1 Estabilidad En Excavaciones Poco Profundas.	34
1.2 EXCAVACIONES PROFUNDAS	36
1.3 EXCAVACIONES EN LOTES CERRADOS	37
CAPITULO II. COMPORTAMIENTO GENERAL DE UNA EXCAVACION	38
2.1 COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN	38
2.1.1 Cambio en la geometría del Terreno.	39
2.1.2 Redistribución de Esfuerzos y Deformaciones.	40
2.2 FALLAS PRESENTADAS EN EXCAVACIONES	41
2.2.1 Falla de Base de la Excavación.	41
2.2.2 Falla Por Subpresión.	44
2.2.3 Falla activa y Pasiva en la Excavación.	52
2.2.4 Falla de la zona donde la presión activa es mayor a cero $\sigma_a > 0$.	56
2.2.5 Falla de la zona donde la presión activa es menor a cero $\sigma_a < 0$.	58

2.2.6 Evaluación de la Superficie de falla de las paredes de la Excavación.	62
2.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN LAS EXCAVACIONES	65
2.3.1 Estabilidad en taludes Verticales.	65
2.3.2 Estabilización de la zona en estado plástico activo. $\sigma_a > 0$.	66
2.3.3 Análisis De Estabilidad En Términos De Esfuerzos Efectivos.	67
2.4 PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN MÁXIMA SIN SOPORTE	72
2.5 ASENTAMIENTOS DEBIDOS A LAS EXCAVACIONES	76
2.5.1 Excavación en Arenas.	76
2.5.2 Excavaciones en arcilla:	78
2.5.3 Excavación en depósitos estratificados.	80
CAPITULO 3. PRESIÓN LATERAL DE SUELOS	82
3.1 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO:	85
3.2 PRESIÓN ACTIVA	91
3.2.1 Presión activa teoría de Rankine.	91
3.2.2 Presión activa teoría de Coulomb.	100
3.3 PRESIÓN PASIVA, TEORÍA DE RANKINE	105
3.4 PRESIÓN PASIVA, TEORÍA DE COULOMB	109
3.5 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA POR SOBRECARGA	115
3.5.1 Carga de línea.	116
3.5.2 Carga de tira.	117
3.6 PRESIONES LATERALES INDUCIDAS POR SISMOS	118
3.6.1 Método de Mononobe Okabe.	119

3.6.2 Presión activa para condiciones sísmicas.	121
CAPITULO 4. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES EN AREAS URBANAS	125
4.1 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCION	126
4.1.1 Entibaciones o cortes apuntalados.	127
4.1.2 Tablestacas o ataguías.	138
4.1.3 Estructuras de Anclaje.	158
4.1.4 Muros pantalla.	170
CAPITULO 5. PROCESO CONSTRUCTIVOS DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO	179
5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA EXCAVACIÓN EN LOTE CERRADO	179
5.1.1 Análisis de la Excavación en Lote Cerrado.	182
5.1.2 Procedimiento de Corte de la Excavación.	184
5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIÓN CON MUROS PANTALLA	187
5.2.1 Construcción de Muros de Guía.	187
5.2.2 Excavación del muro pantalla.	188
5.2.3 Colocación del Refuerzo de la Pantalla.	189
5.2.4 Proceso de Fundición.	190
5.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIÓN CON TABLESTACAS	191
5.3.1 Generalidades.	191
5.3.2 Soldadura y Corte De Los Elementos.	194
5.3.3 Hincado de la Tablestaca.	195

5.3.4 Correcciones de la posición de la Tablestaca.	197
5.3.5 Instalación de vigas de reparto y puntales.	198
5.3.6 Extracción de las Tablestaca.	198
5.3.7 Clavijas en roca y pernos de anclaje.	199
5.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ANCLAJES EN EXCAVACIONES	201
5.4.1 Construcción de la armadura del anclaje.	201
5.4.2 Inyección.	202
5.4.3 Puesta en carga del anclaje.	203
CAPITULO 6. NORMATIVIDAD DE LAS EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN AREAS URBANAS	204
6.1 ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	204
6.1.1 Sismo de Diseño.	204
6.1.2 Calculo de deformaciones.	204
6.1.3 Falla De Base.	205
6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	205
6.3 ESTADOS LIMITE DE FALLA	205
6.4 PAREDES DE LA EXCAVACIÓN	206
6.5 FALLA POR SUBPRESIÓN EN ESTRATOS PERMEABLES	206
6.6 ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES CON SOPORTE	207
6.7 ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS	209
6.8 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	209
6.8.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.	210

6.8.2 Asentamientos del terreno natural adyacente a las excavaciones.	211
6.9 PROCESO CONSTRUCTIVO	211
6.9.1 Control del flujo de agua.	211
6.9.2 Tablestacas y muros fundidos in situ.	213
6.9.3 Secuencia de la Excavación.	213
6.10 REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA EXCAVACIÓN DE SÓTANOS	214
CONCLUSIONES	216
BIBLIOGRAFIA	218
ANEXOS	221

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”	115
Tabla 2. Fuente Control de erosión en zonas tropicales pagina 499.	117
Tabla 3. Clasificación de las Estructuras de Contención en áreas urbanas	126
Tabla 4. Resumen de valores para el cálculo del método de Peck	133
Tabla 5. Valores para los coeficientes α , Φ , δ , para el cálculo de la presión pasiva propuestos por Blum.	174

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Soporte de una Excavación por medio de Puntales	35
Figura 2. Soporte de una Excavación poco Profunda con puntales inclinados	36
Figura 3 Excavación en lote Cerrado	37
Figura 4: Comportamiento General de la Excavación	39
Figura 5 Factor de Seguridad contra falla de base.	42
Figura 6 (a) Sección transversal de una excavación a cielo abierto en un espeso depósito de arcilla; (b) Valores del factor de capacidad de carga N_c para estimar la estabilidad de fondo del corte respecto de un levantamiento	43
Figura 7 Forma de líneas de Corriente	46
Figura 8 Punto de aplicación de Presiones en un talud por Efecto de Subpresion	49
Figura 9 Estimación aproximada de estabilidad de un talud F.S = 1.5 (Mecánica de Suelos, Crespo; México (1998))	51
Figura 10 Estimación aproximada de estabilidad de un talud F.S = 1.5 (Mecánica de Suelos, Crespo; México (1998))	52
Figura 11 (a) Talud vertical (b) Distribución vertical de Presión (c) Distribución horizontal activa de presión	54
Figura 12. Visualización de falla pasiva del fondo de una excavación de paredes verticales	55
Figura 13: Mecanismos de falla de la zona $\sigma_a > 0$ para conformar una berma confinada	57

Figura. 14 Mecanismos de falla por cortante y por flexión de la zona $\sigma_a < 0$	59
Figura 15 Altura máxima de la excavación para alcanzar la falla inminente de la zona $\sigma_a < 0$	62
Figura 16 Coordenadas para Evaluar superficie de Falla	63
Figura 17 Berma usada como elemento de retención para evitar falla local por extrusión en excavaciones	67
Figura 18 Ensayo de Compresión simple para Material contráctil	69
Figura 19 Ensayo de Compresión simple para Material Dilatante	70
Figura 20 Trayectoria de Esfuerzos en Descarga lateral	72
Figura 21 altura critica sin soporte	74
Figura 22 Corte Transversal de una excavación en Arena	77
Figura 23 Diagrama muestra el asentamiento presentado en un tablestacado en arcilla en función del tiempo	80
Figura 24 Presión de tierra en reposo	83
Figura 25 Presión Activa.	84
Figura 26 Presión Pasiva.	84
Figura 27 Diagrama de distribución de presiones en reposo.	85
Figura 28 Diagrama de distribución de presiones en reposo en Presencia de Nivel Freático.	89
Figura 29 Círculo de Mohr correspondiente al estado de equilibrio plástico.	93
Figura 30 Diagrama de variación de la presión activa con la profundidad.	95
Figura 31 Diagrama de distribución de presiones activa supuesto y real.	97
Figura 32 Diagrama de distribución de presiones activa para una arena parcialmente sumergida con sobrecarga q.	98

Figura 33 Diagrama de distribución de presiones activa cuando el terraplén está inclinado.	99
Figura 34 Influencia de la rugosidad del muro en la forma de la superficie del deslizamiento.	101
Figura 35 Fuerzas que intervienen en la cuña de falla de Coulomb.	102
Figura 36: Polígono de fuerzas que intervienen en la cuña de falla de Coulomb.	104
Figura 37 Talud inclinado con acción de sobrecarga q.	105
Figura 38 Diagrama de distribución de presión pasiva	106
Figura 39 Diagrama de distribución de presión pasiva, teoría de Coulomb.	110
Figura 40 Superficies de falla Teoría de Coulomb	112
Figura 41 Carta de Caquot y Kerisel (1948)	114
Figura 42 Presión lateral de tierra por sobrecarga	116
Figura 43 Plano de falla (a), y polígono de fuerzas que intervienen el la cuña de falla.	119
Figura 44 Plano de falla, fuerzas que intervienen el la cuña de falla	121
Figura 45 Ubicación de las resultantes de Δp_e y P_e.	124
Figura 46: Entibaciones y cortes apuntalados	128
Figura 47. Excavación ancha, empleando apuntalamiento con rastras apoyado en estructura de cimentación	129
Figura 48 Secciones típicas de tablestacas; (a) alma plana, (b) alma curva, (c) alma en z	129
Figura 49 Método para determinar el diagrama aparente de empuje partiendo de las cargas Q que actúan en una entibación	131
Figura 50 Presiones aparentes sobre las paredes de una excavación	132

Figura 51. Influencia de los puntales en la magnitud de los empujes, según Broms	134
Figura 52 Cálculo del empuje activo según Terzaghi y Peck (1948)	135
Figura 53 Valores para los empujes en estratos de (a) arena densa media, (b) Arena suelta.	136
Figura 54 Cálculo del empuje según Tschebotarioff	136
Figura 55 Cálculo del empuje según Tschebotarioff, para Arcilla Rígida, soporte temporal	137
Figura 56 Cálculo del empuje según Tschebotarioff, para Arcilla Rígida, soporte Permanente	137
Figura 57 Tablestacas o ataguías.	139
Figura 58 Deflexión de tablestaca, después del proceso de relleno.	140
Figura 59: Líneas de flujo en un tablestacado, causadas por la diferencia de carga de la napa freática aguas arriba y aguas debajo de la estructura.	141
Figura 60 Falla por capacidad del soporte.	142
Figura 61 Distribución de presión en una tablestaca en voladizo.	143
Figura 62 Distribución de presión en una tablestaca en suelo granular en ausencia del nivel freático.	148
Figura 63 Tablestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arena.	149
Figura 64 Tablestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arcilla.	151
Figura 65 Tablestaca anclada hincada en un estrato de arena.	154
Figura 66 Tablestaca anclada hincada en un estrato de arcilla.	156
Figura 67. Muestra las parte de un anclaje.	159
Figura 68 Muro anclado.	160
Figura 69: Anclajes individuales.	161

Figura 70 Sistema de anclaje con placa o viga.	162
Figura 71 a. Tirante b. Pilote vertical de anclaje	162
Figura 72 Viga de anclaje con pilotes inclinados.	163
Figura 73 Resistencia última de placas y vigas en arena	164
Figura 74 Variación de $(Pu/\gamma AH)\tan\phi$ también $(Pu/\gamma AH)\tan\phi$ con H^2/A para anclas simples a poca profundidad en arena (Ghaly, 1997) Braja Das 4 Edición 2001	165
Figura 75 Relación de tasa de carga versus tasa de desplazamientos [según datos reportados por Das y Seely (1975)]	167
Figura 76 Espaciamiento de anclajes	168
Figura 77 Superficie de falla en suelo alrededor de una placa vertical H/h relativamente Pequeña	168
Figura 78 Falla de cortante cuando la relación H/h es mayor	169
Figura 79. Muestra la distribución de presiones activas y pasivas en una pantalla en voladizo, además de mostrar los diagramas de cortante y momento y la reacción R_1.	172
Figura 80: a) Pantalla anclada en su parte superior, b) Diagrama de fuerza cortante, c) Diagrama de momento.	176
Figura 81 Pantalla anclada con extremo empotrado	177
Figura 82 Acción de los empujes E_a y E_p, del contra empuje R_1 y la fuerza de anclaje N	178
Figura 83 Construcción de Rampa de Excavación	180
Figura 84. Avance Paralelo de una Excavación	181
Figura 85.a Excavación en lote Cerrado, Vista en Planta	183
Figura 85.b Excavación en lote Cerrado, Corte A – A`	183
Figura 86 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 1	184

Figura 87	Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 2	185
Figura 88	Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 3	186
Figura 89	Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 4	186
Figura 90	Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 5	187
Figura 91	Construcción de Muros de Guía	188
Figura 92	Proceso de Ejecución de la Excavación mediante paneles	188
Figura 93	a) corte de la excavación b) colocación de juntas en la excavación	189
Figura 94	Colocación del Refuerzo de un muro pantalla	190
Figura 95	Proceso de fundición del Muro Pantalla	191
Figura 96	Manipulación de Tablestaca en Obra A= Sin pintar B= Pintado a - Embalaje de apoyo b - espaciador c – protector	192
Figura 97	Izado de Tablestacas sin ayuda de viga	193
Figura 98	Izado de Tablestacas con ayuda de viga	193
Figura 99	Procedimiento para izar tablestacas largas de módulo de sección bajo Puntos de apoyo b- Operación de izado c –Atado en el agujero de manipulación	194
Figura 100	Dirección de hinca en tablestacas en Z con juntas machihembradas a - Gancho b- Lengüeta c – Dirección de hinca	196
Figura 101	Ejemplo del uso de un dispositivo de enhebrar para formar un modulo de tablestacas antes de proceder a la hinca	196
Figura 102	Ejemplo de hinca alternativa de tablestacas	197
Figura 103	Sacos de hormigón o mortero de cemento para obtener una buena conexión entre viga de reparto y tablestaca a -Tablestaca b- viga de reparto c – puntal d – perfil de apoyo e saco de hormigón	198

Figura 104 Ejemplo de Clavija en roca con o sin perno inclinado de anclaje en roca	199
Figura 105 Ejemplo de Clavija en roca con o sin perno inclinado de anclaje en roca	200
Figura 106 Parte para instalación de un anclaje	202

LISTA DE ANEXOS

	pág.
ANEXO A. TABLAS DE CALCULO DE COEFICIENTES DE RANKINE Y COULOMB.	221
ANEXO B. TIPOS DE MAQUINARIAS USADAS EN EXCAVACIONES	227
ANEXO C. EJEMPLO DE PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EXCAVACIÓN POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.	231

RESUMEN

TITULO: EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO, MÉTODOS DE ANÁLISIS Y PROCESOS CONSTRUCTIVOS.*

AUTORES CARLOS ANDRÉS CASRELLANOS DÍAZ,
CAMILO ANDRÉS SERRANO CARRANZA.**

PALABRAS CLAVES: Tablestacas, Talud, Anclaje, Entibaciones, Falla, Presión, Profundidad, Empuje, Excavación.

DESCRIPCIÓN

Este documento se hace con el propósito de brindar a los estudiantes de Ingeniería Civil una guía de apoyo para la investigación de los procesos constructivos desarrollados en las excavaciones en áreas cerradas.

Las excavaciones en obras civiles son de gran importancia para el desarrollo de la infraestructura; Razón por la cual se hace de vital importancia el conocimiento del presente tema. En esta obra se encuentra una visión sobre la clasificación de las excavaciones en áreas urbanas, según la profundidad de éstas. También se encontrará información referente al comportamiento general de las excavaciones en lotes urbanos, así como los tipos de fallas más presentadas durante los movimientos de tierras.

Para el desarrollo del presente tema se investigó acerca de los desplazamientos generados debido al empuje lateral de tierras y el efecto que éstas producen sobre las paredes de la excavación, además del que se generan sobre las estructuras de contención; Por considerar de gran importancia para la contención en taludes verticales según el tipo de suelo, se hace una clasificación de estas, con el fin de establecer cuales son las más apropiadas. Así mismo se entregan algunos procedimientos de cálculo empleados para la determinación del equilibrio de éstas estructuras, en donde se determinan los factores de seguridad, la estabilidad, el cálculo de las presiones y los empujes inducidos por los diferentes tipos de suelo contenidos por estas estructuras.

También se hace un resumen de los procesos constructivos típicos para las excavaciones en áreas urbanas, así como también los procesos de construcción de las diferentes estructuras de contención desarrolladas en esta obra. Por último se hace una breve revisión de la normatividad vigente en la actualidad en nuestro país.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas, Escuela de Ingeniería civil. Director Ing. Wilfredo del Toro Rodríguez

ABSTRACT

TITLE: OPEN CAST EXCAVATIONS, METHODS OF ANALYSIS AND CONSTRUCTIVE PROCESSES*

AUTHORS: CARLOS ANDRÉS CASRELLANOS DÍAZ, CAMILO ANDRÉS SERRANO CARRANZA.**

KEY WORDS: Sheet piles, slope, anchorage, fault, pressure, depth, push, excavation.

DESCRIPTION

This document is made for the purpose of giving a supporting guide to civil engineering students to research constructive processes which are developed in closed areas excavations.

Excavation in civil works has a huge importance for infrastructure development, for this reason it is important to have knowledge about it. In this work you can find a general view about excavation classifications in urban areas, according to the depth of these. Moreover there is information related to the general performance of the excavation on urban plots.

To develop this topic, it is researched about movements which are generated for pushing lateral lands and the effect of these produce over the excavation walls as well the effect of it over the contention structures. For considering it of great importance for vertical slope contentions it is made a classification according to the land type of these to establish which are the most appropriate for this work. In addition it is given some calculation procedures for determining the balance of these structures where also are determined security factors, stability, calculations of the pressure and inducing push by the different types of plots that are contained in those structures.

Furthermore it is made a summary about typical constructive processes for the excavation in urban areas, as well as construction processes of the different contention structures which are developed in this work. Lastly it is made a short revision of the legal current regulation in Colombia.

* Project of degree

** Faculty of physics mechanics Civil Engineering School Engineer Wilfredo Del Toro Rodriguez.

GLOSARIO

ÁNGULO DE FRICCIÓN: es el ángulo que hace la envolvente de falla (la línea recta tangente a los círculos de falla) con la horizontal.

ARCILLA: Se considera a toda aquella partícula de suelo cuyo diámetro sea inferior a 0.002 mm. Son agregados de partículas microscópicas y sub microscópicas, proceden de la meteorización química de las rocas. Son plásticas en presencia de humedad, y son duras en estado seco, además de ser parcialmente impermeables.

ARENA: La arena es un conjunto de partículas de rocas disgregadas. En geología se denomina arena al material compuesto de partículas cuyo tamaño varía entre 0,063 y 2 mm, sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o no alterados.

BUFAMIENTO: Efecto de recuperación de un terreno que se advierte por la expansión del mismo, al ser modificada la condición de carga o de humedad a la que originalmente se encontraba sujeto.

COHESIÓN: La cohesión es la fuerza que mantiene unidos a las partículas dentro de la masa de suelo.

COHESIÓN APARENTE: En suelos no saturados las tensiones capilares generan una adherencia entre las partículas llamada cohesión aparente.

CONSOLIDACIÓN: Cambio de volumen debido a la disipación de la presión de poros exceso de cargas estáticas

NIVEL FREÁTICO: Es el lugar geométrico de los puntos en que la presión porosa es igual a cero. La parte superior de la zona saturada se llama nivel freático; por encima de él, las partículas de tierra no poseen más que una delgada película de agua y los poros están llenos de aire.

LIMO: Son suelos de granos finos, con poca o ninguna plasticidad. Sus partículas. Tienen un diámetro entre 0,02 a 0,002 mm, presentan cierta plasticidad y cohesión; así como la capacidad de adsorber agua.

RESISTENCIA DRENADA: Es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poro en exceso debidas a la aplicación de la carga.

RESISTENCIA NO DRENADA: Es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condición no drenada, es decir cuando las cargas que producen la falla se aplican sobre la masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo.

Arenosos, la línea pasa desde el origen, es decir no existe la "denominada cohesión".

PRESIÓN ATMOSFÉRICA: es la presión ejercida por los gases que conforman la atmósfera en cualquier punto de la misma. Normalmente se refiere a la presión atmosférica terrestre y al aire

PRESION DE POROS: Consiste en la presión de agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra μ .

TALUD: Declive, inclinación de un terreno o de un muro

TERRAPLÉN: Por lo general se refiere a una sección de 'construidas' de suelo (de ingeniería de relleno) como para las carreteras o represas.

TABLA DE SÍMBOLO

B = Ancho de la excavación

C_a = Adhesión en la cara del muro por encima del nivel de corte

C_e = Parámetro de expansión

C_u = Cohesión aparente

C_v = Parámetro de consolidación

D = Profundidad bajo el corte a una superficie firme o profundidad de hinchamiento

e_0 = Relación de vacíos

$F.S$ = Factor de seguridad

F_c = Factor de descohesión

g = Gravedad

h_f = Pérdidas por fricción

h_i = Espesor mínimo del estrato permeable

h_w = Altura piezométrica

H = Altura

H_f = Altura desde la corona de tablaestacas hasta la línea de dragado

H_p = Altura de plasticidad del talud

K_{AT} = Coeficiente de presión activa en términos de esfuerzos totales

K_o = Coeficiente de presión de tierras en reposo

L = Largo de la excavación

m = Factor empírico que mide problemas potenciales de estabilidad en la base

n = Coeficiente de porosidad

N = Fuerza de anclaje

N_c = Factor de capacidad por contante

N_e = Número de estabilidad

P_s = Empuje pasivo

P_1 = Resultante empuje

P_2 = Empuje de agua desequilibrada

P_3 = Presión activa adicional generado por sobrecarga q sobre unidad de área

P_4 = Presión activa adicional generado por sobrecarga q' sobre L

q = Sobrecarga

R_t = Parámetro de resistencia a la tensión

S_c = Subpresión

S_u = Resistencia al corte no drenado

U_w = Reducción del fondo

V = Velocidad

Z_c = Altura crítica de las paredes de la excavación

z = Profundidad

α = Ángulo de inclinación del suelo

γ = Peso específico del suelo

γ_m = Peso específico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

γ_w = Peso específico del agua

μ_f = presión de poros en la falla

σ_a = Presión activa

σ_p = Presión pasiva

σ_h = Esfuerzo horizontal

σ_v = Esfuerzo vertical

τ = Esfuerzo cortante

ϕ = Ángulo de fricción interno

Δe = Variación de la relación de vacíos

ΔH = Variación de la relación de vacíos

Ω = Coeficiente de Peck

INTRODUCCIÓN

Las excavaciones en obras son el primer paso en la construcción del sistema de cimentación de un proyecto civil, debido a la envergadura que estas acarrear han sido estudiadas desde diferentes puntos de vista hasta llegar a ser hoy parte formal de la ingeniería, en donde el uso de nuevas técnicas y avances, marcan una ruta a seguir.

Debido al aumento en el tamaño de las obras y a la presencia del subsuelo, se han venido realizando excavaciones cada vez mas profundas las cuales requieren estudios mas detallados, como los son, el tipo de suelo, la profundidad a excavar, la presencia del nivel freático, entre otros factores, que influyen en proyectos de tales dimensiones. Así mismo conocer la clase de excavación que se debe realizar y los equipos a emplear en esta, son de vital importancia para obtener mayor efectividad en el proceso.

El presente estudio pretende aportar un enfoque general a los métodos de análisis y procesos constructivos de excavaciones a cielo abierto en zonas urbanas, para lo cual se hará una recopilación de información de diferentes medios y se analizara el alcance de cada uno de ellas.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Estudiar los métodos de análisis geotécnicos, y procesos constructivos de sistemas de cimentación que garanticen la estabilidad de las excavaciones a cielo abierto en aéreas urbanas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Hacer una revisión bibliográfica del tema, con el fin de identificar los avances mas recientes de las excavaciones a cielo abierto.
- Identificar los métodos de contención más apropiados que garanticen la estabilidad de acuerdo a las condiciones del terreno.
- Comparar los procesos constructivos mas utilizados en excavaciones a cielo abierto en zonas urbanas.
- Adaptar algunos de los conceptos de mecánica de suelos al procedimiento de excavaciones a cielo abierto.
- Revisión de la normatividad existente sobre el tema.

CAPITULO I. CLASIFICACIÓN DE LAS EXCAVACIONES

GENERALIDADES

Las excavaciones a cielo abierto en zonas urbanas se pueden clasificar debido al terreno que estas ocupan, por un lado están aquellas excavaciones que se encuentran lindadas por edificaciones vecinas es decir se encuentran encerradas, y requieren de un manejo adecuado debido al impacto que este genera en las cimentaciones continuas, por otro lado están las excavaciones que son construidas en lotes donde el espacio no es inconveniente ya que poseen suficiente terreno para ser llevadas a cabo. El presente estudio se centrara en las excavaciones que poseen la limitante en el espacio de operación, ya que es en este caso donde más se pueden generar inconvenientes. Estas se pueden clasificar en excavaciones poco profundas, y aquellas que presentan una profundidad mayor.

1.1 EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS

Una excavación es considerada poco profunda si esta presenta una profundidad menor a 5 metros¹, generalmente se realizan sin la necesidad de sostener el material vecino si existe espacio considerable para la construcción de los taludes que puedan soportar el material.

Las arcillas teóricamente son suelos que presenta una buena respuesta a excavación poco profunda, ya que estas debido a su carácter cohesivo les permite

¹ Karl Terzaghi, "Mecánica de suelos en la ingeniería practica" Segunda Edición, 1976, Editorial El Ateneo, España, Pag.389

estar en estabilidad siempre y cuando la profundidad de excavación no supere las alturas críticas, los valores críticos para arcillas se pueden estimar aproximadamente de la siguiente forma:

	Muy Blanda	Blanda	Media
Zc (metros)	< 1.50	1.50-3.00	3.0-5.50

Donde Zc, es la altura critica de las paredes de la excavación

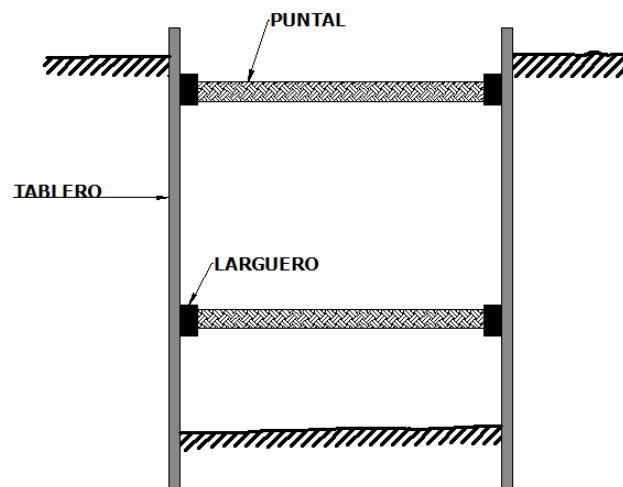
Es una regla general que las paredes de una excavación se deban hacer lo mas verticales que el tipo de material presente lo permita, a pesar de que las arcillas permiten inclinaciones casi verticales, es importante tener en cuenta la presencia de arcillas blandas en la profundidad de la excavación ya que estas pueden causar una falla por bufamiento en el fondo, por lo que se debe considerar taludes mas inclinados.

Las arcillas rígidas normalmente desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno, si estas grietas o fisuras se llena de agua producto del nivel freático generan una presión hidrostática que puede reducir considerablemente el factor de seguridad en las paredes de la excavación, así mismo la sola presencia de agua en la arcilla hará que esta se ablandezca lo generara una reducción en la estabilidad del talud con el tiempo.

1.1.1 Estabilidad En Excavaciones Poco Profundas. A pesar de que las excavaciones de una profundidad poco considerable (inferior a 5 metros), teóricamente no requeriría un sistema de contención, existen casos como lo son aquellas donde existe presencia de suelos no cohesivos, donde se hace necesario usar algún sistema de retención.

Si la profundidad de excavación no supera los 4 metros se acostumbra a usar tabloncillos verticales al rededor de las paredes de la excavación, que comúnmente son llamados forros, estos son mantenidos en su posición por medio de vigas horizontales llamados largueros, que a su vez son soportados por puntales que se extienden al costado de la excavación (Figura 1), estos son usualmente de madera, pero se usan también metálicos en aquellos casos donde el ancho de la excavación sea considerable, y se haga necesario alargarlos.

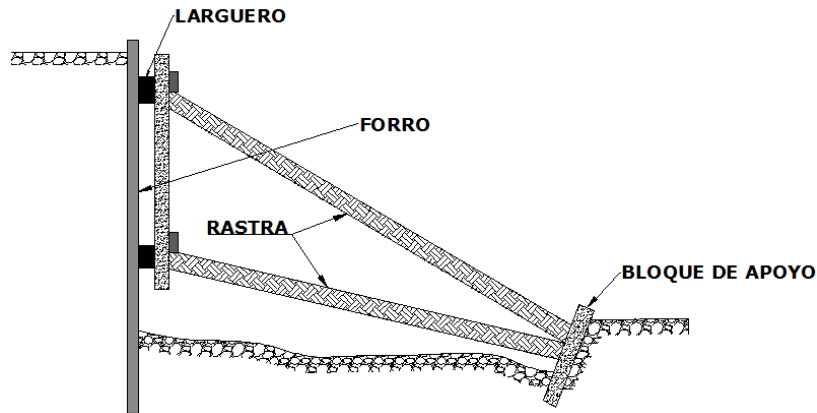
Figura 1. Soporte de una Excavación por medio de Puntales



Fuente. Braja M. Das

En los casos que la excavación sea demasiado larga para usar el sistema de puntales, se acostumbra a usar sistemas de contención como el mostrado en la Figura 2

Figura 2. Soporte de una Excavación poco Profunda con puntales inclinados



Fuente. Peck B. Ralph 1976

1.2 EXCAVACIONES PROFUNDAS

Se considera que una excavación es profunda si esta presenta una profundidad superior a 5 m, este tipo de excavación generalmente presenta problemas de estabilidad, ya que se ha superado la altura crítica, es decir la altura de auto sostenimiento de las paredes de la excavación.

Resulta anti económico el uso de tablonces de madera o forros², para la estabilización de este tipo de excavación, por lo que se usan otros tipos de sistema de contención como lo son las tablestacas, anclajes, entibaciones entre otros que serán estudiados con detalle más adelante.

Cuando la profundidad de la excavación es considerable, a medida que va transcurriendo se insertan largueros y puntales que permitan darle estabilidad, luego de cierta profundidad ya se hace necesario de un sistema de contención

² Peck Ralph, "Ingeniería de cimentaciones" Primera edición, Editorial Limusa, México, Pág. 208

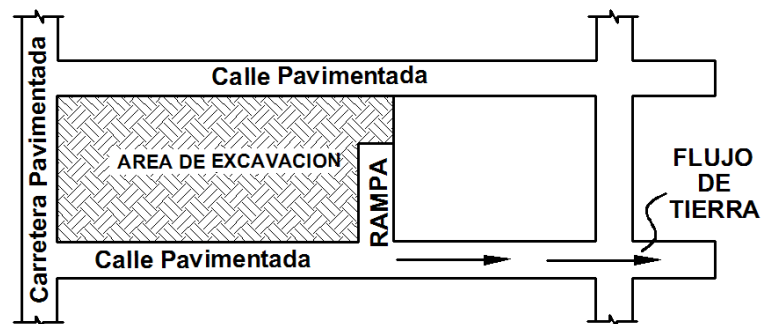
como lo son las tablestacas que ayudaran a disminuir el riesgo de bufamientos en el fondo de la excavación.

1.3 EXCAVACIONES EN LOTES CERRADOS

Este tipo de excavación se caracteriza por ser una excavación de profundidad, donde el volumen de descarga es considerable, debido la presencia de diferentes tipos de suelos en un área muy limitada requiere un manejo adecuado.

El proceso de ejecución debido a la limitante de espacio se ejecuta junto a la orilla del talud donde se deberá construir una rampa con unas condiciones mínimas que le permitirán la salida al suelo cortado Figura 3. El equipo que se acostumbra a usar es la excavadora ya que en los casos donde exista presencia de acillas compactas y gravas cementadas el corte con otro tipo de maquinaria puede resultar complicado, el corte deberá hacerse en una sola dirección debido a la limitante de espacio, así mismo facilita el proceso de cargue

Figura 3 Excavación en lote Cerrado



Fuente. Carson Brigton 1961

CAPITULO II. COMPORTAMIENTO GENERAL DE UNA EXCAVACION

GENERALIDADES

El proceso de descarga en la excavación hace que en el suelo se produzcan cambios debido a la redistribución de esfuerzos, lo que da como resultado una inevitable afectación en los materiales del suelo los cuales son inelásticos, no lineales, heterogéneos, frágiles, estos cambios pueden ser irreversibles y generar inconvenientes a la futura construcción que allí se haga.

En el presente capítulo se analizarán los diferentes tipos de fallas producidas por el retiro del suelo excavado, por último se estudiarán los asentamientos más comunes generados por la excavación, ya que como se verá más adelante son factores importantes al momento de dar estabilidad y seguridad a la excavación.

2.1 COMPORTAMIENTO DE LA EXCAVACIÓN

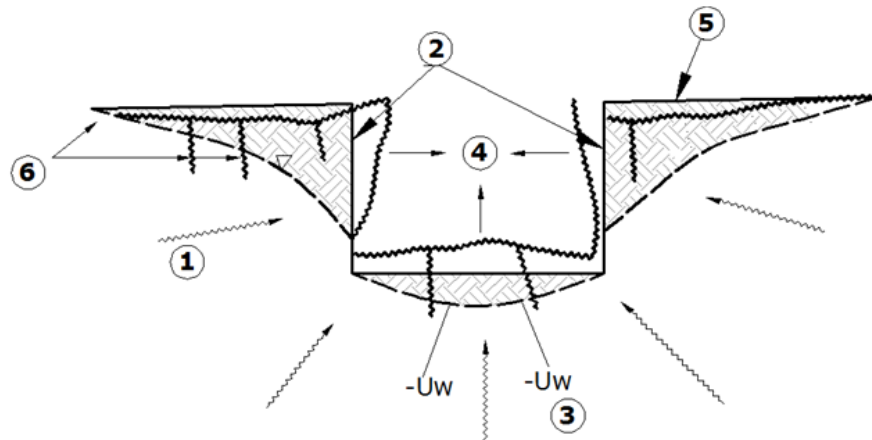
Excavar en un terreno produce en este dos efectos principales que alteran la forma del suelo, y del mismo modo la característica mecánicas de este, estos dos efectos aunque son dependientes el uno del otro, son conceptualmente diferentes y se pueden resumir en:

- Cambio en la geometría del Terreno
- Redistribución de esfuerzos y deformaciones ³

³ Álvaro J Gonzales, Escuela colombiana de Ingeniería Primer encuentro nacional de ingenieros de Suelos 1992 “ Comportamiento de Excavaciones y métodos de análisis” Pág. 3,4

2.1.1 Cambio en la geometría del Terreno. Es el primer efecto que produce el retiro de la masa de suelo, conduce a un Δ_{Cota} en el fondo de la excavación y del mismo modo a una diferencia del gradiente gravitacional que genera el aumento de este, Figura 4

Figura 4: Comportamiento General de la Excavación



Fuente Álvaro J Gonzales (1er encuentro de Ingenieros de Suelos 1991)

Leyenda de la Figura 4

- Cambio de Geometría

- 1 - Drenaje
- 2 - Taludes

- Cambio de Esfuerzos

- 3- Reducción del fondo U_w
- 4- Deformaciones convergentes

5- Asentamientos

6- Grietas

2.1.2 Redistribución de Esfuerzos y Deformaciones. El proceso de descarga además de producir cambios en la geometría del suelo, también produce que los esfuerzos y deformaciones de este se alteren generando cambios tanto en la reducción de la presión de poros, como algunos efectos mecánicos que se trataran a continuación.

- Principales efectos de la redistribución de Esfuerzos y cambio de la geometría del terreno.
 - Incremento de los esfuerzos de corte en el pie del talud.
 - Aparición de grietas en la superficie de la excavación, en el fondo y en los taludes.
 - Deformaciones de las paredes hacia el centro de la excavación
 - Deformaciones verticales de la superficie de la excavación
- Reducción de esfuerzos totales: Este proceso es muy similar al proceso de consolidación pero en sentido inverso y controlado en el tiempo no por el parámetro C_v de consolidación sino por el de expansión C_e , dado que el proceso de expansión es mayor al de consolidación este puede ocurrir con mayor rapidez que el de consolidación, cabe anotar que la expansión ocurre en el total de la superficie excavada.

2.2 FALLAS PRESENTADAS EN EXCAVACIONES

Las excavaciones pueden presentar diferentes tipos de falla que inciden en problemas de estabilidad. En el presente estudio se estudiara la incidencia de 5 tipos de fallas como son:

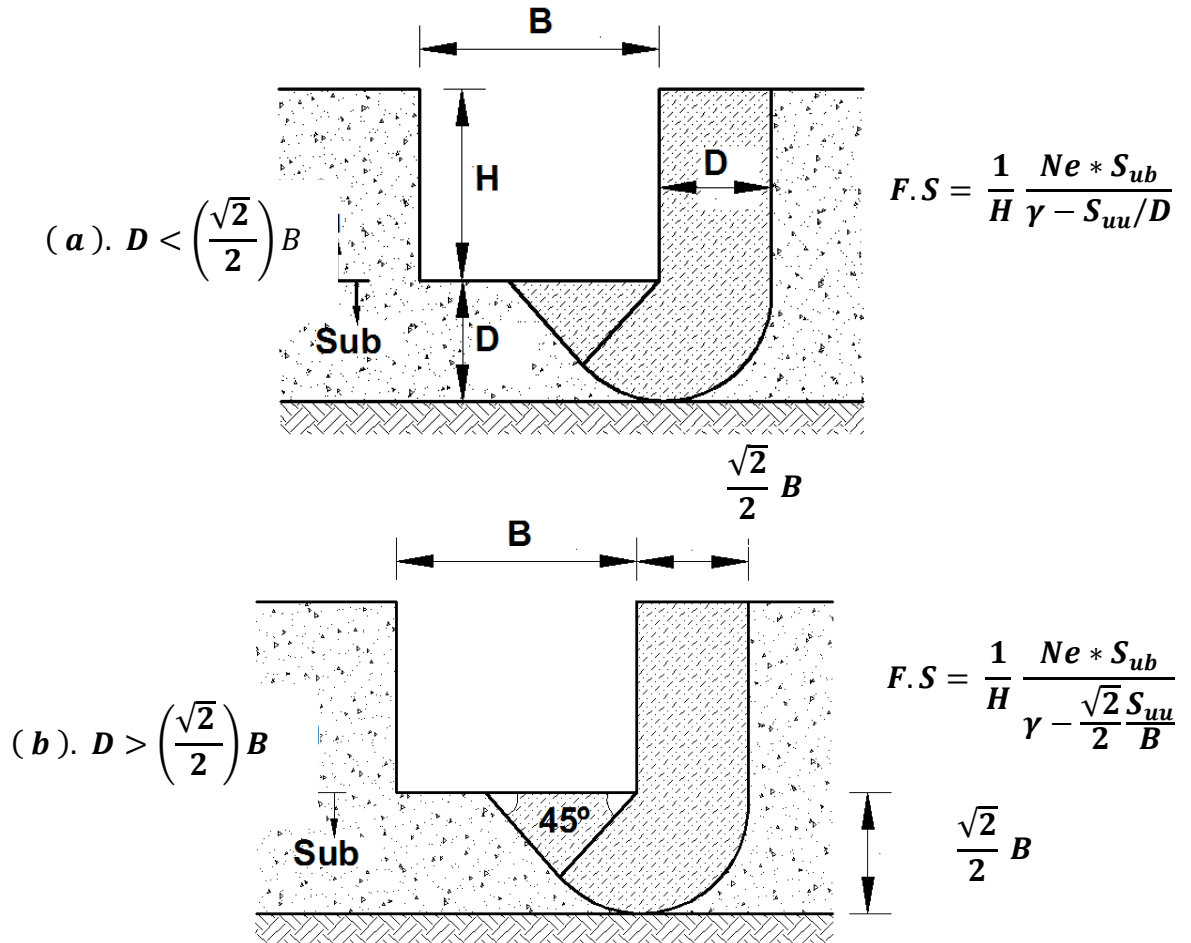
- Falla de base
- Falla por Subpresión
- Falla activa y Pasiva
- Falla presentada cuando presión activa es mayor a cero $\sigma_a > 0$
- Falla presentada cuando presión activa es menor a cero $\sigma_a < 0$

2.2.1 Falla de Base de la Excavación. La falla de base se caracteriza por ser muy definida aproximándose a una circunferencia bajo la base de la excavación la cual se extiende verticalmente hasta la superficie del terreno.

Ningún levantamiento del fondo de la excavación puede ocurrir a menos que la carga debida a la peso del suelo (mas una sobrecarga presente) exceda la capacidad portante del suelo localizado bajo el nivel de la excavación, este fenómeno fue estudiado por Terzaghi y Tschebotarioff quienes definieron que esta carga se produce por los esfuerzos de corte a lo largo de la superficie vertical del bloque de suelo que sobresalen en el plano.

Los factores de capacidad portante que dieron Terzaghi y Tschebotarioff fueron 5.7 y 5.14 respectivamente.

Figura 5 Factor de Seguridad contra falla de base.

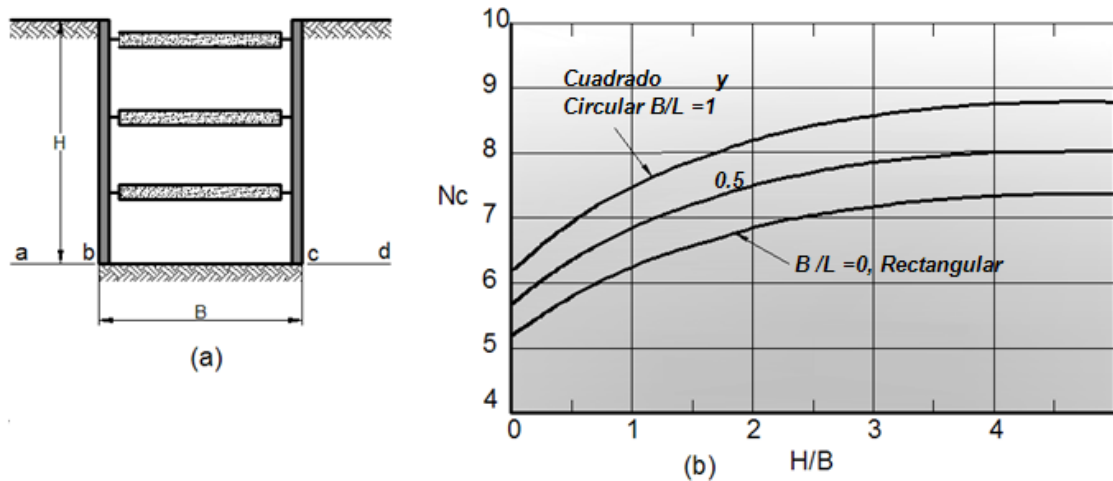


Fuente. Kart Terzaghi "Mecánica de Suelos" 1943

- Método de Bjerrum y Eide (1956).** Es el método más realístico para evaluar la falla de fondo ya que considera una falla localizada en la base de excavación sin movilizar la resistencia al corte hasta la superficie del terreno. En este método, el suelo detrás del sistema de retención por encima del nivel de excavación actúa como una sobrecarga. El número de estabilidad N_e es una función de la geometría de la excavación y de la profundidad de corte. Si se supone que el suelo excavado ejerce una presión hacia arriba igual a γH al nivel de abcd, (Figura 6.a), los valores de N_e pueden tomarse iguales a los que corresponden a las zapatas mismas con

las mismas relaciones B/L , entre ancho y longitud, y H/B entre profundidad y ancho, Estos cálculos se pueden facilitar utilizando la (figura 6.b) (Janbu y otros, 1956)⁴

Figura 6 (a) Sección transversal de una excavación a cielo abierto en un espeso depósito de arcilla; (b) Valores del factor de capacidad de carga N_c para estimar la estabilidad de fondo del corte respecto de un levantamiento



Fuente. Terzaghi 1976

⁴ Julio Eduardo Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", 1° Edición 1997, Escuela Colombiana de Ingeniería, pág. 38.

Bjerrum y Eide definieron un factor de seguridad para la falla de base dado por:

$$F.S = \frac{N_C * S_u}{\gamma H + q - C_A \frac{H}{D}}$$

Donde:

N_C : Factor de capacidad portante determinado por Bjerrum y Eide que tiene en cuenta la geometría de la excavación y la profundidad de corte.

S_u : Resistencia al corte no drenada de la arcilla media a blanda a la profundidad del corte y bajo esta.

γ : Peso unitario del suelo encima del nivel de corte.

H : Profundidad de Corte

q : Presión de la sobrecarga, si existe, debido al tráfico o edificaciones adyacentes. Las presiones de la fundación y la reducción en las cargas debido a sótanos se deben tener en cuenta.

C_A : Adhesión en la cara del muro por encima del nivel de corte

D : Profundidad bajo el corte a una superficie firme

2.2.2 Falla Por Subpresión. Este tipo de falla es muy conocido en las excavaciones que se encuentran soportadas por suelos sin cohesión, en estos

casos se deberá analizar la estabilidad del fondo por el flujo de agua, ya que esta podrá inundar el fondo de la excavación.

Cuando la excavación se realiza en una capa impermeable, que a su vez descansa sobre un estrato permeable, es importante considerar la presión ejercida por el nivel freático sobre este estrato ya que se podrá levantar el fondo.

El espesor mínimo h_i del estrato permeable que se deberá tenerse para evitar la inestabilidad de fondo será el siguiente:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

Donde:

h_w : es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w : Es el peso volumétrico del agua, y

γ_m : Es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

Si el espesor h_i resulta insuficiente para asegurar la estabilidad con un factor de seguridad confiable, se deberá reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de un bombeo.

- **Calculo de la subpresión.** Realizar un estudio detallado de subpresión implica realizar un estudio geológico perfecto, por lo que se planteara una hipótesis que nos dará un resultado con errores insignificantes.

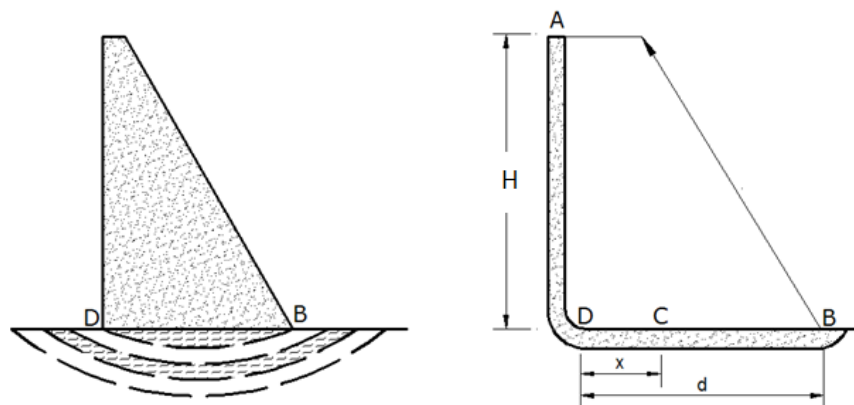
- Hipótesis: El terreno presenta una distribución de poros uniforme⁵. Con base en los puntos con mayor contenido de poros, se puede idealizar que el terreno presenta esta distribución uniforme, lo que nos da como resultado una mayor concentración de porosidad.

El agua al penetrar en el suelo, sigue un trayecto llamado línea de flujo, el cual presenta un movimiento irrotacional, es decir, sigue la trayectoria de la línea de corriente si sufre desorientación alguna.

La única línea de escurrimiento que hace presión sobre la base de la excavación es la primera, o sea la inmediata inferior a la base de ésta, y las demás presionan la primera.

El eje de las líneas de corriente es la mitad de base de del talud, por lo que se ha demostrado que estas líneas de corriente presentan una forma elíptica (Figura 7), para realizar el calculo de subpresión se supone que la primera línea de flujo es recta, esta idealización permite dar un conseguir un muy buen resultado.

Figura 7 Forma de líneas de Corriente



⁵ Crespo Carlos V, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 4⁰ Edición 1998, Editorial Limusa. Pág. 235

Aplicando el principio de Bernoulli en los puntos A y C que se encuentran a una distancia x de D tenemos:

$$Z_A + \frac{P_A}{\gamma_w} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_C + \frac{P_C}{\gamma_w} + \frac{V_C^2}{2g} = H_f$$

Donde:

γ_w : Peso específico del Agua

H_f : Pérdida de Carga por Fricción

Tomando como plano, la base de la excavación tenemos:

$$H + \frac{P_A}{\gamma_w} + \frac{V_A^2}{2g} = 0 + \frac{P_C}{\gamma_w} + \frac{V_C^2}{2g} + H_f$$

La velocidad a la cual se mueve el flujo es muy pequeña por lo que se puede suponer nula en el punto A, así mismo las pérdidas por fricción son insignificantes por lo que también se suponen como cero.

Del mismo modo la velocidad desde el punto D a C es muy pequeña (≈ 1 metro por año), por lo que hace necesario la aplicación de la ley de Darcy.

$$H_f = \frac{V \cdot x}{K}$$

Donde:

K = Constante que depende de la clase de material.

x = Camino recorrido

V = Velocidad de escurrimiento.

Debido a que la velocidad V_c es muy pequeña, a su vez el cuadrado de este lo será mas $V_c^2/2g$, por lo que la ecuación de Bernoulli quedara.

$$H + \frac{P_a}{\gamma_w} = \frac{P_c}{\gamma_w} + \frac{V \cdot x}{K}$$

Aparecen en la ecuación anterior constantes K y la velocidad V que son desconocidas, por lo que se puede aplicar de nuevo el principio de Bernoulli en A y B, obtenemos:

$$H + \frac{P_a}{\gamma_w} = \frac{P_a}{\gamma_w} + \frac{V \cdot d}{K}$$

Simplificando tenemos:

$$\frac{V}{K} = \frac{H}{d}$$

Haciendo una sustitución en la ecuación de Bernoulli nos resulta:

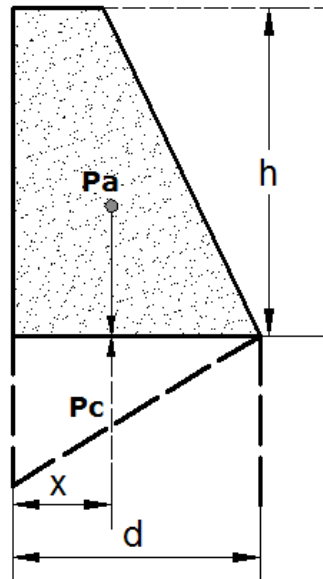
$$H + \frac{P_a}{\gamma_w} = \frac{P_c}{\gamma_w} + \frac{h}{d} \cdot x$$

El punto de aplicación de la presiones se puede deducir a partir de esta expresión (Figura 8)

En el punto C no solo esta obrando la presión P_c , sino que también, y en sentido contrario, esta actuando la presión atmosférica que se transmite a través de la cortina del talud. La diferencia $(P_c - P_A)$ es la que interesa, ya que la presión atmosférica es la misma en cualquier punto que se considere. De la ecuación anterior se tiene.

$$\frac{P_c - P_A}{\gamma_w} = H - \frac{x}{d} \cdot H; \quad P_c - P_A = \gamma_w \left(H - x \frac{H}{d} \right) = \gamma_w H \left(1 - \frac{x}{d} \right) = P'_c$$

Figura 8 Punto de aplicación de Presiones en un talud por Efecto de Subpresion



Considerando un elemento de área que contenga el punto C. La presión P'_c se ejerce únicamente en la parte de los poros cuya superficie es A_p luego la fuerza ejercida es:

$$F'_c = P'_c \cdot A_p$$

Definiendo el coeficiente de porosidad como la relación

$$n = \frac{A_p}{A}$$

En donde $A_p = n \cdot A$, sustituyendo la ecuación anterior se tiene:

$$F'_c = P'_c \cdot A \cdot n$$

La presión promedio que se ejerce en el elemento de área recibe el nombre de subpresión y vale:

$$S_c = \frac{F'_c}{A} = P'_c \cdot n$$

La subpresión es igual a la presión multiplicada por el coeficiente de porosidad. Sustituyendo P'_c por su valor se tiene:

$$S_c = n \cdot \gamma_w \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right)$$

Para $x = 0$; $S_c = n \cdot \gamma_w \cdot H$, para $x = d$; $S_c = 0$. Esta ley es una variación lineal, así mismo su grafica es una línea recta.

La fuerza total ejercida sobre la base del talud se puede estimar en base a la ecuación anterior de la siguiente manera.

$$S = \int_0^d S_c \cdot dA = \int_0^d b \cdot dx \cdot S_c$$

$$S = \int_0^d n \cdot \gamma_w \cdot h \left(1 - \frac{x}{d}\right) b \cdot dx$$

Sacando fuera del signo de integral las cantidades constantes:

$$S = n \cdot \gamma_w \cdot H \cdot b \int_0^d \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx = n \cdot \gamma_w \cdot H \cdot b \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

Luego la fuerza total ejercida por la subpresion en la base del talud será:

$$S = \frac{1}{2} n \gamma_w \cdot b \cdot H \cdot d$$

Haciendo un momento respecto al punto D se encuentra el punto de aplicación para esta fuerza que esta ubicada a una distancia $x = D/3$ (Figura 8)

Esta ley es una variación lineal, así mismo su grafica describe una recta.

Figura 9 Estimación aproximada de estabilidad de un talud F.S = 1.5 (Mecánica de Suelos, Crespo; México (1998))

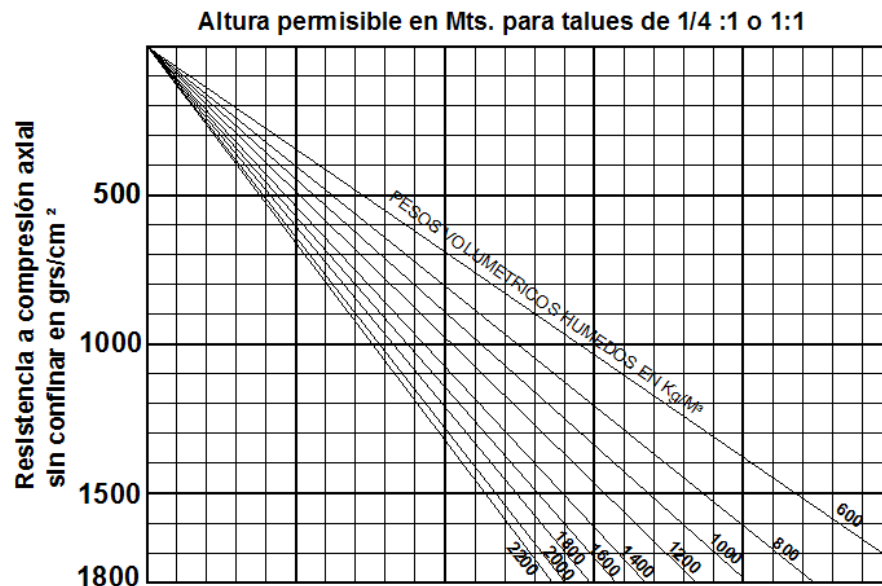
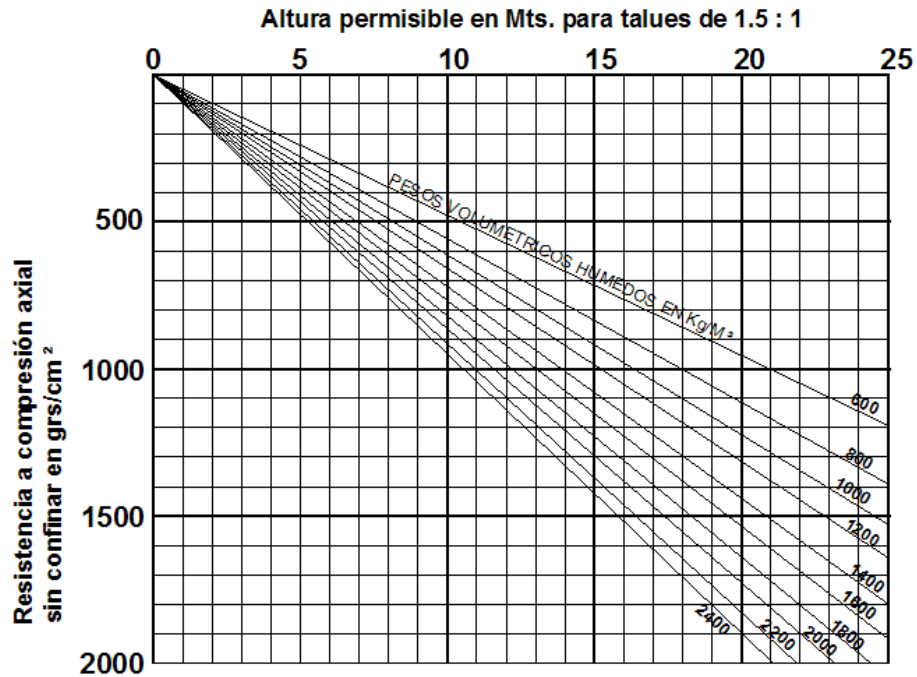


Figura 10 Estimación aproximada de estabilidad de un talud F.S = 1.5 (Mecánica de Suelos, Crespo; México (1998))



2.2.3 Falla activa y Pasiva en la Excavación. Mediante una prueba realizada en laboratorio de compresión axial (Bowles, 1996)⁶ comprobó que la presión activa σ_a y pasiva σ_p se definen como el menor y mayor esfuerzo horizontal de confinamiento σ_h respectivamente, que puede resistir una muestra de suelo bajo un esfuerzo vertical dado σ_v , para alcanzar el estado de plastificación o de falla inicial.

- **Falla activa de las paredes de la Excavación.** Asumiendo que los esfuerzos principales en una masa de suelo coinciden con la presión vertical y horizontal, la falla activa de los taludes se origina cuando localmente la presión horizontal de confinamiento σ_h contra la cara vertical del talud es menor a la presión activa σ_a de

⁶ Carvajal Juan · Inventario de Desastres naturales, Accidentes e Infraestructura Civil Vol. 7(2-3)

tierra generada por la presión vertical σ_v y la resistencia al corte del material. La resistencia al corte es la obtenida de pruebas no drenadas S_u . La presión vertical σ_v esta dada en términos de esfuerzos totales y depende del peso volumétrico saturado del suelo γ , del nivel de excavación h y la sobrecarga uniformemente distribuida q en la corona horizontal del talud. Este fenómeno puede resumirse como:

$$\text{Si } \sigma_h < \sigma_a \rightarrow \text{FALLA ACTIVA en donde } \sigma_a = \sigma_v - 2 S_u \text{ y } \sigma_v = q + \gamma H$$

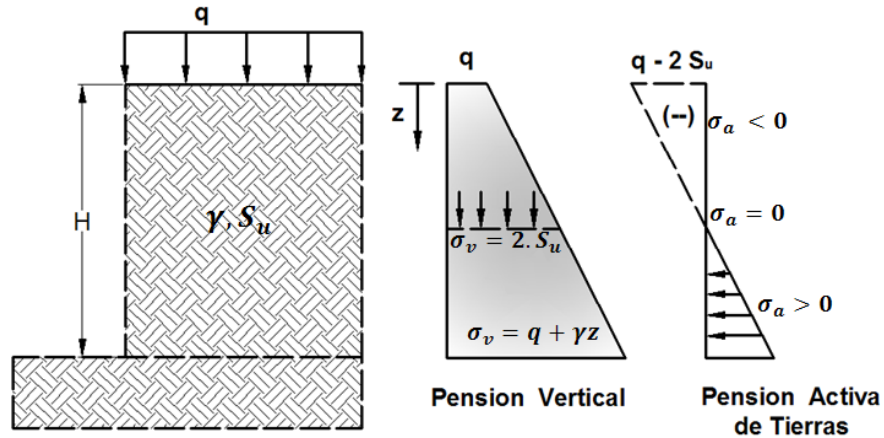
Donde

S_u : Es la resistencia a la compresión no drenada

Ignorando la interacción suelo-estructura, los valores positivos de σ_A representan físicamente la presión horizontal de tierras que el talud vertical ejercería contra un elemento de retención. Dicho elemento debería tener la capacidad de reaccionar con un esfuerzo confinante lateral $\sigma_h = \sigma_A$ para evitar el desequilibrio del estado plástico activo y la falla local por extrusión del talud.

En la figura 11.a se idealiza un talud vertical de altura H , peso volumétrico γ , resistencia no drenada S_u y sobrecarga q , así mismo figura 11.b representa la distribución de presión vertical σ_v en el cuerpo del talud debida a γ y q con un origen de coordenadas en $z = 0$ en la corona y en dirección positiva en el sentido vertical descendente, la figura 11.c representa la distribución horizontal activa de presiones σ_A de acuerdo a la ecuación de falla activa (ecuación anterior) , la cual separa al talud en una zona donde $\sigma_a < 0$ y $\sigma_a > 0$.

Figura 11 (a) Talud vertical (b) Distribución vertical de Presión (c) Distribución horizontal activa de presión



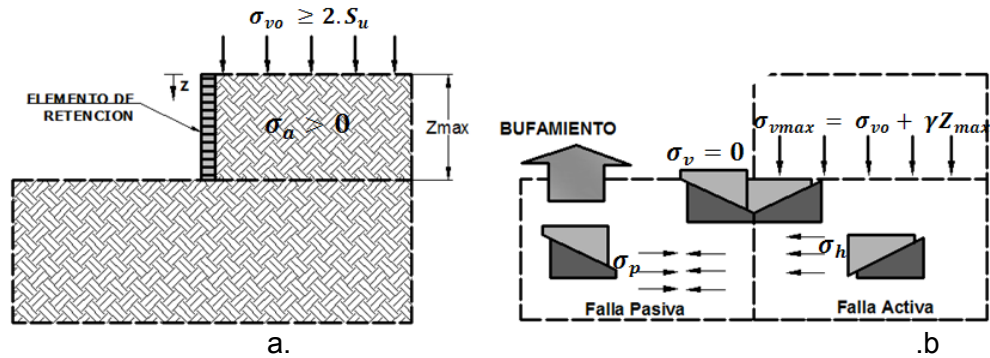
- Falla pasiva de las paredes de la excavación.** La falla se presenta cuando la presión vertical σ_v y la resistencia a la compresión no confinada $2S_u$ del material en el fondo de la excavación son insuficientes para equilibrar el estado plástico pasivo inducido por la presión horizontal σ_h . En este caso, $\sigma_v = 0$ y la presión horizontal es la presión activa de tierras en el pie del talud vertical $\sigma_h = \sigma_a > 0$. Este estado puede describirse como:

$$\text{Si } \sigma_h > \sigma_p \rightarrow \text{FALLA PASIVA en donde } \sigma_h = \sigma_{vo} + \gamma z - 2 S_u \text{ y } \sigma_p = 2 S_u$$

La Figura 12.a se observa un estrato de suelo de altura Z_{max} sometido a una presión vertical $\sigma_{vo} \geq 2 S_u$ y confinado lateralmente con un elemento de retención de modo que la única posibilidad de falla sea por debajo del pie del elemento confinante. La Figura 12.b idealiza la falla activa de un elemento diferencial de suelo en el pie del talud vertical debido a la presión σ_{vmax} . Esta falla genera una presión horizontal de tierras $\sigma_h = \sigma_A$ que es transmitida al elemento diferencial de suelo en el fondo de la excavación. Debido a que $\sigma_v = 0$, la máxima

presión horizontal que este elemento de suelo puede resistir es $\sigma_p = 2 S_u$, lo cual genera una falla pasiva cuando $\sigma_h > \sigma_p$. Este tipo de falla es observada en el campo en forma de bufamientos en el fondo de la excavación.

Figura 12. Visualización de falla pasiva del fondo de una excavación de paredes verticales



Resolviendo la igualdad $\sigma_h = \sigma_p$ en la ecuación anterior, puede obtenerse la altura máxima $z = z_{max}$ de la zona en estado plástico activo $\sigma_A > 0$ para llegar al estado plástico pasivo inminente en el fondo de la excavación.

$$z_{max} = \frac{4 S_u - \sigma_{vo}}{\gamma} \geq 0 \rightarrow \frac{z_{max}}{2 S_u / \gamma} = 2 - \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} \text{ en donde } 1 \leq \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} \leq 2$$

Se pueden analizar dos casos límites:

$$\text{si } \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} = 1 \rightarrow z_{max} = \frac{2 S_u}{\gamma} \rightarrow H_{max} = H_c + z_{max} = \frac{4 S_u}{\gamma}$$

$$\text{si } \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} = 2 \rightarrow z_{max} = 0 \rightarrow \sigma_{vmax} = 4 S_u$$

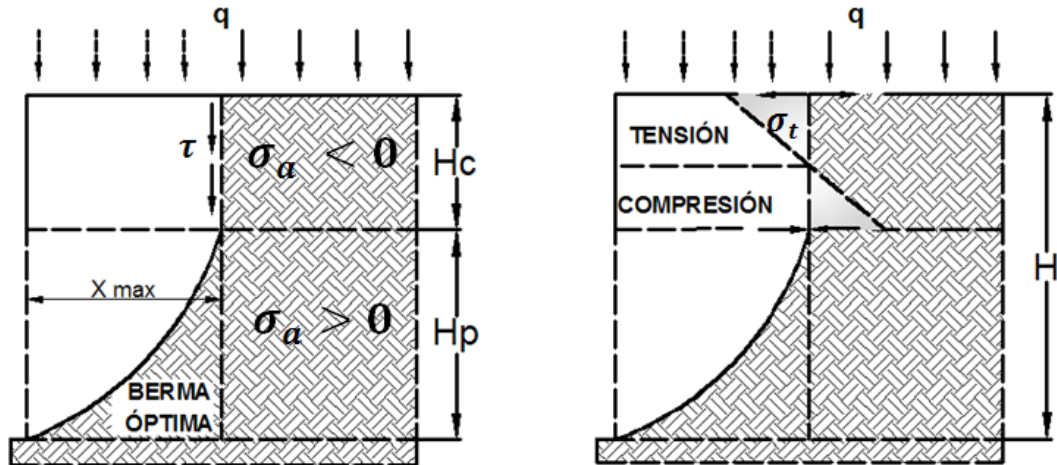
H_{max} Representa la máxima profundidad a la cual se puede realizar una excavación vertical sin sobrecarga en la corona ($q=0$) para evitar la falla pasiva del fondo. σ_{vmax} Representa la presión vertical máxima que puede soportar el material sobre el cual esta apoyado el talud para evitar la falla pasiva

2.2.4 Falla de la zona donde la presión activa es mayor a cero $\sigma_a > 0$. La zona donde se presenta inestabilidad plástica requiere del uso de un elemento confinante que equilibre el empuje activo de tierras. El problema se genera cuando la berma de estabilidad es eliminada para conformar los taludes verticales que el proyecto requiere.

Un talud vertical en la zona plastificada busca la forma de estabilizarse, liberando localmente la presión vertical por medio de la movilización de material hasta conformar una berma confinada Figura 13 que estabilice el sistema, este fenómeno es conocido como una falla del talud, y la cara exterior como la superficie de falla.

Las condiciones de carga medida bajo esta condición permanecen constantes pero las caras del talud cambian, es decir el diagrama de presión activa permanece igual pero parte externa del talud sufre una modificación, pasa de ser un plano vertical a una superficie inclinada.

Figura 13: Mecanismos de falla de la zona $\sigma_a > 0$ para conformar una berma confinada



Como se observa la falla en taludes cohesivos es curva (Golder 1948), a su vez se puede asumir que la zona plastificada moviliza una sección de suelo para conformar la berma óptima confinante (figura 13) la cual presenta una superficie curva en su cara exterior.

Con base en el círculo de Mohr-Coulomb, y asumiendo que la presión vertical coincide con el esfuerzo principal mayor, la falla presentada se da en planos con una inclinación de $45^\circ + \phi/2$ respecto a la horizontal, esto es válido si para cualquier punto en la masa deslizante y en la zona de falla donde el ángulo de inclinación sea $\alpha > 45^\circ + \phi/2$.

Para que lo anterior sea válido se debe comprobar que el esfuerzo cortante sea mayor a la resistencia al corte en los planos de falla críticos.

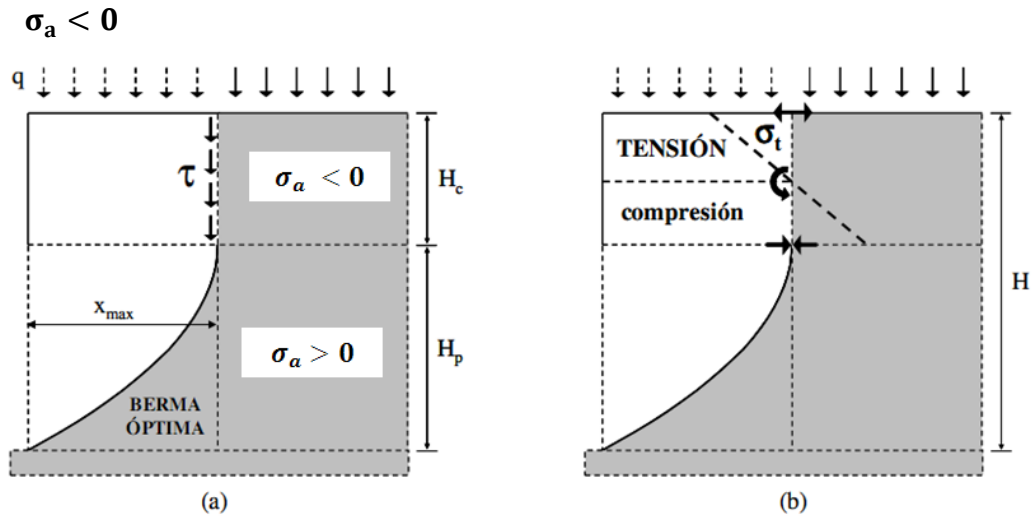
El cálculo del esfuerzo cortante τ en la superficie de falla en función del ángulo de inclinación α , se puede realizar mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\tau}{s_u} = \left(\frac{\sigma_{vo}}{2 s_u} + \frac{z}{2 s_u/\gamma} \right) \sin 2 \alpha \quad \text{en donde } \alpha \leq 45^\circ$$

La ecuación anterior asume que el ángulo de fricción interna es $\phi = 0$. Esto se debe a que el cálculo de la presión activa σ_a está en términos de esfuerzos totales y en condición no drenada.

2.2.5 Falla de la zona donde la presión activa es menor a cero $\sigma_a < 0$. La conformación de la berma óptima de suelo en la zona en estado plástico activo $\sigma_a > 0$ deja sin soporte vertical a la zona estable del talud $\sigma_a < 0$. Bajo esta nueva condición la zona $\sigma_a < 0$ tiende a comportarse como una viga corta en voladizo, cuya estabilidad depende de la resistencia al esfuerzo cortante y a la tensión debida a la flexión (Hibbeler, 2003), como se muestra en la figura 14.a y figura 14.b

Figura. 14 Mecanismos de falla por cortante y por flexión de la zona



La sollicitación de esfuerzos se encuentra ubicada a una distancia x_{max} a partir de la cara vertical exterior del talud (figura 14.a), esta distancia es interpretada como la luz de la viga de suelo y tiene un valor igual al ancho de la base de la bermata óptima, el cual es función de la altura H_p de la zona $\sigma_a > 0$.

El momento flexionante, la fuerza cortante y las propiedades geométricas de la sección transversal, aplicando la condición de falla inminente ($\frac{\tau}{S_u} = 1$ y $\frac{\sigma_t}{2 S_u} = R_t$) en el plano de estudio en donde R_t es la resistencia a la tensión expresada como una fracción de $2 S_u$ están definidas como:

$$\frac{H}{2 S_u/\gamma} = \left(1 - \frac{q}{2 S_u}\right) + \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{2 S_u}\right)} \quad (a)$$

$$\frac{H}{2 S_u/\gamma} = \left(1 - \frac{q}{2 S_u}\right) + \sqrt{\sqrt{\frac{R_t}{3}} \left(1 - \frac{q}{2 S_u}\right)} \quad (b)$$

Las dos ecuaciones anteriores evalúan la altura de la excavación ($H = H_c + H_p$) para alcanzar el estado $\sigma_a < 0$ debido al movimiento de material en la zona $\sigma_a > 0$.

En la figura 15.a se grafica estas dos ecuaciones para diferentes valores de R_t donde se puede analizar los casos siguientes.

- Caso $q/2 S_u = 0$. Los límites en la altura para esta condición de carga son $1.0 \leq H/(2 S_u/\gamma) \leq 1.71$. El límite inferior representa la falla por flexión para $R_t = 0\%$ y el límite superior, la falla por cortante.
- Caso $H/(2 S_u/\gamma) = 1$. Los límites en la sobrecarga para esta condición geométrica son $0 \leq H/(q/2 S_u) \leq 0.5$. Los límites inferior y superior representan la falla por flexión para $R_t = 0\%$ y por cortante, respectivamente.
- Caso $q/2 S_u = 1$. La altura de la excavación para esta condición de carga es $H=0$ en ambas condiciones de falla debido a que $\sigma_a > 0$ desde la corona del talud $H_c = 0$.

Con base en la Figura 15.a y en los casos anteriores se puede decir que la falla por tensión en flexión rige la estabilidad de la zona $\sigma_a < 0$.

El parámetro de resistencia a la tensión R_t de los suelos generalmente es ignorado en un análisis geotécnico debido a los bajos valores que se obtienen y a la falta de pruebas estandarizadas en el laboratorio, sin embargo como se puede ver en la Figura 15.b estos valores pueden ser de gran incidencia en la estabilidad de la zona $\sigma_a < 0$, por ejemplo si la $R_t = 2\%$ y $q = 0$, la altura de la excavación $H/(2 S_u/\gamma)$ puede incrementarse en un 30% respecto a la condición $R_t = 0\%$.

En el presente estudio no se tiene en cuenta el efecto de la deformación en el comportamiento del talud; sin embargo, realizando un análisis cualitativo se puede demostrar que la falla en la zona $\sigma_a > 0$ depende de la deformación inducida por el desplazamiento vertical $\sigma_a < 0$ para alcanzar el nivel de equilibrio.

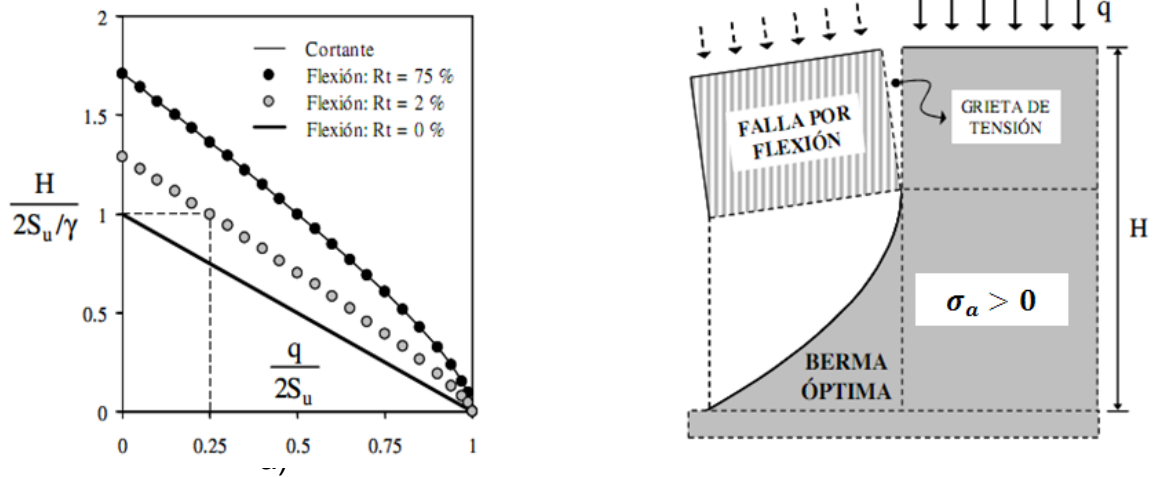
Lo anterior puede generar dos situaciones:

(a) El talud falla localmente en la zona $\sigma_a > 0$ si la deformación vertical inducida por la zona $\sigma_a < 0$ es mayor a la deformación necesaria para alcanzar la falla del material.

(b) La zona $\sigma_a < 0$ se auto soporta con desplazamientos verticales muy pequeños que descargan parcial y locamente a la zona $\sigma_a > 0$ evitando la falla local.

Desde un punto de vista geotécnico la situación (b) es mas desfavorable ya que oculta visualmente el estado activo interno de plastificación $\sigma_a > 0$ en el talud, generando confianza en el proceso de la excavación y posibles colapsos generales súbitos cuando el $\sigma_a < 0$ se desequilibra.

Figura 15 Altura máxima de la excavación para alcanzar la falla inminente de la zona $\sigma_a < 0$



2.2.6 Evaluación de la Superficie de falla de las paredes de la Excavación. La evaluación de la superficie de falla depende del signo de la presión activa σ_a en la corona del talud como se vera a continuación.

A) $\sigma_a \geq 0$ DESDE LA CORONA. Al presentase una sobrecarga en la corona del talud cuando $q \geq 2 S_u$ hace que no se presente altura critica es decir $H_c = 0$. De esta manera el sistema de coordenadas locales ($Z=0$) se ubica en la corona ($h=0$) ya que $\sigma_a \geq 0$ actúa en todo el talud, y $\sigma_v = q$, así mismo la superficie de falla se define como una parábola.

$$si \ 1 \leq \frac{q}{2 S_u} \leq 2 \rightarrow H_c = 0 \rightarrow \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} \rightarrow x = 2 \left(\frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} - 1 \right) (H_p - z) + \left(\frac{\gamma}{2 S_u} \right) (H_p^2 - z^2)$$

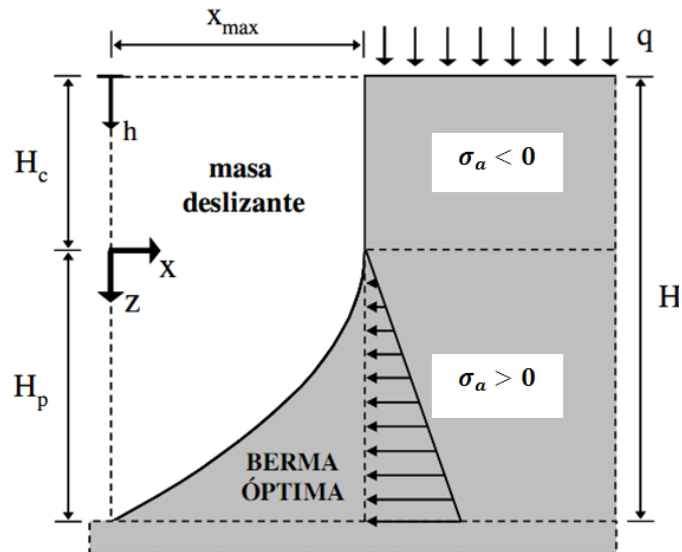
B) $\sigma_a < 0$ EN LA CORONA. Ante esta situación el sistema de coordenadas ($Z=0$) que da fijo, y al ser $q < 2 S_u$, $\sigma_a > 0$ la falla se inicia a partir de $h = H_c$, por

lo que la superficie de falla queda definida como un plano vertical de agrietamiento H_c , mas una superficie parabólica de altura H_p hasta el pie del talud (figura 16).

Este es el caso más común en taludes homogéneos y verticales.

$$si \frac{q}{2 S_u} < 1 \rightarrow H_c > 0 \rightarrow \frac{\sigma_{vo}}{2 S_u} \rightarrow x = \left(\frac{\gamma}{2 S_u} \right) (H_p^2 - z^2)$$

Figura 16 Coordenadas para Evaluar superficie de Falla



El agrietamiento vertical del talud se localiza a una distancia $x = x_{max}$ en $(z=0)$ a partir de la cara vertical del talud y esta dado por.

$$x_{max} = \left(\frac{\gamma}{2 S_u} \right) H_p^2$$

- Algoritmo para la evaluación de la superficie de falla

1. Evaluar el diagrama de presiones verticales $\sigma_v = q + \gamma h$, en donde h es el nivel medido a partir de la corona del talud.

2. Calcular el factor de seguridad mediante $FS_{TALUD} = 2 S_u / q + \gamma H$

A) Si $FS_{TALUD} \geq 1 \rightarrow$ Talud estable \rightarrow No Existe superficie de falla.

B) Si $0.5 \leq FS_{TALUD} < 1$ Talud Inestable

- Evaluar el diagrama de presiones activas $\sigma_A = \sigma_v - 2 S_u$ y calcular la altura crítica del estrato $h = H_c$

- Fijar el sistema de coordenadas $z = 0$ en $h = H_c$ y calcular la presión vertical $\sigma_{vo} = q + \gamma H_c$

3. Calcular la altura de la zona plastificada del talud $H_p = H - H_c$

4. Evaluar la superficie de falla del talud mediante la ecuación de $\sigma_a \geq 0$, o, $\sigma_a < 0$ en la corona.

5. Si $FS_{TALUD} < 0.5 \rightarrow$ Falla pasiva del fondo de la Excavación

2.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN LAS EXCAVACIONES

El concepto de estabilidad está generalmente asociado al factor de seguridad F.S, el cual es una relación entre la resistencia y la carga para un mecanismo de falla dado. $F.S < 1.0$ indica inestabilidad

$$F.S = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Carga}}$$

2.3.1 Estabilidad en taludes Verticales. Los taludes verticales presentan fallas a corto plazo en condiciones no drenadas y sin confinamiento lateral cuando la presión vertical σ_v en cualquier punto de la cara exterior del talud es mayor a la resistencia a la compresión no confinada $2 S_u$, así mismo la carga vertical máxima σ_{vmax} se presenta en el pie del talud. Basados en la consideración anterior el factor de seguridad contra la falla activa del talud FS_{TALUD} es:

$$F.S_{TALUD} = \frac{2 S_u}{p} = \frac{2 S_u}{q + \gamma H}$$

Mediante la aplicación del método sueco Taylor (1937) y Janbu (1954) al caso de un talud simple y homogéneo expresaron el factor de seguridad asociado círculos correspondientes a la falla por el pie, en función de número de estabilidad N_e y de las propiedades mecánicas y geométricas del talud. La desventaja de estos trabajos radica en que no se considera el caso de un talud con carga distribuida q en la corona, ni el agrietamiento vertical.

- **Factor de Seguridad contra la falla de fondo.** Como se vio anteriormente la presión vertical máxima que puede soportar el material sobre el cual esta apoyado el talud es $\sigma_{vmax} = 4 S_u$, basada en esto el factor de seguridad contra la falla pasiva del fondo de la excavación FS_{Fondo} es:

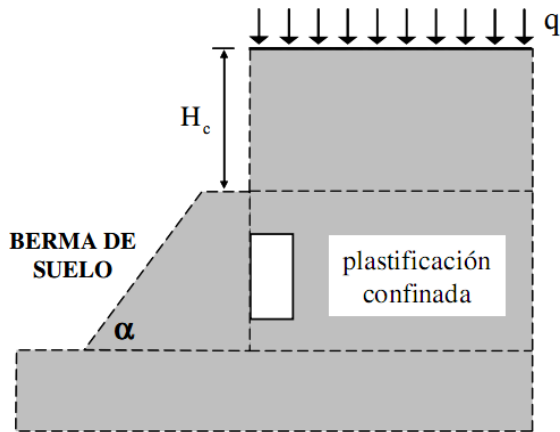
$$FS_{Fondo} = \frac{4 S_u}{\sigma_{vmax}} = \frac{4 S_u}{q + \gamma H}$$

Taylor y Janbu pudieron demostrar analíticamente que el círculo de falla crítico se presenta por debajo del pie de un talud homogéneo si la inclinación de este es inferior a 53° , aunque lo anterior puede ser interpretada como una falla de fondo no es considerado el mecanismo de falla crítico en un talud.

2.3.2 Estabilización de la zona en estado plástico activo. $\sigma_a > 0$. Como se pudo analizar anteriormente un talud entra en el estado plástico activo $\sigma_a > 0$ cuando el nivel de la excavación es $h > H_c$. Con el fin de evitar una falla local por extrusión la zona en desequilibrio debe ser confinada en forma horizontal con algún sistema de retención para evitar que la zona estable $\sigma_a < 0$, ($h < H_c$) falle, desencadenado una falla general

Una de los mecanismos de contención más usados es las bermas, por su economía, las cuales son construidas en el proceso de excavación a base de planos inclinados α que pueden variar entre 45° y 70° Figura 17 respecto a la horizontal.

Figura 17 Berma usada como elemento de retención para evitar falla local por extrusión en excavaciones



2.3.3 Análisis De Estabilidad En Términos De Esfuerzos Efectivos.

Mediante la aplicación del método de esfuerzos totales y la resistencia $S_u, \phi = 0$ (usualmente denominada no drenada), se pudo conocer el principio de esfuerzos efectivos (Skempton 1948) que facilitaron los cálculos de estabilidad en presas que contengan materiales arcillosos y procesos de carga.

- **Ensayo de Compresión Simple.** Skempton demostró la resistencia no drenada en términos de esfuerzos efectivos (Tf) material (Figura 18 y Figura 19) y que este valor de S_u podía obtenerse muy fácilmente del ensayo de compresión simple, pero en las siguientes condiciones⁷:
 - Material Completamente Saturado: En caso de que no haya saturación la resistencia C_u resulta en una pseudoenvolvente de Mohr-Coulomb.
 - Material intacto (sin fisuración principalmente) para evitar zonas de debilidad y problemas de drenaje.

⁷ Juárez Badillo, "Mecánica de Suelos Tomo 1", segunda edición 1973, Editorial Limusa,.

- Procesos de carga, aun cuando Bishop y Bjerrum (1960) lo aconsejan para procesos de descarga pero sin mencionar ejemplos.

- **Variabilidad de la resistencia no drenada Su.** Skempton y Bishop (1954) dedujeron la formulación en materiales saturados (B=1) para evaluar la relación de Su a compresión con los parámetros de esfuerzos efectivos (c', ϕ'), los de presión de poros a la falla (μ_f, B), el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 y la presión isotrópica de consolidación inmediatamente antes del ensayo p' , aplicable al ensayo de laboratorio, así:

$$Su = \frac{c' \cos \phi' + \sigma' \sin \phi' [K_0 + \mu_f (1 - K_0)]}{1 + (2\mu_f - 1) \sin \phi'}$$

Para ciertos casos especiales esta fórmula se simplifica, ejemplo:

Para $\mu_f=1$ (suelos normalmente consolidados-contráctiles)

$$Su = (c' + \sigma' \tan \phi') + K_a \sigma'$$

Y si $c' = 0$

$$Su = p' \tan \phi' + k_a \sigma' \rightarrow \frac{Cu}{p'} = f(\phi')$$

Y teóricamente en ambos casos no influye K_0

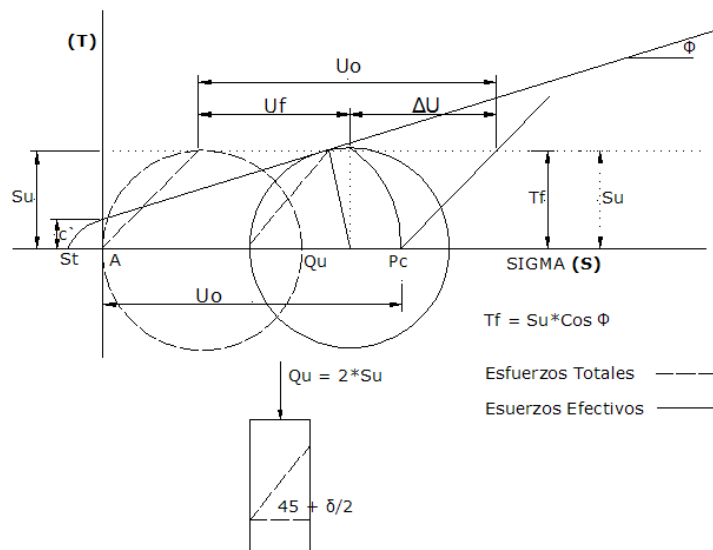
Para $A_f=0$ (Suelos muy preconsolidados – dilatantes)

$$Su = (c' + K_0 p' \tan \phi') + K_p \sigma'$$

Para estos materiales es más difícil la aplicación pues normalmente están fisurados.

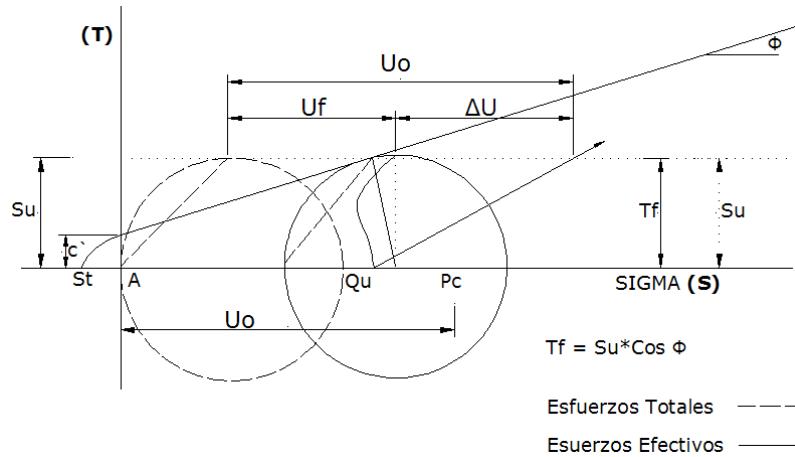
Dada la gran cantidad de factores que intervienen en S_u , es posible encontrar, para condiciones muy variadas, el mismo valor de este parámetro. En la figura 18 se presenta un caso hipotético de un ensayo de compresión simple en un suelo contráctil (C) mientras que en la figura 19 se hace lo propio con un suelo dilatante (D) con la misma resistencia S_u .

Figura 18 Ensayo de Compresión simple para Material contráctil



Fuente. Gonzales Álvaro” Comportamiento de Excavaciones y métodos de Análisis” Escuela colombiana de Ingeniería Bogotá 1991

Figura 19 Ensayo de Compresión simple para Material Dilatante



Fuente. Gonzales Álvaro "Comportamiento de Excavaciones y métodos de Análisis" Escuela colombiana de Ingeniería Bogotá 1991,

Se aprecia que en ambos suelos el valor de la resistencia Su está muy cercana al valor de resistencia al corte de falla en compresión Tf , existiendo en los dos casos la relación:

$$Tf = Su \cos \phi$$

Lo que indica que en carga simple

$$Su > \approx Tf$$

Siendo la desproporción mayor a medida que aumenta ϕ

- **Resistencia en Descarga Lateral.** Con el fin de estimar la validez del método de esfuerzos totales para el caso de las excavaciones, en la Figura 20 se han colocado los dos suelos anteriores a trabajar en esta trayectoria, teorizando un ensayo hipotético Su con descarga lateral.

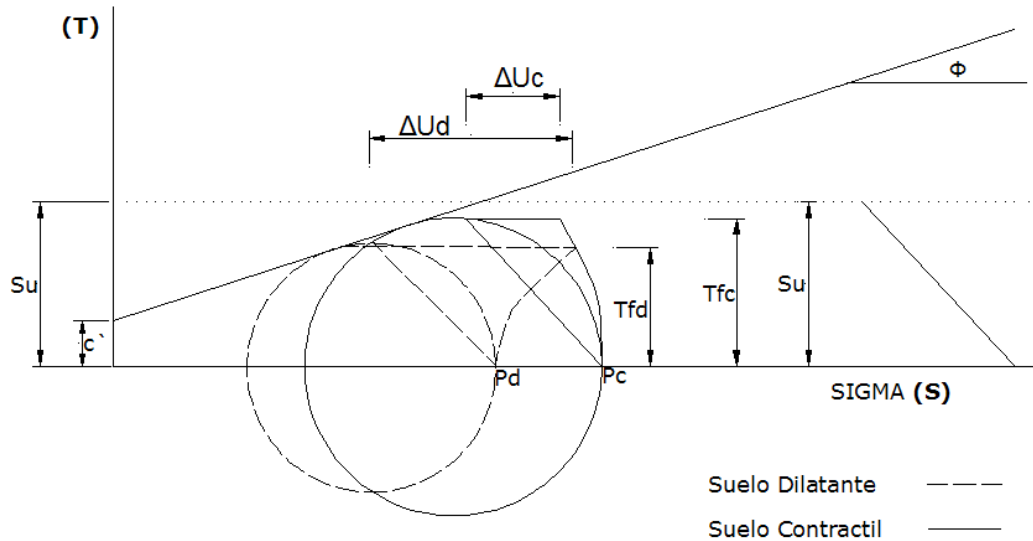
De esta Figura se aprecia que

- Al efectuarse la descarga, en razón de la reducción de presiones de poros, los factores de seguridad aumentan, pero los valores de T_{max} en ambos casos son inferiores a S_u , para una trayectoria drenada hasta la envolvente de falla.
- Si posteriormente se permite que el material se expanda libremente y hay agua disponible, se presentará un incremento de presiones de poros que llevara a los materiales a la falla en un tiempo controlado por el coeficiente de expansividad del suelo C_e .
- Los valores de resistencia a la falla T_f , con esfuerzos totales constantes para cada uno, son en ambos suelos inferiores a S_u y con el siguiente orden:

$$T_{fd} < T_{fc} < S_u$$

- Sin embargo las presiones de poros requeridas para la falla son menores para el material contráctil que para el material dilatante, y en compensación, como usualmente $C_{ec} < C_{ed}$, el tiempo a la falla será teóricamente mayor en el material contráctil que en el dilatante, para este caso hipotético de igual resistencia S_u .

Figura 20 Trayectoria de Esfuerzos en Descarga lateral



Fuente. Gonzales Álvaro "Comportamiento de Excavaciones y métodos de Análisis" Escuela colombiana de Ingeniería Bogotá 1991

2.4 PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN MÁXIMA SIN SOPORTE

La altura crítica de una excavación vertical, es decir la profundidad de la misma hasta la cual se sostiene por si solo sin necesidad de un sostén lateral, en suelos cohesivos secos o húmedos situados por encima del nivel freático esta definida por una relación entre tensiones principales extremas dadas por la ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 K_a + 2 c \sqrt{K_a}$$

Donde σ_1 y σ_3 son respectivamente, la tensión principal mayor y la tensión menor.

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

K_a , es el valor de fluencia, esta demostrado que sea cual fuese el valor de c , las superficies de deslizamiento siempre intersecan la dirección de la tensión principal menor con un ángulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$.

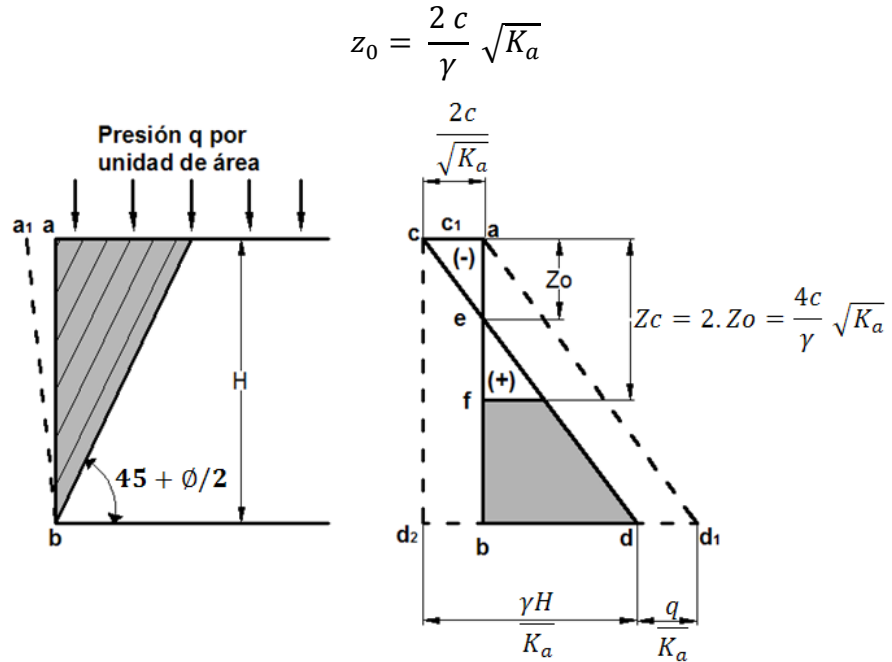
Si el muro de soporte es liso y la superficie del terreno es horizontal, la presión principal vertical a una profundidad z es $\sigma_v = \gamma \cdot z$. Antes de que el muro sufra algún desplazamiento, el empuje es igual al que corresponde a la tierra en reposo. En este estado, la presión horizontal σ_h es la tensión principal menor. Un desplazamiento hacia fuera del muro, hasta alcanzar o sobrepasar la posición a_1b reduce σ_h al valor que le corresponde en el estado activo de Rankine y, si se sustituye $\sigma_v = \sigma_1 = \gamma z$ y $\sigma_h = \sigma_3$ en la ecuación de relación entre tensiones principales extremas tenemos:

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \frac{1}{K_a} - 2c \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

Esta tensión está representada, para cualquier profundidad z , por la distancia entre las rectas ab y cd de la figura 21

A una profundidad:

Figura 21 altura crítica sin soporte



Fuente. Terzaghi 1976

La tensión σ_h se hace igual a cero. Para profundidades menores que z_0 el empuje contra el muro es negativo, siempre que no se produzca una grieta en el mismo suelo. El empuje total ejercido es:

$$P_A = \int_0^H \sigma_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_a} - 2c \frac{H}{\sqrt{K_a}}$$

Si el muro tiene una altura:

$$H = Z_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{K_a} = 2 z_c$$

La presión total es igual a cero. Por consiguiente, según la teoría, si la altura de un corte vertical es menor que Z_c , no es necesario soporte alguno.

En la practica, la altura máxima que un corte vertical puede alcanzar sin necesidad de soporte es menor que Z_c , debido a que este valor corresponde al caso en que exista un muro adherido al suelo y el empuje unitario varia de $-2c/\sqrt{K_a}$ en la superficie a $+2c/\sqrt{K_a}$ a una profundidad Z_c , mientras que en el caso de un corte sin muro, la tensión en la cara del mismo es nula en todos los puntos.

Para $\phi = 0$, $K_a = 1$

Con lo cual

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

Y:

$$Z_c = \frac{4c}{\gamma}$$

Ya que no siempre el suelo presenta una buena adherencia al muro de soporte, se considera comúnmente que para suelos cohesivos el empuje activo contra muros de sostenimiento es igual a la presión total representada por el área bde , igual al area cdd_2 (figura 21). Por lo tanto tenemos:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_a} - 2cH \frac{1}{\sqrt{K_a}} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Para $\phi = 0$ tenemos:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma}$$

2.5 ASENTAMIENTOS DEBIDOS A LAS EXCAVACIONES

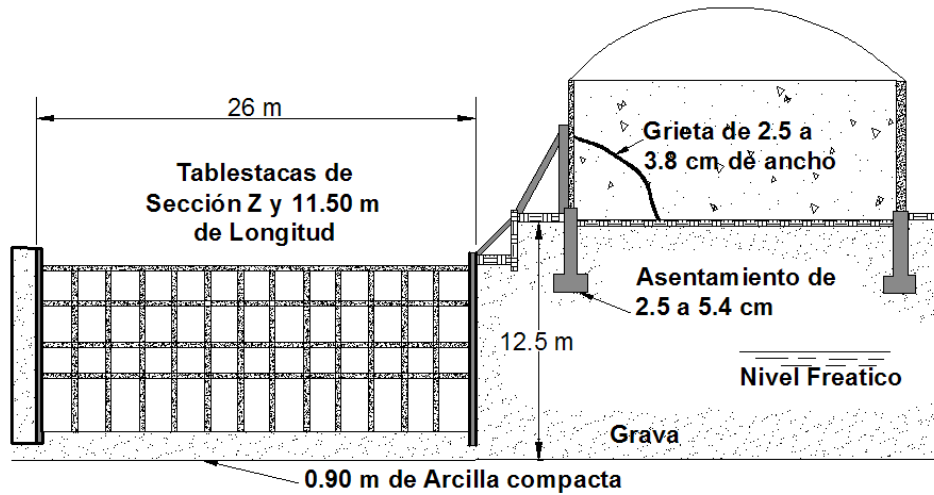
Generalidades

Todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo, este cambio esta inevitablemente acompañado por deformaciones. Estas comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia a dentro del suelo situado en los bordes y de bufamiento del suelo localizado abajo del fondo.

Teniendo en cuenta que las condiciones de terreno son iguales, el asentamiento de la excavación depende en gran parte del tipo de entibación utilizado para soportar las paredes, y del cuidado con que el mismo se instala. Por ello, la magnitud del asentamiento no puede calcularse con precisión y toda previsión debe basarse solo en la experiencia derivada de casos bien documentados.

2.5.1 Excavación en Arenas. Las excavaciones en arenas generalmente sufren asentamientos a causa del nivel freático, en cortes grandes correctamente apuntalados el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5 por ciento de la profundidad del corte y la influencia del asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor que dicha profundidad, en ocasiones este asentamiento puede ser suficiente para producir daños como se indica en la figura 22

Figura 22 Corte Transversal de una excavación en Arena



En el ejemplo de la figura, la excavación causante del asentamiento se ejecuto en grava bajo el nivel del agua. El entibamiento se colocó con cuidado, y las tablestacas se hincaron de modo que atravesaran la grava y llegaran hasta el estrato de arcilla compacta, así que no hubo infiltración de agua. A pesar de esto, las zapatas del edificio adyacente se asentaron entre 2.5 y 5 cm y aparecieron grietas en las paredes como se indica en la figura. Parte del asentamiento se produjo mientras se hincaban las tablestacas.

Cuando se hacen grandes cortes en arena, abajo del nivel freático, es aconsejable abatirlo antes de la construcción.

Después es posible proceder a la excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la misma excavación hecha en arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede por si mismo producir asentamientos en ciertas condiciones.

Frecuentemente, se hacen pilas en arena situadas abajo del nivel freático, hincando un cajón, dragando el material desde su interior. Si el nivel del agua

dentro del cajón se abate por debajo de la subpresión actuante al nivel de las cuchillas, es posible que la arena penetre el cajón. Este procedimiento puede dar por resultado asentamientos en la vecindad de la excavación. En muchos casos este problema puede evitarse manteniendo el nivel del agua dentro del cajón más alto que el del exterior. Si no resulta practica la extracción de la arena con dragas, puede ser necesario equilibrar la presión del agua por medio de un lodo de arcilla o aire comprimido para evitar que la arena entre.

2.5.2 Excavaciones en arcilla: Cuando se efectúan grandes excavaciones en arcilla blanda, el peso del suelo vecino en sus bordes actúa como sobrecarga sobre el suelo situado al nivel del fondo de las mismas y se desarrollan fuerzas laterales en el subsuelo y el fondo de la misma se levanta.

Si la profundidad llega a ser tan grande que alcanza la capacidad de carga del suelo correspondiente al fondo, son inevitables grandes movimientos, sin que importe el cuidado con que se hayan apuntalado los frentes del corte, la magnitud de estos movimientos laterales, y de los asentamientos correspondientes dependen principalmente de la relación ancho-profundidad de la excavación, del proceso constructivo y del espesor del estrato de arcilla blanda por debajo del fondo de la excavación.

Si a poca profundidad bajo el fondo de la excavación existe un estrato firme, se reduce mucho la tendencia a la falla por falta de capacidad de carga. Los movimientos también pueden disminuirse hincando pilotes alrededor del contorno de la excavación, hasta que estén firmemente encajados en el estrato firme inferior. Estos pilotes se apuntalan conforme avanza la excavación.

Las deformaciones del suelo que conducen al asentamiento de la superficie adyacente a excavaciones anchas en arcillas se han observado y medido en varias instancias. En el lugar del corte ilustrado en la figura 23, Peck (1943), la

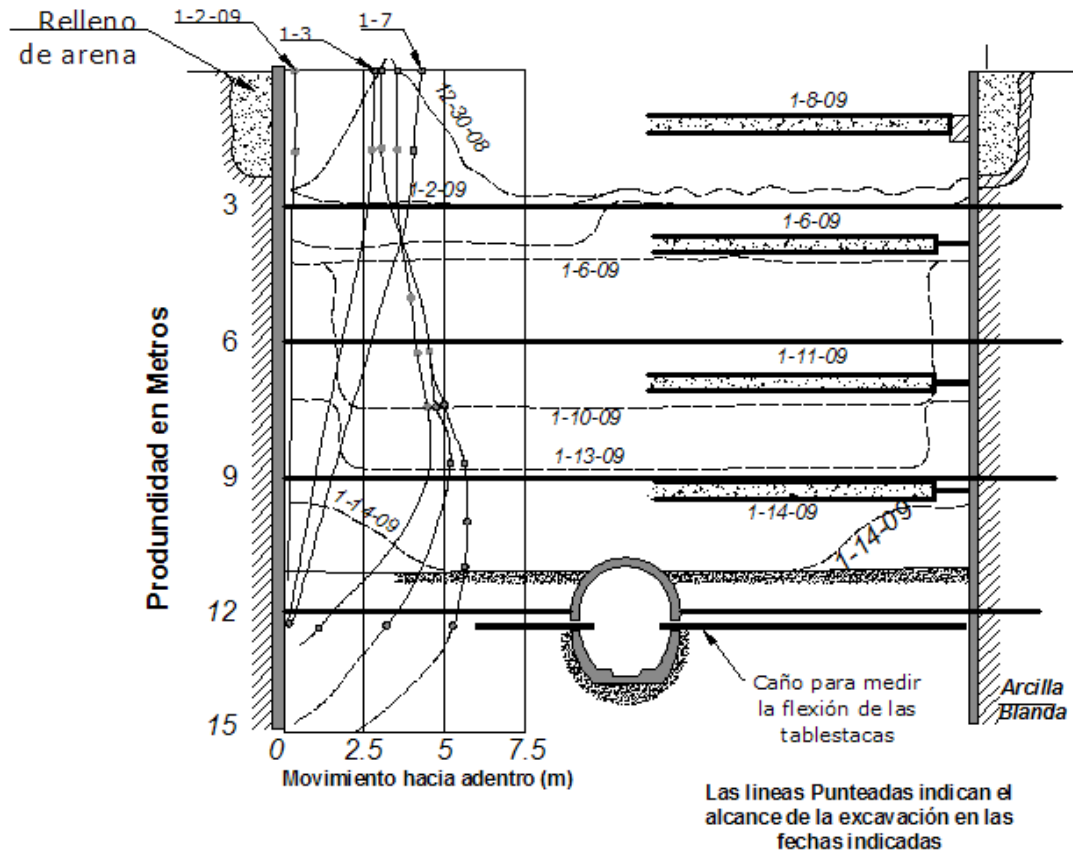
cubierta superior estaba formada por unos 3.5 m de arena, la que era seguida de una arcilla blanda, que descansaba, a unos 4 m por debajo del fondo, sobre arcilla compacta. Las paredes de la excavación eran sostenidas por tablestacas hincadas hasta el estrato compacto antes de empezar a cavar. Las curvas de la izquierda indican la posición del tablestacado en el tiempo transcurrido de la excavación. En la parte de la derecha de la figura se indica la fecha en que fueron puestos los codales y las líneas punteadas indican las posiciones correspondientes al fondo de la excavación.

El diagrama muestra que la deformación lateral llego hasta la base del estrato blando, a poco de haberse iniciado la excavación

Mediciones de campo han demostrado que el volumen de arcilla blanda que se mueve hacia dentro en los bloques de un corte, mas el que se mueve hacia arriba en el fondo, equivale al volumen de asentamientos alrededor de la excavación. Por lo tanto, cualesquiera medidas que puedan tomarse para evitar movimientos laterales o bufamientos se reflejan en una disminución de los asentamientos. Por ello, es aconsejable mantener apuntalamientos bien apoyados todo el tiempo, e insertar puntales tan pronto como sea posible al avanzar la excavación.

Los asentamientos inevitables pueden reducirse eligiendo procedimientos de construcción que ocasionen menores pérdidas de suelo. En estos se incluye el uso de tablestacas o de forros cilíndricos que eliminan las caras verticales expuestas. Si los movimientos son todavía demasiados grandes, la perforación puede llenarse con un líquido pesado y efectuarse la excavación por medio de un taladro mecánico o una broca rotatoria. Pueden reducirse aun más, pero esto representa grandes gastos, usando aire comprimido.

Figura 23 Diagrama muestra el asentamiento presentado en un tablestacado en arcilla en función del tiempo



Fuente. Peck 1976

2.5.3 Excavación en depósitos estratificados. En algunas localidades, depósitos de arcilla o de otros materiales impermeables están subyacentes por limos, arenas o gravas permeables. La excavación en pozos abiertos puede efectuarse sin dificultad a través de los suelos impermeables. Sin embargo, si los huecos en los materiales subyacentes están ocupados por agua o por gas a presión, los materiales tenderán a romperse, penetrando en el pozo e inundarán cuando menos su parte inferior. En este proceso, los estratos de arcilla pueden socavarse debido a la remoción de la arena subyacente. Esto puede producirse

asentamientos aun a distancia considerable del punto en el que se haga la excavación.

CAPITULO 3. PRESIÓN LATERAL DE SUELOS

GENERALIDADES

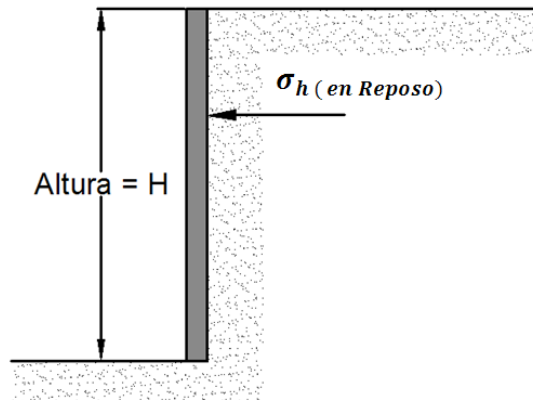
Es de gran importancia para el diseño de las estructuras de contención, la determinación del empuje lateral de tierras. Este tipo de estructuras se construyen con el fin de neutralizar los posibles movimientos del suelo, cuando es cortado un talud, para evitar este desplazamiento de la masa de suelo se hace necesario el empleo de algún tipo de estructura de contención, pero para el diseño de esta estructura es importante la determinación de la presión lateral de tierras, en ella influyen factores como: el tipo del material de relleno y las condiciones de drenaje del mismo, el peso específico del suelo, el nivel freático, las sobrecargas a las que pueda ser sometida la estructura, la resistencia al cortante del suelo, la forma en la que pueda desplazarse la estructura y la magnitud del desplazamiento, entre otros.

Dependiendo del tipo de desplazamiento que sufra el suelo y la estructura, las presiones laterales que se pueden dar son de tres tipos: presión en reposo, presión activa y presión pasiva.

- **Presión en reposo:** En la interacción suelo estructura, se supone no se genera ningún tipo de movimiento, la estructura está restringida contra el desplazamiento. La presión lateral de tierra sobre la estructura a cualquier profundidad se llama presión lateral de tierras. La Oficina de Control Geotécnico

- de Hong Kong recomienda que todos los muros rígidos deben diseñarse para presiones de reposo⁸.

Figura 24 Presión de tierra en reposo



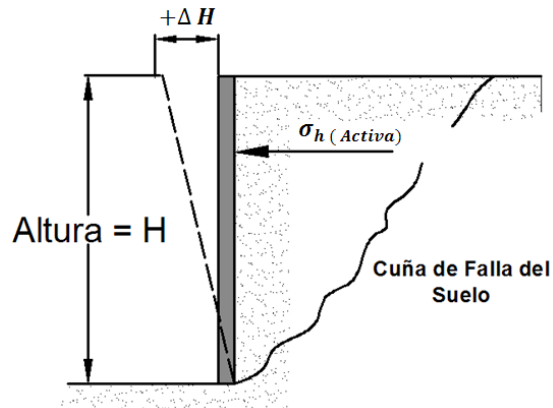
Fuente. Braja Das

- **Presión activa:** Es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo⁹. La estructura es inclinada respecto al suelo retenido, generando una falla del suelo contenido por la estructura en forma de cuña triangular.

⁸ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 492.

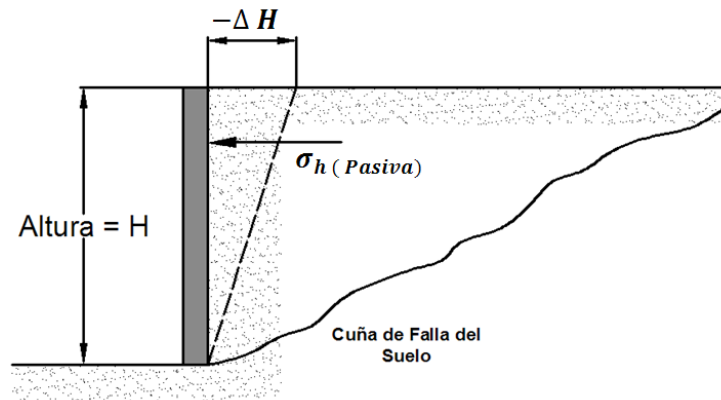
⁹ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 492.

Figura 25 Presión Activa.



- **Presión pasiva:** Es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo¹⁰. Si la estructura se inclina lo suficiente hacia el suelo retenido, se genera una falla del suelo en forma de cuña.

Figura 26 Presión Pasiva.



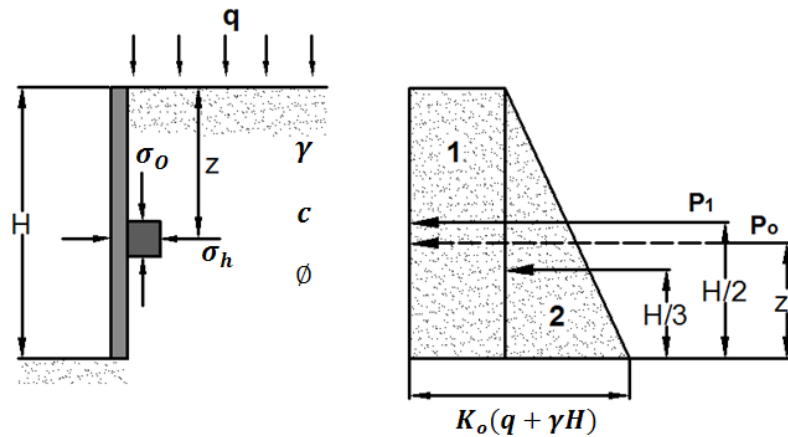
¹⁰ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 492.

3.1 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO:

La presión de tierra en reposo se utiliza cuando la estructura de contención debe estar restringida contra los desplazamientos horizontales. Esta es una función de la resistencia al cortante del suelo.

Si se adopta un muro de altura H , que retiene un talud horizontal, con suelo de peso específico γ , y una carga q distribuida sobre un área unitaria (como se muestra en la figura 27, entonces la resistencia del suelo al cortante viene dada por la siguiente expresión:

Figura 27 Diagrama de distribución de presiones en reposo.



$$S = c + \sigma' \tan \phi$$

En donde c : cohesión

σ' : Esfuerzo normal efectivo

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

El esfuerzo vertical σ_v a cualquier profundidad z , esta dado por la siguiente expresión:

$$\sigma_v = q + \gamma Z$$

El esfuerzo vertical efectivo σ'_v se puede calcular por medio de la ecuación:

$$\sigma'_v = \sigma_v - \mu$$

En donde μ : Presión de poros

La presión horizontal de tierras, para una determinada profundidad z , se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$\sigma_h = K_o \sigma'_v + \mu$$

En donde K_o : Coeficiente de presión de tierra en reposo

Los valores del coeficiente de presión de tierra en reposo varían según el tipo de suelo y el estado de consolidación, además del índice de plasticidad.¹¹

Para suelos normalmente consolidados, el coeficiente de presión de tierra se aproxima a:

$$K_o = 1 - \text{Sen } \phi \quad (\text{Jaky 1944})$$

K

Para arcillas normalmente consolidadas es:

¹¹ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 336-337.

$$K_o = 0.95 - \text{Sen } \phi \quad (\text{Brooker e Ireland 1965})$$

En donde ϕ : Ángulo de fricción máximo drenado

El valor de K_o para arcillas normalmente consolidadas en relación con el índice de plasticidad (IP):

$$K_o = 0.4 + 0.007 (IP) \quad (\text{Para IP entre 0 y 40}) \quad (\text{Brooker e Ireland 1965})$$

$$K_o = 0.64 + 0.001 (IP) \quad (\text{Para IP entre 40 y 80})$$

Para arcillas preconsolidadas.

$$K_{O(\text{preconsolidadas})} = K_{O(\text{normalmente-consolidadas})} \sqrt{OCR}$$

En donde OCR: Tasa de preconsolidación o relación de preconsolidación

Para arena y arcilla el valor de K_o se puede calcular con

$$K_o = (1 - \text{Sen } \phi) \left[\frac{OCR}{OCR_{m\acute{a}x}^{(1 - \text{Sen } \phi)}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{m\acute{a}x}} \right) \right] \quad (\text{Mayne y Kulhawy 1982})$$

En donde OCR: Tasa de preconsolidación presente

$OCR_{m\acute{a}x}$: Tasa de preconsolidación máxima

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada¹², el valor de K_o .

$$K_o = (1 - \text{Sen } \phi')(1 + \text{Sen } \beta)$$

El coeficiente de presión de tierra en reposo K_o , para arena densa compactada¹³.

$$K_o = (1 - \text{Sen } \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\text{mín})}} - 1 \right) * 5.5 \quad (\text{Sherif y otros 1984})$$

En donde γ_d : Peso específico de la arena in situ

$\gamma_{d(\text{mín})}$: Peso específico mínimo de la arena

La fuerza por unidad de longitud de muro P_o se puede obtener del área de distribución de presiones de la figura 28.

$$P_o = P_1 + P_2 = K_o q H + \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

En donde P_1 : Área del rectángulo uno (figura 28)

P_2 : Área del triángulo dos

¹² Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 493.

¹³ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 339.

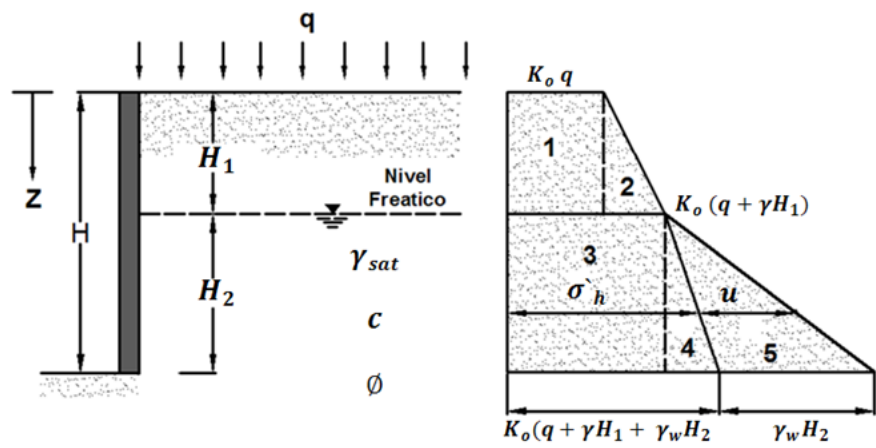
La ubicación de la línea de acción de la resultante P_o , se puede determinar haciendo momentos con respecto de la base del muro, con lo que se determina el valor de \bar{Z} ,

$$\bar{Z} = \frac{P_1\left(\frac{H}{2}\right) + P_2\left(\frac{H}{3}\right)}{P_o}$$

El valor adecuado para la determinación de la presión lateral de tierra en reposo $\sigma_h = K_o \sigma'_v + \mu$, se puede obtener seleccionando un valor apropiado del coeficiente de presión de tierra en reposo K_o , teniendo en cuenta las consideraciones anteriormente expuestas.

Otra relaciones se pueden obtener para el cálculo de la presión lateral de tierras cuando la profundidad del nivel freático varía con respecto de la altura del muro, tal y como se muestra en la figura 28.

Figura 28 Diagrama de distribución de presiones en reposo en Presencia de Nivel Freático.



Fuente: baraja M. Das 2001

Para el cálculo de la distribución de presión total se hace necesario tener en cuenta la presión de poro μ , la cual varía con la posición del nivel de agua freática contenida por el muro.

En $Z = 0$, $\mu = 0$

En $Z = H_1$, $\mu = 0$

En $Z = H_2$, $\mu = \gamma_w H_2$

El peso específico del suelo también varía con este nivel. Lo que genera cambios de las presiones efectivas vertical y horizontal.

Si el peso específico debajo del nivel freático se llama peso específico sumergido $\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w$, entonces,

En $Z = 0$, $\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o q$

En $Z = H_1$, $\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o (q + \gamma H_1)$

En $Z = H_2$, $\sigma'_h = K_o \sigma'_v = K_o (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$

Del diagrama de presiones de la figura 28, se puede determinar la fuerza total por unidad de longitud de muro P_o , que se calcula sumando las áreas del diagrama de presiones.

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

$$P_o = K_o q H_1 + \frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_o \gamma H_2^2 + \frac{1}{2} K_o \gamma_w H_2^2$$

La línea de acción de la fuerza total por unidad de longitud P_o , se puede determinar haciendo momentos con respecto de la base del muro, de esta forma se halla \bar{Z} .

3.2 PRESIÓN ACTIVA

Hay dos teorías que describen el fenómeno de presión de tierra activa, la teoría de Rankine y la teoría de Coulomb.

- Ranking supone que el muro se desplaza lo suficiente, alejándose de la masa de suelo para que este alcance un equilibrio plástico, además supone que la presión decrece con la profundidad, también supone que el muro posee una superficie lisa y que no hay presión de poros.
- Por otra parte Coulomb tiene en cuenta la fricción del muro, supone un material de relleno granular, y propone una superficie de falla plana que genera una cuña triangular de suelo.

3.2.1 Presión activa teoría de Rankine. Para que se desarrolle la presión activa de Rankine se requiere que se produzcan un desplazamiento de expansión de la masa de suelo, en el cual las partículas del suelo se separan, causando una reducción de la presión horizontal. La presión resultante es menor que la presión de tierras en reposo. Si el desplazamiento de expansión de la masa de suelo continúa haciéndose más grande, la masa de suelo entrara en estado de equilibrio plástico¹⁴, en el cual cada punto de la masa de suelo esta al borde de alcanzar su resistencia al cortante, definido por las siguientes ecuaciones:

¹⁴ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 185.

- $S = \sigma' \tan \phi$ para suelos sin cohesión
- $S = c + \sigma' \tan \phi$ para arcillas preconsolidadas y suelos arcillosos no saturados
- $S = c$ para arcillas normalmente consolidadas y suelos arcillosos saturados

La resistencia la cortante s en la superficie de deslizamiento dependerá del tipo de suelo, y de la presión efectiva $\sigma' = \sigma - \mu$, la cual se disminuye notablemente cuando la presión de poros aumenta.

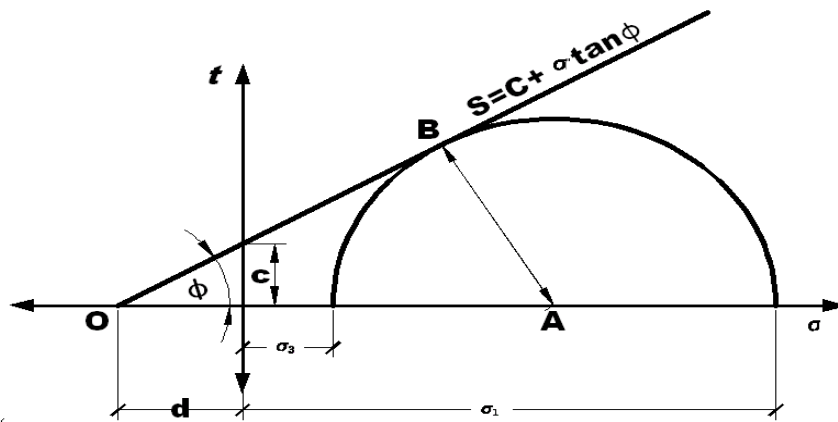
El círculo de Mohr correspondiente al estado de equilibrio plástico se muestra en la figura 29, en la cual la envolvente de falla $S = c + \sigma' \tan \phi$, es alcanzada por el círculo de Mohr definido por los esfuerzos principales:

- σ_3 : Esfuerzo principal menor
- σ_1 : Esfuerzo principal mayor

El esfuerzo horizontal está definido entonces por σ_3 , y se denomina presión activa de Rankine¹⁵. El esfuerzo vertical σ_1 , no es afectado por el movimiento de expansión horizontal de la masa de suelo, pero el esfuerzo horizontal disminuye cuando la masa de suelo se expande uniformemente.

¹⁵ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 340.

Figura 29 Círculo de Mohr correspondiente al estado de equilibrio plástico.



En el instante de la rotura¹⁶, existe una relación entre el esfuerzo principal mayor σ_1 , y el esfuerzo principal menor σ_3 , que se puede deducir de la geometría del diagrama del círculo de Mohr.

$$\sigma_1 + d = \overline{OA} + \overline{AB} = \overline{OA} + \overline{OA} \operatorname{Sen} \phi = \overline{OA} (1 + \operatorname{Sen} \phi)$$

$$\sigma_3 + d = \overline{OA} - \overline{AB} = \overline{OA} - \overline{OA} \operatorname{Sen} \phi = \overline{OA} (1 - \operatorname{Sen} \phi)$$

De estas expresiones resulta:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{Sen} \phi}{1 - \operatorname{Sen} \phi} + d \left(\frac{1 + \operatorname{Sen} \phi}{1 - \operatorname{Sen} \phi} - 1 \right)$$

¹⁶ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 184.

De la cual se obtiene:

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

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Definiendo al coeficiente de presión activa de Rankine como:

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

Se obtiene:

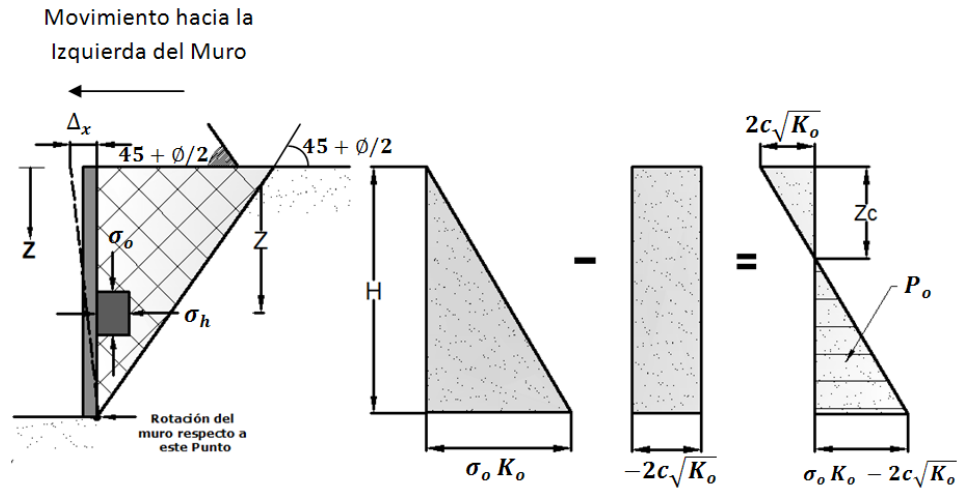
$$\sigma_3 = \sigma_1 K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Con la cual se puede calcular la presión activa de Rankine.

Valores del coeficiente de presión activa de Rankine con el ángulo de fricción se puede ver en el Anexo 1 Tabla A

La variación de la presión activa con la profundidad z se muestra en la figura 30, cuando la profundidad es $Z=0$, la presión principal mayor $\sigma_1=0$, y si la profundidad es $Z=H$, entonces $\sigma_1 = \gamma H$.

Figura 30 Diagrama de variación de la presión activa con la profundidad.



La presión activa $\sigma_3 = -2c\sqrt{K_a}$, cuando la profundidad $Z=0$, lo que genera esfuerzos de tensión, el cual varía en forma decreciente con el incremento de la profundidad, y se hace cero en $Z = Z_c$, la cual se puede calcular como sigue:

$$\sigma_3 = \sigma_1 K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$0 = \gamma Z_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

En donde Z_o : Profundidad de la grieta de tensión¹⁷

El esfuerzo de tensión, hace que se produzca una grieta entre el suelo y el muro, a una profundidad Z_c , donde la tensión σ_3 , se hace igual a cero¹⁸. La deformación

¹⁷ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 342.

¹⁸ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 195.

necesaria para que se alcance el estado activo de Rankine es Δx , una deformación mayor hace que la cuña triangular de suelo se resbale a largo de un plano de deslizamiento el cual forma un ángulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, con la dirección de la tensión principal menor.

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud se puede calcular con la siguiente expresión:

$$P_3 = \int_0^H \sigma_3 dz = \int_0^H \gamma Z K_a dz - \int_0^H 2c \sqrt{K_a} dz$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

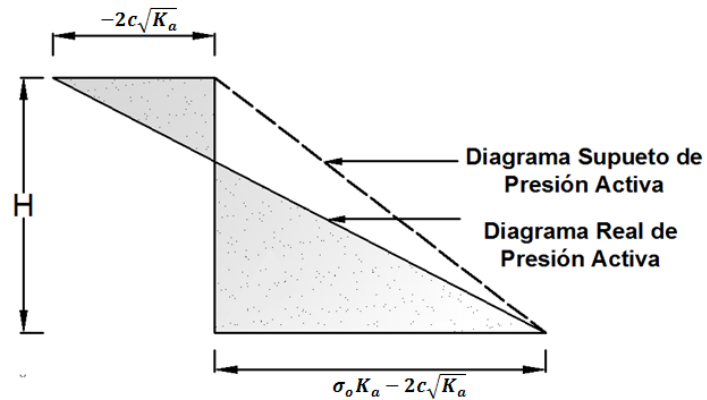
Cuando se produce la grieta de tensión, la fuerza sobre el muro será sólo por la distribución de presión entre las profundidades $Z = Z_c$ y $Z = H$ ¹⁹, y se puede calcular con:

$$P_3 = \frac{1}{2} \left(H - \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \right) \left(\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a} \right)$$

Si un suelo cohesivo, se reemplaza por un suelo supuesto granular con una distribución supuesta de presiones, para $Z = 0 \Rightarrow \sigma_3 = 0$ y para $Z = H \Rightarrow \sigma_3 = \sigma_1 K_a - 2c \sqrt{K_a}$, tal y como se muestra en la figura 31. Este supuesto se aplica solo para facilitar los cálculos de algunos muros de retención.

¹⁹ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 343.

Figura 31 Diagrama de distribución de presiones activa supuesto y real.



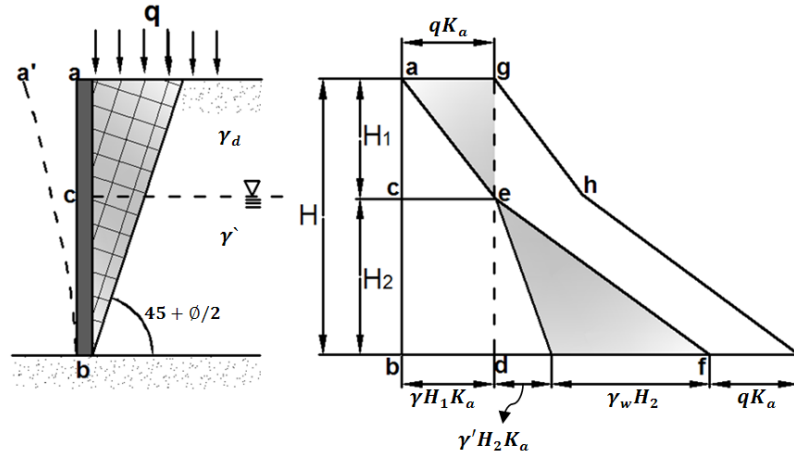
En tal caso, la fuerza activa supuesta por unidad de longitud de muro es²⁰:

$$P_3 = \frac{1}{2} H (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$

Cuando se tiene una arena parcialmente sumergida, con una sobrecarga uniforme q por unidad de área, como la que se muestra en la figura 32, el muro se desplaza gracias a la expansión que sufre la masa de suelo, la presión entonces disminuye, de la presión lateral de tierra en reposo, a la presión activa de Rankine.

²⁰ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 343.

Figura 32 Diagrama de distribución de presiones activa para una arena parcialmente sumergida con sobrecarga q.



La presión vertical efectiva σ_v , puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\sigma_v = H_1 \gamma + H_2 \gamma'$$

La presión activa de Rankine σ_3 , queda definido por:

$$\sigma_3 = \sigma_1 K_a = (H_1 \gamma + H_2 \gamma') K_a$$

El empuje total efectivo por debajo del nivel freático queda definido por el área bced del diagrama de distribución de presiones que se muestra en la figura 32. También debe sumarse a este empuje el ocasionado por el agua freática P_w , el cual corresponde al área d.e.f y es:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2 H_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

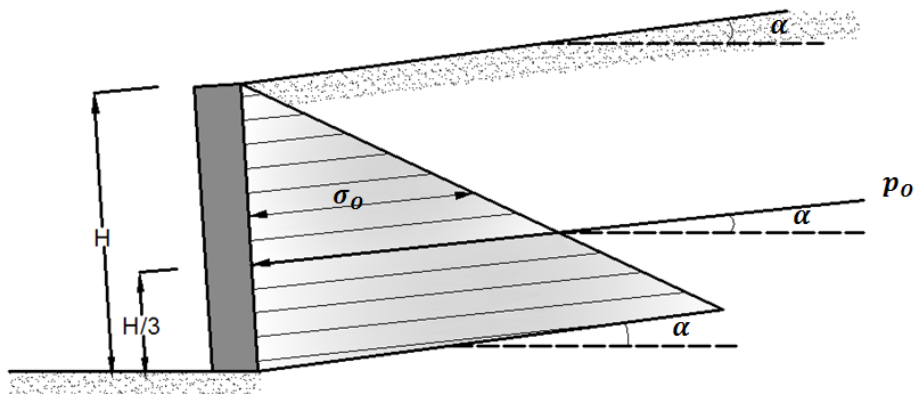
Debido al efecto de la sobrecarga uniformemente distribuida por unidad de área q , el esfuerzo vertical efectivo se incrementa en una cantidad q , por lo que el empuje activo unitario de Rankine aumenta en²¹:

$$\Delta \sigma_3 = qK_a$$

El empuje adicional producido por la sobrecarga q , está representado por el área a.e.f.i.h.g, se muestra en la figura 32.

La presión activa de Rankine, para el caso en que se tiene un terraplén inclinado, retenido por un muro de paramento interno liso, y un suelo granular sin cohesión $C=0$, la cual se muestra en la siguiente figura

Figura 33 Diagrama de distribución de presiones activa cuando el terraplén está inclinado.



²¹ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 194.

el coeficiente de presión activa de Rankine K_a , puede ser calculado por medio de la siguiente expresión:

$$K_a = \cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right)$$

En donde:

α : Ángulo de inclinación del talud con respecto de la horizontal

Los valores para K_a para un terraplén inclinado, en función de α, ϕ se pueden observar en el Anexo 1 Tabla B

La presión activa de Rankine σ_3 , a cualquier profundidad Z , se puede determinar como sigue:

$$\sigma_3 = \gamma Z K_a$$

La fuerza total por unidad de longitud de muro:

$$P_3 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

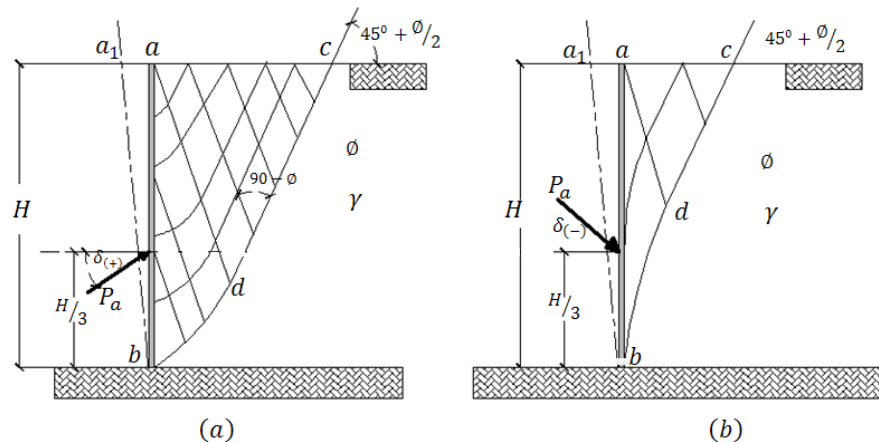
La línea de acción de la fuerza P_a , pasa por el muro a una altura de $H/3$, con respecto de la base del muro, y tiene un ángulo de inclinación α , con respecto del plano horizontal.

3.2.2 Presión activa teoría de Coulomb. Coulomb desarrollo una teoría para realizar el calculo de la presión activa, la cual se basa en las siguientes hipótesis fundamentales: supone un material de relleno granular no cohesivo, además

considera que el agua retenida en los poros del suelo no genera ninguna presión de filtración importante, y la más importante es que tiene en cuenta el paramento interno rugoso de los muros de contención.

La consideración del paramento interno rugoso de los muros de contención incide en la forma de la superficie de falla. Cuando el muro se aleja de la masa de suelo gracias a la expansión que sufre el mismo, hace que una porción del suelo en forma de cuña se mueva hacia abajo, y además se genera un desplazamiento en la interface entre el muro y la arena. El movimiento relativo entre la arena y el muro desarrolla fuerzas de fricción que inclinan la resultante del empuje activo en un ángulo δ con respecto a la normal del suelo²². Para esta condición se genera una superficie de deslizamiento bc que consta de dos segmentos, uno curvo indicado por bd, y uno recto dc, como se muestra en la figura 34.

Figura 34 Influencia de la rugosidad del muro en la forma de la superficie del deslizamiento.



²² Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 198.

Las fuerzas que intervienen en la cuña de suelo ABC, son:

- W : Peso de la cuña de suelo
- N : Fuerza normal resistida a lo largo de la superficie de falla.
- S : Fuerza cortante
- R : Resultante de las fuerzas normales y cortantes
- P_A : Fuerza activa por longitud unitaria de muro

Los otros parámetros que se muestran en la grafica se definen a continuación:

- ϕ : Ángulo que forma R , con la normal a la superficie de falla
- δ : Ángulo que forma P_A , con la normal a la superficie del muro
- β : Ángulo de inclinación del muro con la horizontal
- α : Ángulo de inclinación del talud con respecto de la horizontal
- θ : Ángulo que forma el plano de falla con la horizontal

La fuerza activa P_A , por unidad de longitud de muro se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

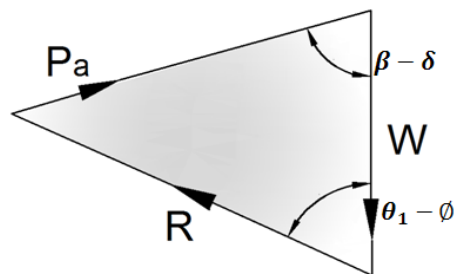
En donde K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb, el cual se puede calcular con la siguiente expresión:

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

Los valores de K_a para $\beta = 90^\circ$, y $\alpha = 0^\circ$, se muestran en el Anexo 1 Tabla C

Como se conocen la magnitud y dirección de W , además de las direcciones de las otras fuerzas, el valor del empuje activo P_A , se puede determinar por medio del polígono de fuerzas que se indica en la figura 36.

Figura 36: Polígono de fuerzas que intervienen en la cuña de falla de Coulomb.



Como la superficie de deslizamiento puede o no ser la correcta, se deben hacer una serie de cálculos para otras posibles superficies de deslizamiento. Con lo que se obtienen varios resultados para P_A , el valor más alto que se obtenga es el que se selecciona como valor del empuje activo.

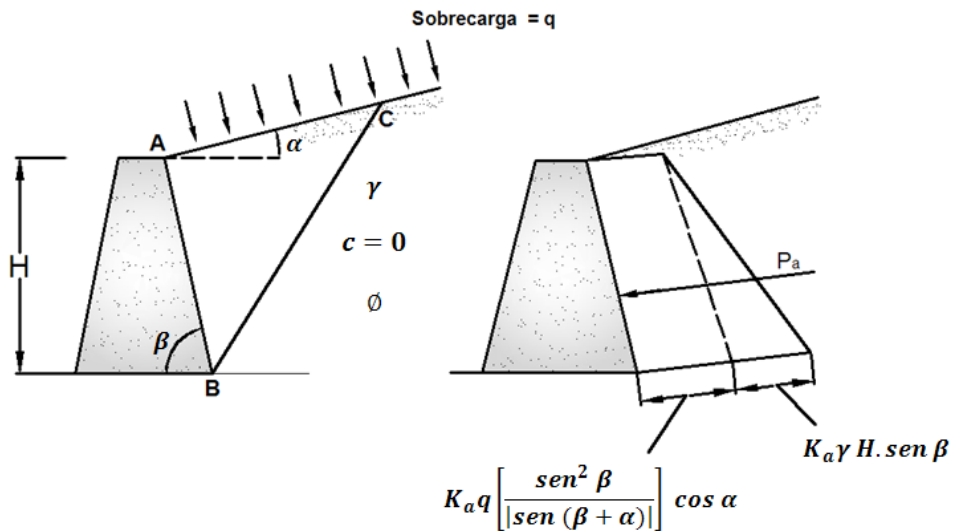
Si existe la acción de una sobrecarga q , actuando sobre la superficie del talud, como se muestra en la figura 37, el empuje activo de Coulomb debe calcularse con la siguiente expresión:

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2$$

En donde;

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \alpha)} \right] \left(\frac{2q}{H} \right) \cos \alpha$$

Figura 37 Talud inclinado con acción de sobrecarga q.

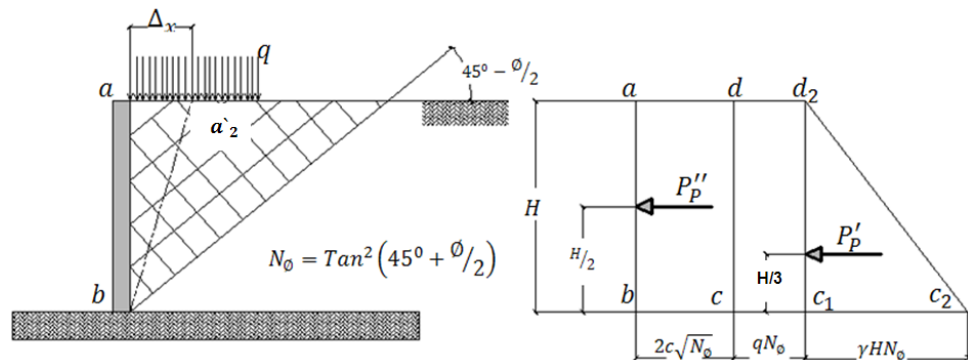


3.3 PRESIÓN PASIVA, TEORÍA DE RANKINE

Cuando la masa de suelo se somete a un movimiento horizontal de contracción, esta pasara del estado de reposo, al estado pasivo descrito por Rankine, tan pronto cuando se cumpla la condición de deformación. Si se tiene un muro de paramento interno liso, y si este es empujado hacia la masa se suelo, cuando este se desplace Δx cumple con la condición de deformación, tal y como se muestra en la figura 38. La masa de suelo entrara al estado pasivo de Rankine en el cual, la tensión principal horizontal σ_h aumenta y se hace mayor que σ_v ²³. De está manera los esfuerzos principales quedan definidos de la siguiente manera:

²³ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 196.

Figura 38 Diagrama de distribución de presión pasiva



- $\sigma_1 = \sigma_h$: Esfuerzo principal mayor
- $\sigma_3 = \sigma_v$: Esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \gamma z + q$

Una vez se cumpla la condición de deformación, en la cual el desplazamiento de contracción sufrido por la masa de suelo es mayor que Δx , lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba²⁴, alcanzando el estado de rotura representado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

En donde K_p : Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

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

²⁴ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 372.

Valores para K_p de Rankine en función del ángulo ϕ , se pueden ver en el Anexo 1 Tabla D

Remplazando los valores del esfuerzo vertical (principal menor), y el coeficiente de presión activa, se calcula el valor de la presión pasiva de Rankine:

$$\sigma_h = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$\sigma_h = \gamma z + q \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] + 2c \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

La fuerza pasiva de Rankine por unidad de longitud de muro, se puede deducir del área del diagrama de presión que se muestra en la figura 38. La cual se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$P_p = P_p' + P_p''$$

En la cual P_p' , es representada por el área del triángulo $c_1c_2d_2$, del diagrama de presiones que se muestra en la figura 38, la cual aumenta con relación a la profundidad Z , y su línea de acción se encuentra localizada a una altura de $H/3$ con respecto a la base del muro, esta se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$P_p' = \frac{1}{2} \gamma H \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) H$$

$$P_p' = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Esta representa el empuje pasivo de un material granular sin cohesión $c=0$, con peso específico γ , y ángulo de fricción ϕ .

Por otra parte la segunda componente de la presión pasiva de Rankine P_p'' , se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$P_p'' = 2c \sqrt{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + q \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$P_p'' = 2c\sqrt{K_p} + qK_p$$

La magnitud de P_p'' se puede determinar por medio del área del diagrama de presiones que se muestra en la figura 38, y está representada por el rectángulo abc_1d_2 , el punto de aplicación de P_p'' se localiza a $H/2$, esta es independiente del peso específico del suelo. Por lo que se puede calcular el empuje pasivo total:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + H(2c\sqrt{K_p} + qK_p)$$

Cuando el material de relleno conforma un talud inclinado, con cohesión $C=0$, la presión pasiva de Rankine se puede calcular por medio de las siguientes expresiones:

$$\sigma_h = \gamma Z K_p + 2c\sqrt{K_p} + qK_p$$

La fuerza pasiva por unidad de longitud de muro, se calcula con:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + H(2c\sqrt{K_p} + qK_p)$$

En donde K_p : coeficiente de presión pasiva de tierra, y se calcula con:

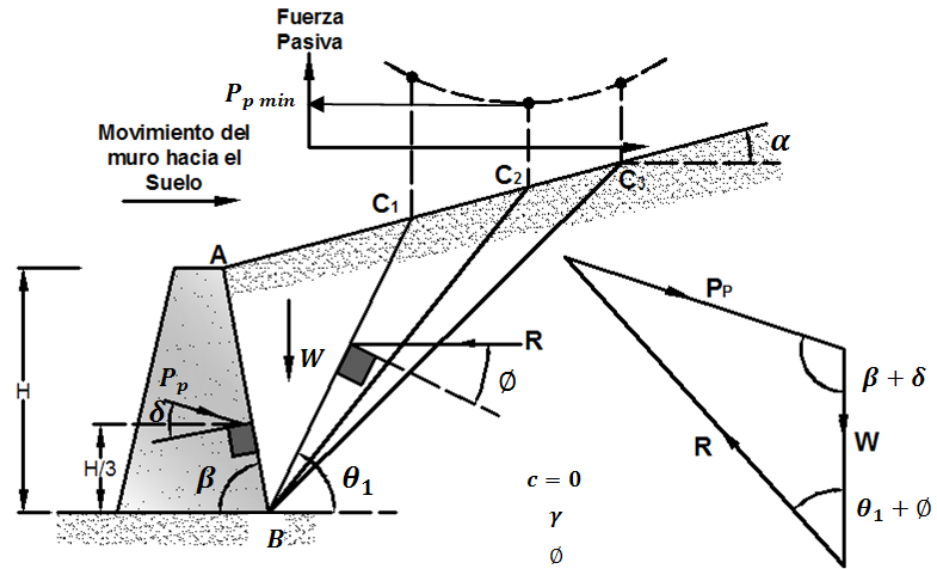
$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

La resultante P_p , está inclinada un ángulo α con respecto a la normal del muro, además su línea de acción se encuentra a una altura de $H/3$ con respecto de la base del muro.

3.4 PRESIÓN PASIVA, TEORÍA DE COULOMB

El estado pasivo de Coulomb se produce cuando el suelo ubicado al respaldo del muro tiende a sufrir un movimiento de contracción, es decir cuando el muro se desplaza hacia la masa de suelo, como se muestra en la figura 39. El material de relleno es un suelo granular, sin cohesión $c = 0$, y con peso específico γ

Figura 39 Diagrama de distribución de presión pasiva, teoría de Coulomb.



Para calcular la fuerza pasiva P_p , Coulomb supone que se genera una superficie plana de falla BC_i , con la que se delimita una cuña triangular de suelo ABC_i en la que intervienen las siguientes fuerzas:

- W : Peso de la cuña de suelo
- P_p : Fuerza pasiva de Coulomb
- R : Resultante de la fuerza normal y cortante sobre el plano BC_i

La fuerza pasiva P_p se puede calcular gracias a que la magnitud de W es conocida, así como las direcciones de las otras fuerzas. Del polígono de fuerzas que se muestra en la figura anterior, se puede deducir:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

La línea de acción de P_p se localiza a $H/3$ de la base del muro, y se inclina un ángulo δ respecto a la normal del paramento interno del muro. Si la componente tangencial de P_p tiende a impedir el movimiento hacia arriba de la arena²⁵, entonces se puede considerar que el ángulo δ es positivo.

El coeficiente de presión pasiva de Coulomb K_p , se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

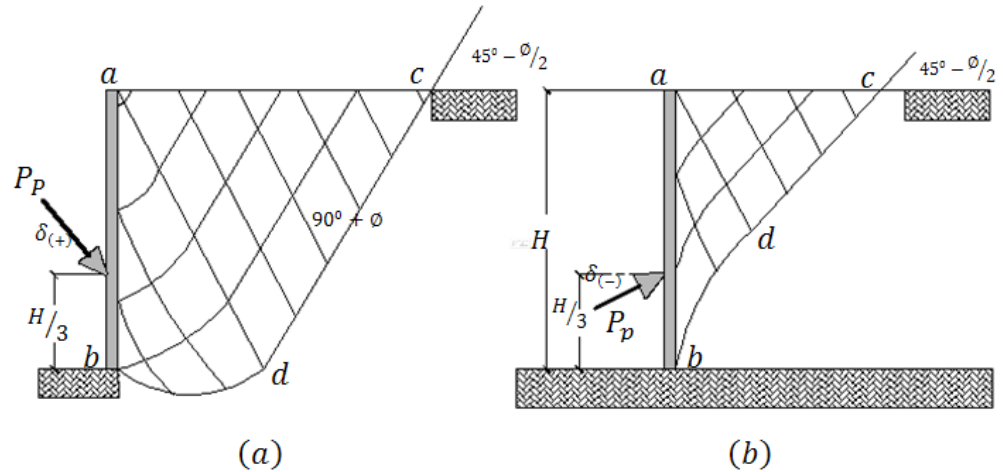
$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

Valores para el coeficiente de presión pasiva K_p , se encuentran en el Anexo 1 Tabla E

La teoría de Coulomb, al igual que la de Rankine, supone superficies de falla planas. Pero en realidad estas superficies de falla son como se muestran en la siguiente figura.

²⁵ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 199.

Figura 40 Superficies de falla Teoría de Coulomb



Cuando la superficie del muro es rugosa, genera fricción y la superficie de rotura que se produce está conformada por dos segmentos, uno curvo bd , y uno rectilíneo cd . Si el peso del muro es mayor que la fricción generada entre la arena y la superficie rugosa del muro, la arena tiende a desplazarse hacia arriba, pero la componente tangencial de P_p trata de impedir el movimiento hacia arriba de la arena, generando un ángulo $\delta(+)$ entre la normal al muro y la línea de acción de P_p , estas condiciones hacen que se forme una superficie de rotura como la mostrada en la figura 40 a, en donde se puede apreciar un segmento cóncavo bd , en donde las superficies de rotura son curvas, delimitadas por el área abd , y uno rectilíneo cd , que forma un ángulo de $45 - \frac{\phi}{2}$ con la horizontal. Además se genera un triángulo isósceles acd , en el cual las superficies de falla son planas, es decir en dicha zona el material se encuentra en estado pasivo de Rankine²⁶. Si el peso del muro es menor que la fuerza de fricción generada entre la arena y la

²⁶ Karl Terzaghi, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", segunda edición 1973, Editorial el ateneo, pagina 199.

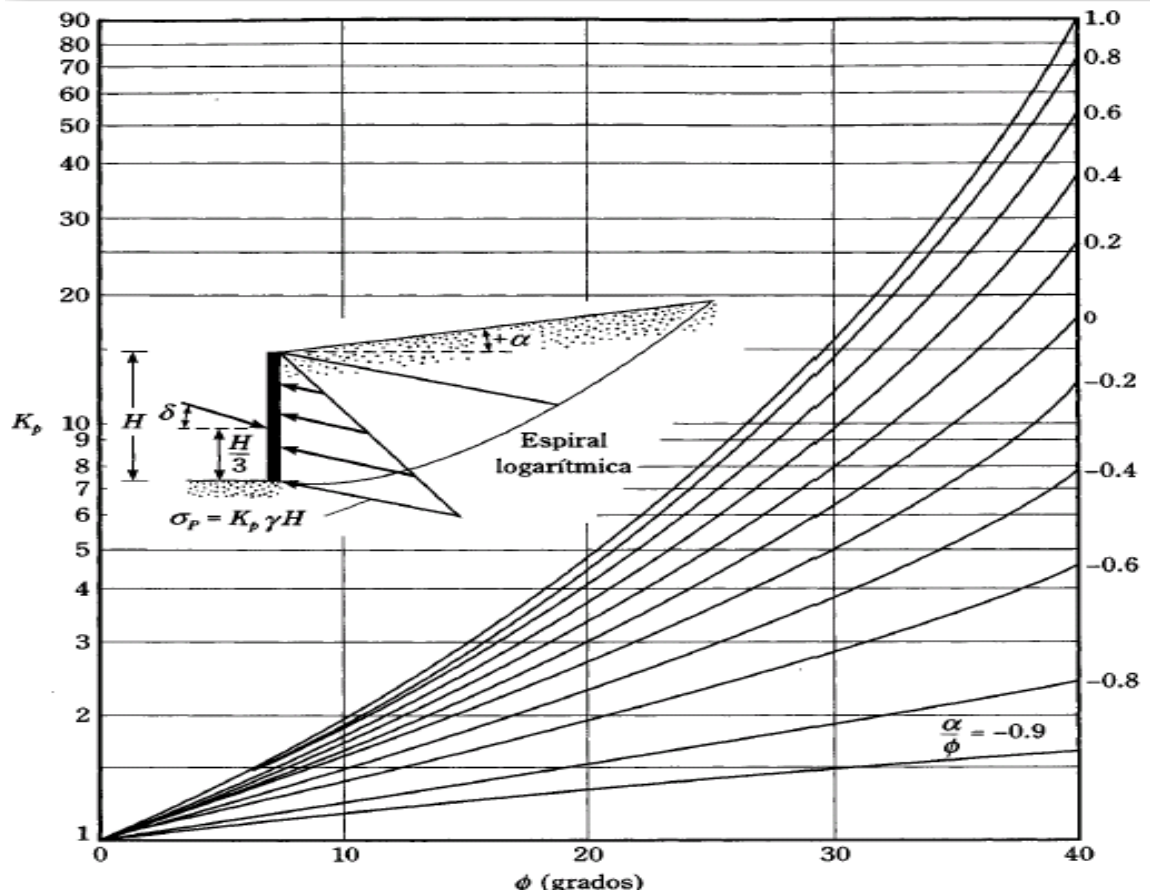
superficie rugosa entonces, el ángulo que se forma entre la normal al muro y la línea de acción de P_p , es $\delta(-)$. Entonces se genera una superficie de rotura como la mostrada en la figura 40.b.

El hecho de suponer una superficie de falla plana en lugar de una curva, para el cálculo de presiones pasivas usando la teoría de Coulomb, conforme el valor δ crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de P_p ²⁷, en los cuales los valores obtenidos de P_p son mayores que la resistencia del suelo.

Para el cálculo de la presión pasiva, Caquot y Kerisel (1948), desarrollaron una carta para la obtención de los valores del coeficiente de presión pasiva K_p , suponiendo un suelo granular de $c=0$, y la región de la superficie de falla curva bd la asumen como un segmento de una curva espiral logarítmica. La carta se muestra a continuación:

²⁷ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 372.

Figura 41 Carta de Caquot y Kerisel (1948)



Para obtener los valores de K_p , es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

- $\delta = \phi$
- La relación $\frac{\delta}{\phi} \leq 1 \Rightarrow K_{p(\delta)} = R K_{p(\delta=\phi)}$
- R: Factor de reducción, los valores de R se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 1. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”

δ/Φ								
Φ (Grados)	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
10	0,978	0,962	0,946	0,929	0,912	0,898	0,880	0,864
15	0,961	0,934	0,907	0,881	0,854	0,830	0,803	0,775
20	0,939	0,901	0,862	0,824	0,787	0,752	0,716	0,678
25	0,912	0,860	0,808	0,759	0,700	0,666	0,620	0,574
30	0,878	0,811	0,746	0,686	0,627	0,574	0,520	0,467
35	0,836	0,752	0,674	0,603	0,536	0,475	0,470	0,362
40	0,783	0,682	0,592	0,512	0,439	0,375	0,316	0,262
45	0,718	0,600	0,500	0,414	0,339	0,276	0,221	0,174

Fuente Baraja M Das

Factor de Reducción , R, para Usarse con la Figura 41

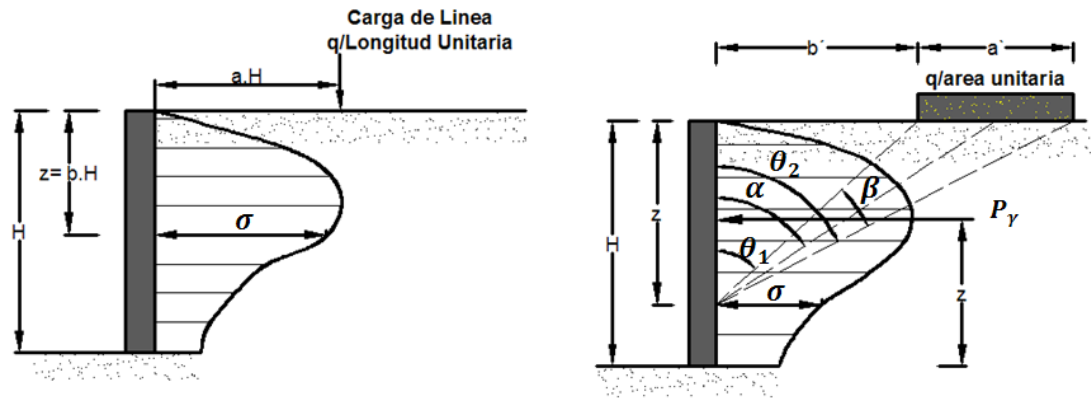
La presión pasiva P_p , puede entonces ser calculada por medio de la siguiente expresión:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p(\delta)}$$

3.5 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA POR SOBRECARGA

Las presiones laterales son originadas por la acción de cargas aplicadas en la parte superior del muro, tales como carreteras, vías ferroviarias, cimientos continuos, edificios. Las sobrecargas se pueden clasificar como cargas en línea o cargas de franja, tal como se muestra en la figura 42, y estas se deben adicionar a las causadas por el suelo.

Figura 42 Presión lateral de tierra por sobrecarga



3.5.1 Carga de línea. De acuerdo con la teoría elástica el esfuerzo horizontal a una profundidad z , generado por una carga q /longitud unitaria se puede calcular como:

$$\sigma = \left(\frac{2q}{\pi H} \right) \left[\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \right]$$

Como el suelo no es un material perfectamente elástico, la expresión para el cálculo de la presión se puede modificar por:

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \left[\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \right] \text{ con } a > 0.40$$

$$\sigma = \frac{q}{H} \left[\frac{0.203b}{(0.160 + b^2)^2} \right] \text{ con } a \leq 0.40$$

Algunos valores para la sobrecarga q, se pueden obtener de la siguiente tabla

Tabla 2. Fuente Control de erosión en zonas tropicales pagina 499.

Tipo de Estructura	Carga Equivalente Uniformemente Distribuida
Edificios con Cimentación Somera	10 Kpa por Piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia
Peatonales	5 Kpa

Valores nominales de Sobrecarga

3.5.2 Carga de tira. Según la teoría elástica, el esfuerzo horizontal producido por una carga de tira con una intensidad q/área unitaria, tal como la generada, por un ferrocarril o vía, si es paralelas a la estructura de contención²⁸, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

Para el caso de suelos, el lado derecho de la ecuación anterior se duplica para tener en cuenta el acomodo de la masa de suelo²⁹, y queda como sigue:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

²⁸ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 492.

²⁹ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, páginas. 363.

La fuerza total horizontal P por unidad de longitud, debida únicamente a la acción de la carga de tira se puede expresar de la siguiente forma

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$
$$P = \frac{q}{90} \left[H \left(\tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \right) \right]$$

En donde θ_1 y θ_2 , están en grados

3.6 PRESIONES LATERALES INDUCIDAS POR SISMOS

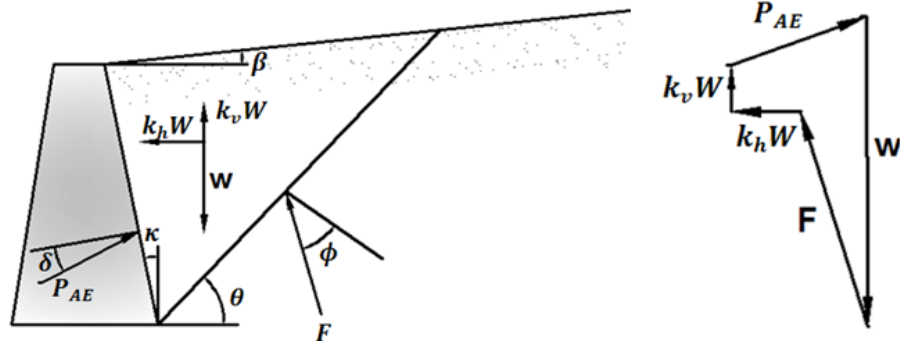
En condiciones estáticas, los muros de contención están sujetos a la acción de fuerzas de cuerpo tales como, empujes del suelo, el peso del muro y fuerzas externas como las generadas por la acción de anclajes o tirantes. Estas fuerzas deben estar en equilibrio sin que produzcan esfuerzos de cortante próximos a la resistencia a la rotura del suelo.

Cuando se produce un sismo, se presentan fuerzas inerciales que pueden cambiar la resistencia del suelo, las cuales alteran el equilibrio de las fuerzas originando deformaciones, las cuales pueden llegar a ser excesivas haciendo que el muro falle, por deslizamiento, giro o pandeo.

Para calcular la fuerza sísmica sobre un muro se pueden utilizar métodos como el de Mononobe Okabe, o la teoría de presión pasiva propuesta por Coulomb que hace la inclusión de las fuerzas sísmicas.

3.6.1 Método de Mononobe Okabe. Este método es desarrollado para calcular las presiones sísmicas en los suelos para muros de contención. El sistema supone³⁰, relleno seco granular y uniforme, el muro es lo suficientemente largo para despreciar los efectos de punta del muro. Además de las fuerzas estáticas que intervienen en la cuña de suelo desarrollada para la teoría de presiones activas de Coulomb, se tienen en cuenta la incidencia de fuerzas pseudo-estáticas horizontales y verticales que se aplican a esta. Las magnitudes de las fuerzas pseudo-estáticas están relacionadas con la aceleración de la masa de suelo. Las fuerzas que actúan en la cuña de suelo, así como el polígono de fuerzas se pueden apreciar en la siguiente figura.

Figura 43 Plano de falla (a), y polígono de fuerzas que intervienen en la cuña de falla.



El empuje activo total se obtiene del equilibrio de fuerzas que intervienen en la cuña, se puede expresar como:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

³⁰ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 497.

Las magnitudes de las aceleraciones seudo-estáticas se pueden calcular con:

$$a_h = K_h g \quad a_v = K_v g$$

Los cuales son factores de aceleración respecto a la gravedad.

En donde el coeficiente dinámico de presión de suelo activo K_{AE} , se puede calcular con:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \kappa - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \kappa + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \kappa + \psi) \cos(\beta - \kappa)}} \right]^2}$$

En donde ψ se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_H}{1 - K_V} \right]$$

La línea de acción para el empuje activo total P_{AE} se localiza a $H/3$ de la base del muro.

El ángulo de inclinación de la superficie de falla θ se puede obtener con la ayuda de las siguientes expresiones:

$$\theta = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right]$$

En donde C_{1E} y C_{2E} se calculan con:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \kappa)] [1 + \tan(\delta + \psi + \kappa) \cot(\phi - \psi - \kappa)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \kappa) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \kappa)] \}$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{g}$$

La fuerza activa por unida de longitud de muro P_{ae} , se calcula como sigue:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

En donde, K_{ae} : Coeficiente de presión activa de tierra

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Note que para una condición sin sismo³¹, los coeficientes $K_v = 0$ y $K_H = 0$, además $\theta' = 0$, debido a que θ' , se calcula de la siguiente forma:

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{K_H}{1 - K_v} \right]$$

Nótese que para esta situación el valor de $K_{ae} = K_a$, que es el mismo coeficiente utilizado para el cálculo de la presión activa de Coulomb. Como la resultante de la presión activa para una condición sísmica, no actúa a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro³², entonces la línea de acción de P_{ae} se determina haciendo momentos respecto de la base del muro, considerando que interviene las fuerzas P_a y ΔP_{ae} , las cuales se calculan como sigue.

³¹ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, página 359.

³² Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, página 361.

- La fuerza $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$, y su línea de acción se localiza a $0.6H$ del fondo del muro³³.
- La fuerza P_{ae} : Es la fuerza activa de Coulomb, y se calcula con el procedimiento visto en el numeral 3.2.2 del presente documento. Su línea de acción se localiza a $H/3$ desde el fondo del muro.

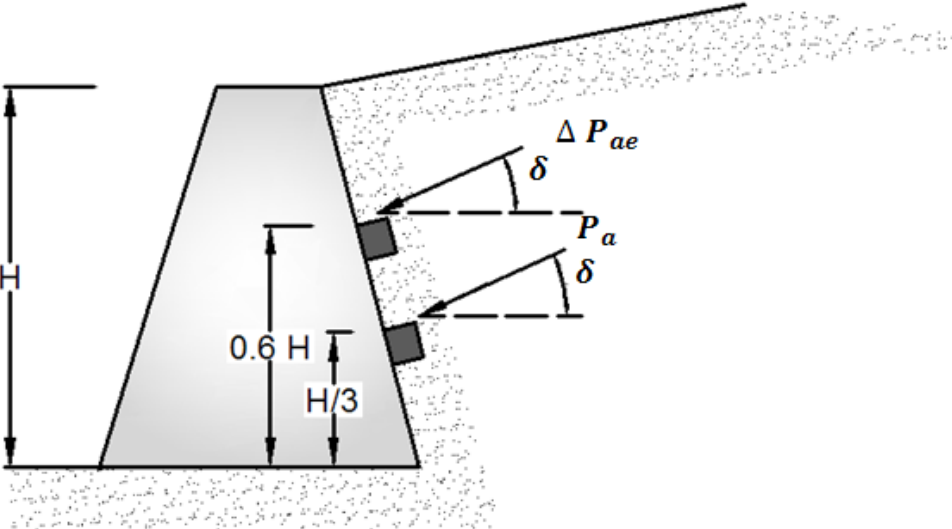
Con lo que se obtiene la siguiente expresión para el cálculo de la línea de acción de P_{ae} :

$$\bar{Z} = \frac{0.6H(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)P_a}{P_{ae}}$$

Las fuerzas P_a y ΔP_{ae} , forman un ángulo δ con la normal al muro, tal como se muestra en la siguiente figura

³³ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, página 361.

Figura 45 Ubicación de las resultantes de Δp_e y P_e .



CAPITULO 4. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES EN AREAS URBANAS

GENERALIDADES

Las estructuras de contención son utilizadas para resistir las fuerzas generadas por los movimientos de tierra transmitiendo estas a través de la estructura hacia la cimentación o fuera de la masa de tierra que pueda ser desplazada. Los desplazamientos y las deformaciones excesivos deben limitarse con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura.

Para poder diseñar una estructura de contención es necesario conocer algunas propiedades del suelo, tales como el peso específico, el ángulo de fricción, y la cohesión del suelo contenido por la estructura tanto como el suelo de su fundación. Conocida la presión lateral de tierra, la estructura en su conjunto se revisa por estabilidad, que incluye las posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga³⁴.

Las estructuras de contención se diseñan generalmente con las teorías de Coulomb y Rankine, en donde se supone una presión lateral de tierras, la cual depende de parámetros como el peso específico del suelo, la resistencia al cortante del suelo, de la homogeneidad del suelo o tipo de material de relleno, y de la calidad de drenaje del mismo.

³⁴ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 387.

4.1 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Tabla 3. Clasificación de las Estructuras de Contención en áreas urbanas

TIPO DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN	USO PRINCIPAL	TIPOS DE SUELOS
Entibaciones O Cortes Apuntalados	Usadas con el fin de prevenir fallas, es quizás la estructura más básica.	Arcillas blandas, media, Arenas.
Tablestacas o Ataguías	En estructuras costeras, muelles, ríos o mares, además de ser utilizadas para hacer estructuras temporales como cortes apuntalados	Suelos no Cohesivos, Arenas poco cementadas
Anclajes	Mantos fracturados como medida de efectiva para estabilizar una masa deslizante	Mantos Rocosos, Suelos Cohesivos, Suelos No Cohesivos
Muros Pantalla	Es quizás el más utilizado en la actualidad, utilizado en excavaciones de gran altura, ya que actúa como un muro de contención, que ayuda a un mayor desarrollo en superficies	Suelos No Cohesivos. Arcillas Blandas

Fuente Los Autores

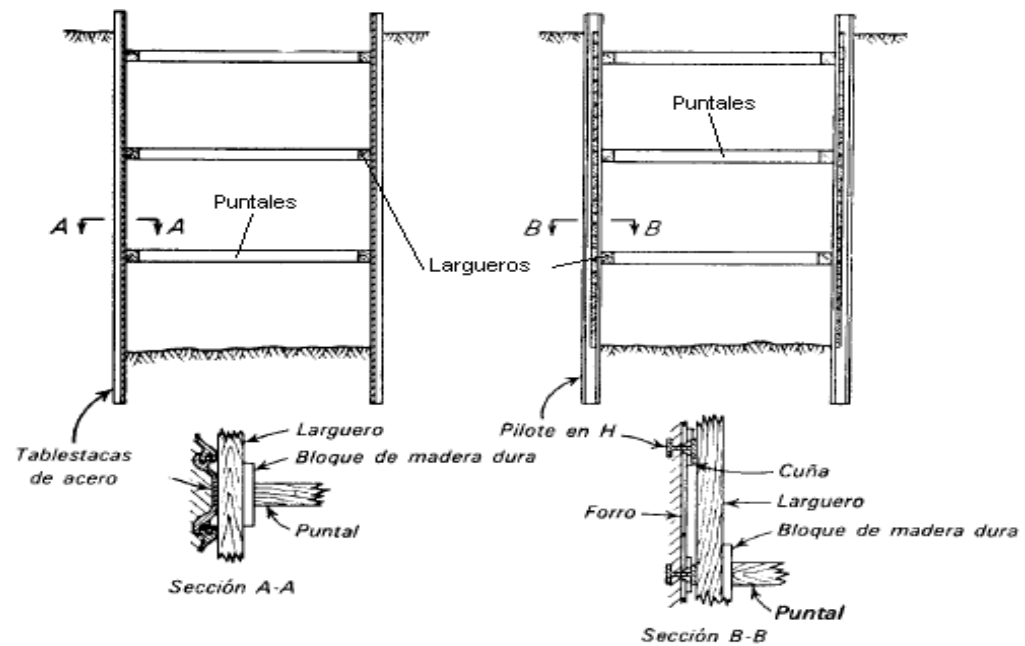
Estas se pueden clasificar en cuatro grupos principales: Entibaciones, Tablestacas, Anclaje, Muros pantallas.

4.1.1 Entibaciones o cortes apuntalados. En algunas ocasiones se requiere hacer excavaciones, en áreas construidas, en donde el límite de la excavación está rodeado o parcialmente rodeado por otras estructuras. Lo que conlleva al empleo de cortes con frentes verticales con diferentes fines, como por ejemplo la construcción de sótanos para apartamentos. Cuando el suelo en el cual se realiza la excavación no es lo suficiente rígido como para no colapsar, se hace necesario el empleo de apuntalamientos para prevenir la falla. Como por ejemplo, el caso de las arenas, las cuales poseen muy poco material cementante o una cohesión aparente debido al contenido de humedad, o en el caso de las arcillas, en las cuales el talud máximo que pueden soportar depende de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla³⁵.

Los cortes apuntalados se pueden hacer de la siguiente manera, se hincan en el terreno pilotes en H separados de 1m a 3m, los patines de estos pilotes se orientan de manera paralela a la excavación. El forro o revestimiento, está conformado por tabloncillos horizontales de madera que se colocan entre los pilotes a medida que se avanza en la excavación. Cuando se obtiene la profundidad adecuada se instalan los largueros (vigas horizontales de acero) y los puntales los cuales son miembros horizontales que trabajan a compresión. Tal y Como se muestra en la figura 46

³⁵ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 206.

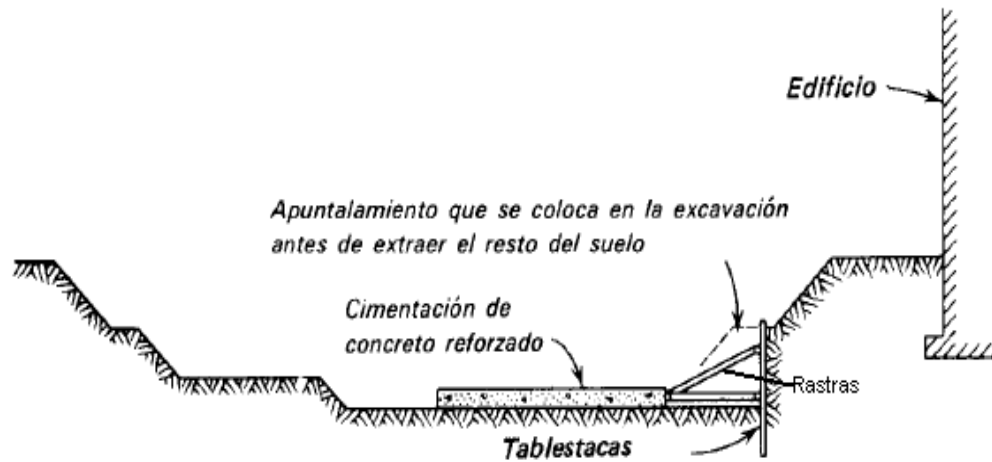
Figura 46: Entibaciones y cortes apuntalados.



Los puntales son usualmente de madera, pero en algunas ocasiones cuando el ancho de la excavación no supera 1.5m, se usan puntales metálicos llamados cepas³⁶. Cuando el ancho de la excavación es muy amplio como para utilizar puntales horizontales, los largueros pueden soportarse en puntales inclinados llamados rastras, pero estas requieren un buen suelo para su soporte.

³⁶ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 206.

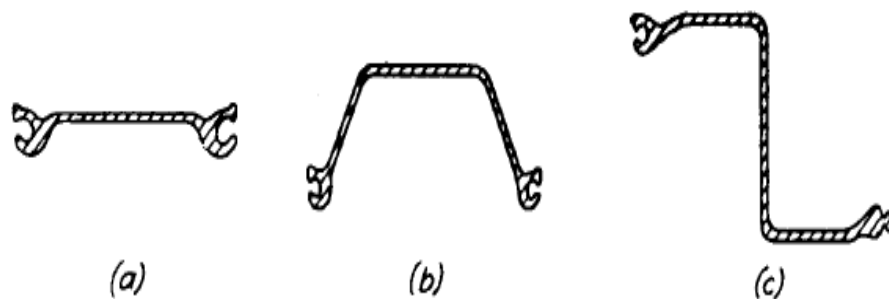
Figura 47. Excavación ancha, empleando apuntalamiento con rastras apoyado en estructura de cimentación



En algunos casos pueden hacer parte de la excavación hasta alcanzar su máxima profundidad, en donde se funde parte de la estructura de cimentación, la cual servirá posteriormente de apoyo para rastras o puntales inclinados. Como se muestra en la figura 47.

Para hacer excavaciones profundas ($H > 6\text{m}$), se utilizan tablestacas de acero, con almas planas, curvas o con forma de z, como las que se muestran en la figura 48.

Figura 48 Secciones típicas de tablestacas; (a) alma plana, (b) alma curva, (c) alma en z



Debido a que este tipo de secciones proporcionan mayor resistencia y rigidez.

Para seleccionar las tablestacas, revestimientos puntales y largueros se debe estimar el empuje del suelo sobre la estructura.

A diferencia de los muros de sostenimiento las entibaciones presentan una distribución de presiones parabólica, con la presión máxima situada en la mitad de la altura, cabe destacar que en los muros de sostenimiento esta distribución se hace en forma hidrostática, en función de la profundidad, así mismo debido a forma estructural (codales separados) la falla en las entibaciones se produce de forma individual, aunque la ruptura de un codal hace que la carga que este soportada sea transmitida a los otros codales y la falla se puede presentar de una forma progresiva.

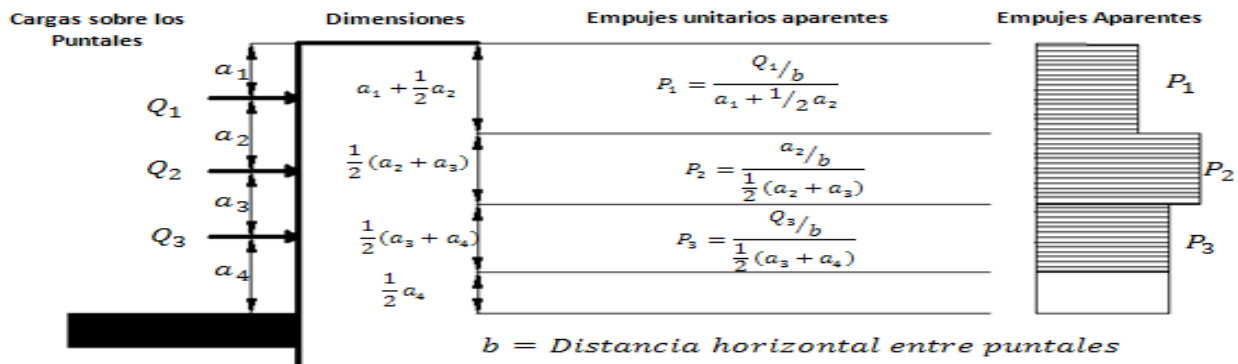
- **Cálculo de Presiones en entibaciones.** Resulta un tanto complicado predecir si en el proceso de excavación y entibación se generan desplazamientos que puedan reducir la presión lateral del terreno al valor del empuje activo, otros aspectos como factores accidentales, y la rapidez con que se realiza la entibación hace no se pueda dar una buena credibilidad al calculo entibaciones, a menos que se pueda demostrar su eficacia en mediciones reales.

Se puede obtener una muy buena aproximación del empuje en las entibaciones realizando la siguiente hipótesis, que consiste en suponer que la carga en cada puntal es igual al total del empuje que actúa sobre el revestimiento en un área rectangular que se extiende horizontalmente, a cada lado del mismo hasta la mitad de la distancia de la próxima hilera vertical de puntales, y verticalmente, hasta la mitad de la distancia respecto al conjunto horizontal de puntales situados arriba y abajo³⁷, esta aproximación permite suponer que el fondo de la excavación

³⁷ Terzaghi Karl, "Mecánica de suelos en la ingeniería practica", 2^o Edición 1973, Editorial el ateneo, pág. 391.

se constituye en un puntal, y que el empuje unitario se supone que tiene el mismo valor que se deriva para el puntal inferior, el calculo de este empuje se denomina aparente, y la carga sobre los puntales se calculará realizando este procedimiento de forma inversa

Figura 49 Método para determinar el diagrama aparente de empuje partiendo de las cargas Q que actúan en una entibación



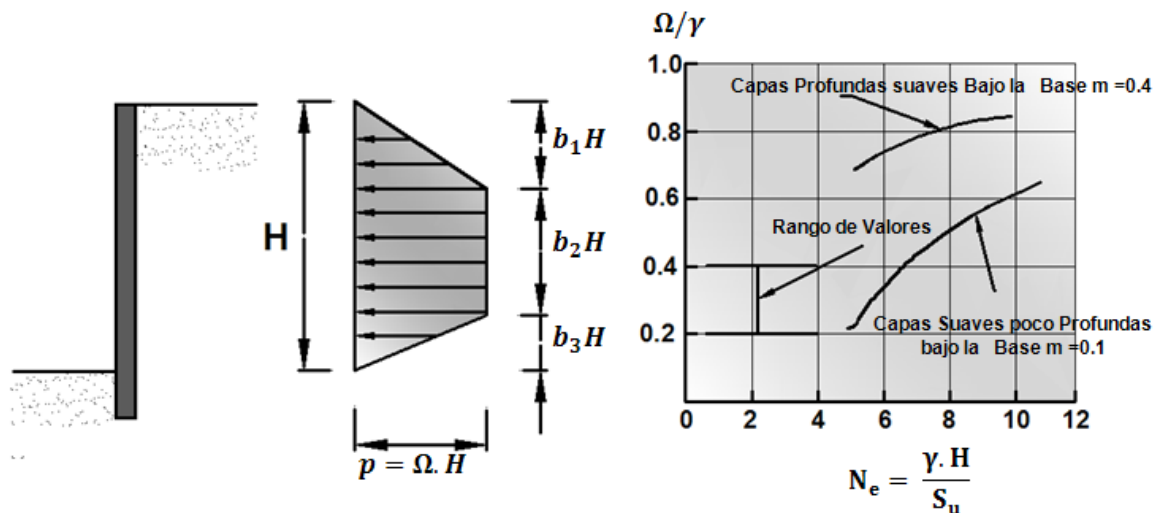
- **Métodos De Peck Terzaghi Y Tschebotarioff (1973).** Este método fue desarrollado por Peck (1969) con el propósito de calcular las presiones laterales aparentes sobre las paredes de una excavación. Al emplearlo, se obtienen diagramas de distribución de presión trapezoidal, rectangular y triangular. Este procedimiento es aplicable solamente para estratos de suelos definidos, bien sean de arena o arcilla. Además de esto se supone que en estos no hay presencia del nivel freático.

Esta técnica es aplicable para estructuras temporales, tales como las conformadas por perfiles H hincados en el terreno (pilotes), combinados con tabloncillos de madera horizontales, ubicados entre los perfiles con los cuales se conforman estructuras de entibación. Para estructuras permanentes tales como muros

pantalla de concreto, no es aplicable esta teoría debido a que estos son relativamente impermeables,³⁸ lo que no permite un buen drenaje del estrato de suelo, y un rápido descenso de la napa freática.

El cálculo de las presiones aparentes sobre las paredes de la excavación se hace con la ayuda de las siguientes figuras,

Figura 50 Presiones aparentes sobre las paredes de una excavación



Algunas recomendaciones de Peck se encuentran resumidas es la siguiente tabla

³⁸ Julio E. Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", Escuela Colombiana de Ingeniería Civil 2008, pag.30.

Tabla 4. Resumen de valores para el cálculo del método de Peck

TIPO DE SUELO	b_1	b_2	b_3	Ω
Arenas	0	1	0	$0.65K_A\gamma$
Arcillas blandas a medias $N_e > 5.0$	0.25	0.75	0	$K_{AT}\gamma$
Arcillas duras fisuradas $N_e < 4$	0.25	0.5	0.25	0.2γ a 0.4γ

En donde el coeficiente de presión activa K_A , para arenas se calcula con la siguiente expresión

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \phi/2 \right)$$

Para arcillas, la presión lateral se expresa en función del número de estabilidad N_e , definido por de la siguiente manera

$$N_e = \gamma \frac{H}{S_U}$$

El coeficiente de presión activa expresado en términos de esfuerzos totales queda definido como sigue

$$K_{AT} = 1 - m \frac{4}{N_e}$$

El coeficiente³⁹ m factor empírico que tiene en cuenta el efecto de problemas potenciales de estabilidad de la base. Peck recomienda el empleo de los siguientes valores

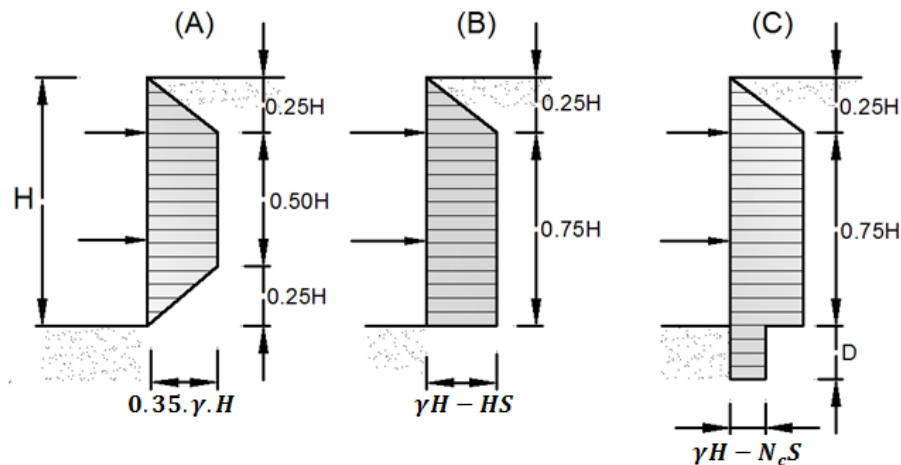
- $m = 0.4$, para estratos profundos de arcilla blanda en la base de la excavación y $6 \leq N_e \leq 8$.

³⁹ Julio E. Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", Escuela Colombiana de Ingeniería Civil 2008, pag.33.

- $m = 1.0$, para excavaciones en arcilla blanda de espesor limitado.

Cuando la resistencia al corte de la arcilla por debajo del fondo de la excavación es baja, comparada con la presión total de sobrecarga, Broms propone usar los siguientes valores para calcular la presión neta en el fondo de la excavación

Figura 51. Influencia de los puntales en la magnitud de los empujes, según Broms

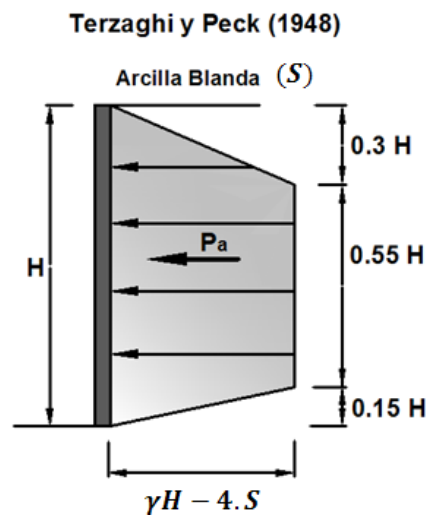


- $P = 0.35\gamma H$, si $H\gamma < 4S$, para diagrama de distribución de presiones trapezoidal (figura 51.a)
- $P = \gamma H - HS$, si $4S < H\gamma < N_c S$, para diagrama de distribución de presiones como el que se muestra en la figura (figura 51.b)
- $P = \gamma H - N_c S$, si $H\gamma > N_c S$, para diagrama de distribución de presiones como el que se muestra en la figura (figura 51.c)

Estos con el fin de tener en cuenta el incremento de la carga en los puntales, debido al efecto producido por una arcilla débil por debajo del fondo de la excavación. Los valores de la resistencia al cortante S , serán los valores promedio por encima de la base de la excavación.

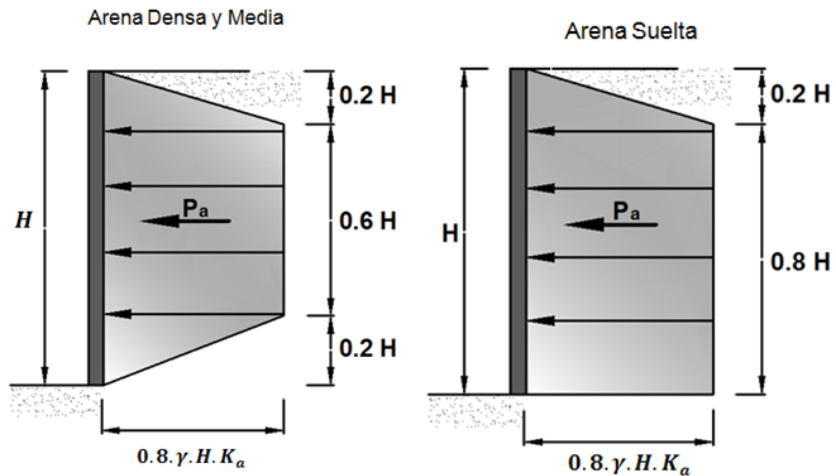
- Empuje sobre las paredes de una Excavación Terzaghi Y Peck (1948)

Figura 52 Cálculo del empuje activo según Terzaghi y Peck (1948)



En donde el empuje puede calcularse como $P = \gamma H - 4S$

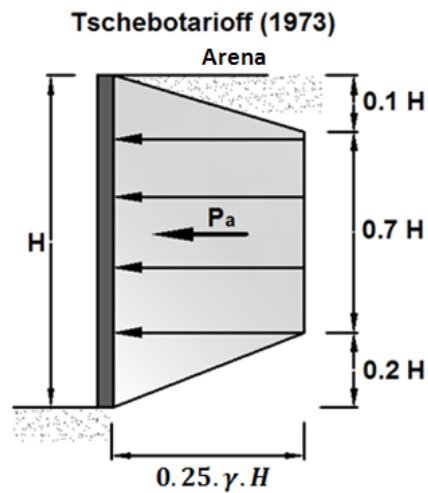
Figura 53 Valores para los empujes en estratos de (a) arena densa media, (b) Arena suelta.



En donde los valores de los empujes son $P = 0.8\gamma HK_A$

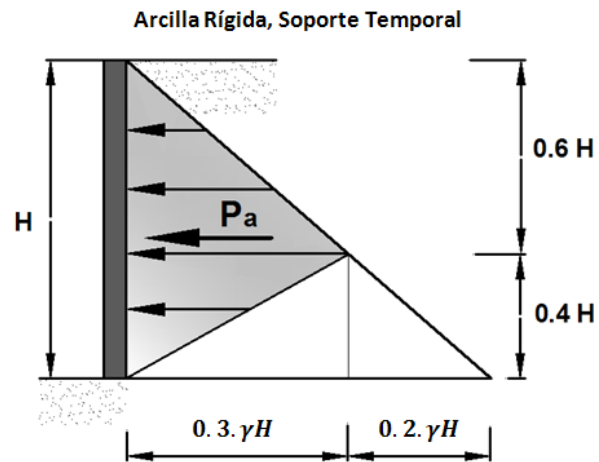
- *Empuje sobre las paredes de una Excavación - Tschebotarioff (1973)*

Figura 54 Cálculo del empuje según Tschebotarioff



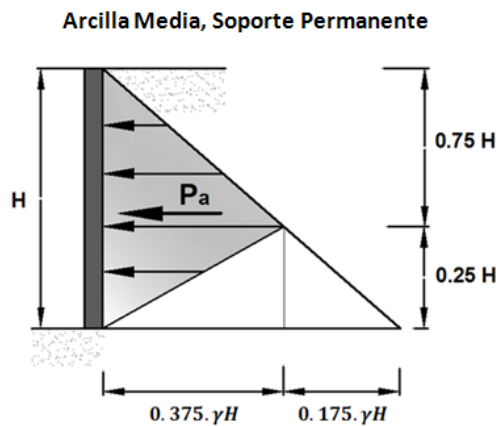
Con la cual el empuje puede calcularse como $P = 0.25\gamma H$

Figura 55 Cálculo del empuje según Tschebotarioff, para Arcilla Rígida, soporte temporal



Para arcilla rígida con soporte temporal

Figura 56 Cálculo del empuje según Tschebotarioff, para Arcilla Rígida, soporte Permanente



Para arcilla media con soporte permanente

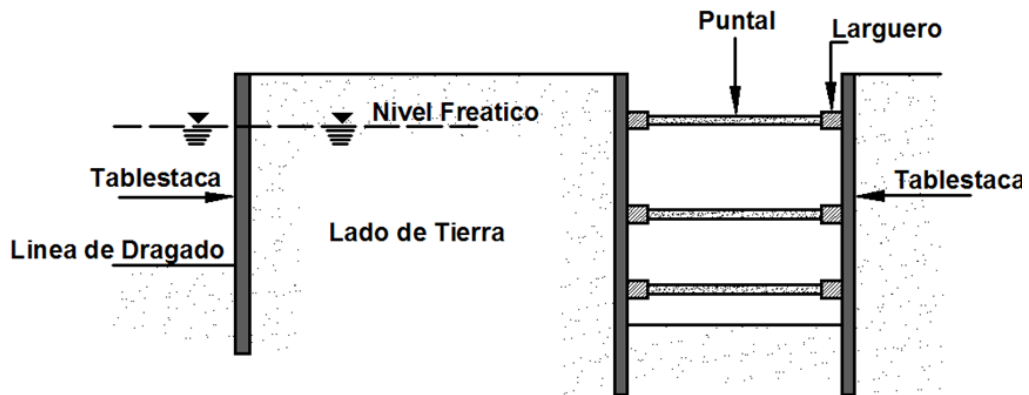
Algunas consideraciones a tener en cuenta para realizar el cálculo de los empujes son las siguientes

- Cuando la profundidad de la excavación sea menor que la profundidad crítica $H_C = \frac{4C}{\gamma} \sqrt{K_A}$, la presión lateral de tierras corresponde al $0.7K_0$ o $0.8K_0$ de la presión lateral de tierras en reposo.
- El desplazamiento horizontal de la estructura debe ser lo suficientemente grande como para que se desarrolle la presión lateral pasiva de tierras.

Los métodos anteriores son empleados para obtener las presiones aparentes, más no las reales sobre las paredes de una excavación.

4.1.2 Tablestacas o ataguías. Son estructuras de contención conformadas por la unión de una serie de pilotes individuales, con los cuales se forma una estructura continua. Las tablestacas son hincadas en el terreno, el cual debe permitir la penetración de las mismas, sin que existan cantos o bloques grandes que impidan su acceso. Pueden ser de madera, acero, concreto prefabricado, la sección de la tablestaca depende de la altura del suelo a contener, y del agua contenida en este. Generalmente son estructuras delgadas y esbeltas, que son utilizadas para la conformación de estructuras costeras, o muelles, en ríos y mares, además de ser utilizadas para hacer estructuras temporales como cortes apuntalados. Según su proceso constructivo, se pueden clasificar en tablestacas de dragado o tablestacas de relleno; en el primer caso, la tablestaca se hinca en el terreno y se draga enfrente (aguas arriba) de la estructura; en el segundo, la tablestaca se hinca dejando libre una altura considerable para posteriormente rellenar la parte de atrás (aguas abajo) del tablestacado.

Figura 57 Tablestacas o ataguías.



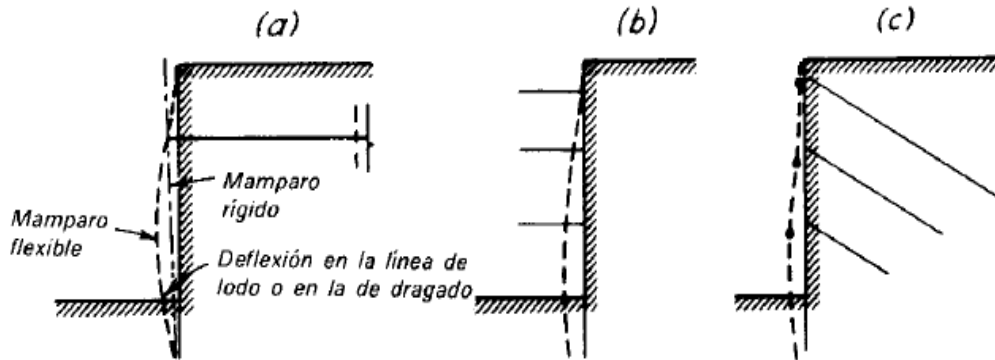
Las tablestacas pueden ser ancladas, o en voladizo. En la construcción de muros con tablestacas, se pueden hacer como tablestacas dragadas, o rellenas. El suelo detrás de la tablestaca, es generalmente granular, y el suelo por debajo de la línea de dragado puede ser arcilloso o arenoso, la línea de dragado se define como la superficie del suelo en el lado del agua⁴⁰.

Los muros de tablestacas en voladizo, son recomendados para alturas menores de 6m, sobre la línea de dragado.

- **Tablestacas ancladas.** Estas estructuras tienen una rigidez a flexión limitada, pero gracias a estar apoyadas por medio de anclas en diferentes alturas, y por el empotramiento proporcionado por el hinchamiento en el suelo por debajo de la línea de dragado logran cierta estabilidad y restricción a los desplazamientos. Al excavar en frente de la tablestaca (aguas abajo) y el relleno que se hace detrás (aguas arriba) de esta, hace que se deforme y tomen la posición que se muestra con una línea punteada en la figura 58.

⁴⁰ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 455.

Figura 58 Deflexión de tablestaca, después del proceso de relleno.



Las deformaciones que se producen en la parte superior de la estructura son menores que las requeridas para que se produzca el estado activo de Rankine, mientras que en la parte inferior son mayores. Por lo tanto la distribución de presión de tierra con la profundidad es diferente a la lineal⁴¹. La distribución real de presiones depende del material al respaldo de la tablestaca, de las propiedades del suelo de soporte y de la profundidad de la excavación. Estas pueden ser de madera (Wakefield), concreto reforzado o acero. Son apoyadas en su parte superior por medio de largueros unidos a tirantes de acero anclados, mientras que en la parte inferior se apoyan en el hinchamiento del suelo.

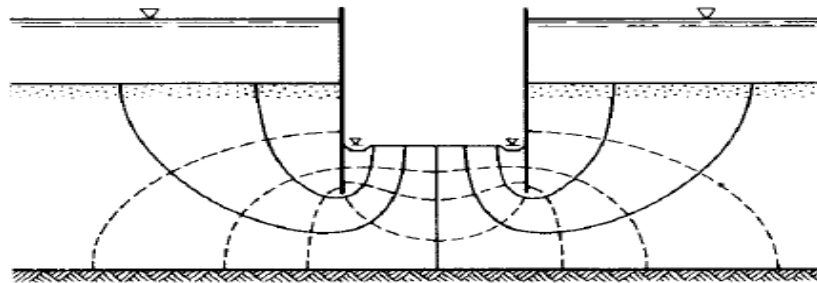
Una tablestaca anclada puede fallar de tres maneras diferentes; debido a un empotramiento inadecuado, por capacidad del soporte (falla rotacional) y por un mal anclaje.

- **Falla por empotramiento inadecuado:** Ocurre cuando el suelo situado aguas abajo de la tablestaca sufre desplazamientos laterales excesivos, debido a que es

⁴¹ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 495.

superada la resistencia pasiva del terreno⁴². También puede ocurrir que se produzca una diferencia del nivel freático entre la parte de adelante y la de atrás de la tablestaca gracias a cambio de mareas o precipitaciones excesivas, lo que hace que se genere un movimiento de flujo por detrás de la tablestaca hacia abajo, y por delante de la tablestaca hacia arriba, como se muestra en la figura 59, generando fuerzas de filtración ascendentes que causan una pérdida en la resistencia del suelo de soporte por delante de la tablestaca.

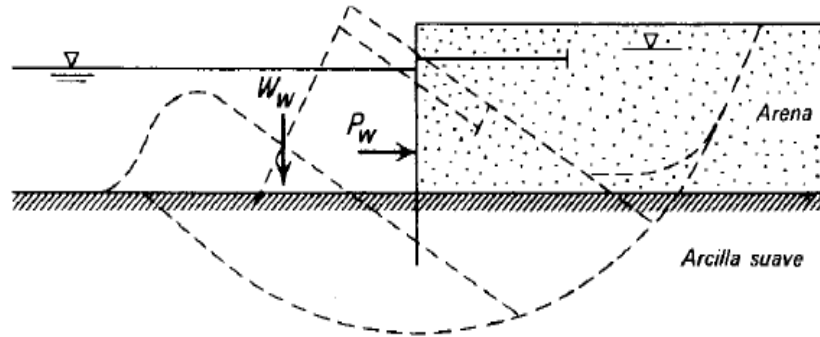
Figura 59: Líneas de flujo en un tablestacado, causadas por la diferencia de carga de la napa freática aguas arriba y aguas debajo de la estructura.



- **Falla por capacidad del soporte:** Cuando la tablestaca se encuentra hincada en un material cohesivo débil, el suelo situado por debajo de la línea de dragado puede fallar por capacidad de carga debido al peso del agua y del material que se encuentra detrás de la tablestaca, generando una falla de tipo rotacional abarcando la tablestaca y en ocasiones hasta el anclaje, tal y como se muestra en la figura 60.

⁴² Eulalio Juárez Badillo, "Mecánica de Suelos", Edición 1967, LIMUSA, pág. 113.

Figura 60 Falla por capacidad del soporte.



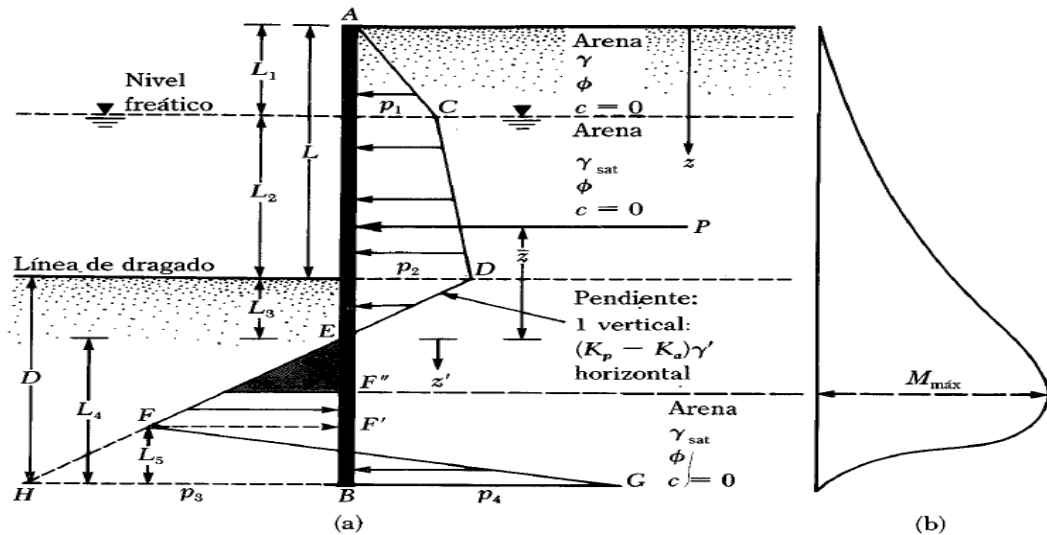
El peso del agua W_w , y la presión hidrostática P_w , por el frente de la tablestaca, deberán ser tomadas como fuerzas resistentes.

- **Falla por deficiencia del anclaje.** Este se produce cuando el empotramiento es inadecuado lo que hace que el suelo situado por delante del anclaje experimente movimientos laterales excesivos. Los tirantes se pueden sobrecargar, gracias a asentamientos de las capas de suelo detrás de la tablestaca, debido a la compresión de las capas profundas del material. También se debe a la sobrestimación de las fuerzas de tensión en los tirantes, o a la subestimación de las fuerzas en los mismos.

- **Distribución de presión lateral sobre una tablestaca en voladizo.** Para estimar la distribución de presión sobre una tablestaca, se debe tener en cuenta que estas trabajan como vigas en voladizo, además la presión hidrostática es igual en ambos lados de la tablestaca, debido a la presencia del nivel freático en ambas caras de la estructura, razón por la cual no se tiene en cuenta. Solo se considera la acción debida a los esfuerzos efectivos del suelo. Cuando el suelo se acomoda hace que la tablestaca rote alrededor del punto F'' , tal y como se muestra en la figura 61, lo que causa una distribución de presiones activas y pasivas en ambas caras de la tablestaca, así por ejemplo en la zona comprendida entre la cresta de

la tablestaca, y la línea de dragado se produce una presión activa de derecha a izquierda, en el lado derecho de la tablestaca.

Figura 61 Distribución de presión en una tablestaca en voladizo.



Además de esto, en la zona limitada por la línea de dragado y la línea que pasa por el punto de rotación de la estructura F'' , gracias al acomodo que sufre el suelo por el desplazamiento del muro, habrá presión pasiva del lado inundado de la tablestaca (es decir de izquierda a derecha), del otro lado (de derecha a izquierda) se genera presión activa. La situación se invierte por debajo del punto en donde rota la tablestaca F'' , del lado inundado se genera presión activa y del lado opuesto presión pasiva. Una versión simplificada del diagrama de distribución de presiones se muestra en la parte a de la figura anterior.

- **Presión lateral para una tablestaca en un suelo granular.** Para esto supondremos una tablestaca hincada en un suelo granular, con presencia de nivel freático en ambas caras de la estructura a una profundidad l_1 , por debajo de la parte superior del muro. Además el suelo contenido por la tablestaca sobre la línea de dragado también es un material granular, con ángulo de fricción ϕ , el peso específico del material granular sobre el nivel freático es γ . Tal y como se muestra en la figura anterior. La presión activa P_p , a una profundidad $z = l_1$ es:

$$P_1 = \gamma l_1 K_a$$

En donde $K_a = \tan^2 \left(45 - \phi/2 \right)$: coeficiente de presión activa de Rankine.

La magnitud de la presión activa a la profundidad de la línea de dragado $z = l_1 + l_2$, es:

$$P_2 = (\gamma l_1 + \gamma' l_2) K_a$$

En donde γ' : Peso específico sumergido $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$. La expresión para el cálculo de P_2 , no tiene en cuenta la presión hidrostática debido a que en ambos lados del muro son iguales y se cancelan entre si.

Para determinar la presión por debajo de la línea de dragado, se debe tener en cuenta que la presión activa P_A , es la que actúa del lado derecho hacia el lado izquierdo, y la presión pasiva P_p , lo hace en sentido opuesto.

La presión activa P_a , a una profundidad $z = L_1 + L_2$ se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$P_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' (z - L_1 - L_2)] K_a$$

La presión pasiva a una profundidad $z = L_1 + L_2$ es:

$$P_p = \gamma'(z - L_1 - L_2)K_p$$

En donde $K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$ y se llama coeficiente de presión pasiva de Rankine. La presión lateral neta p , se obtiene de combinar las dos ecuaciones anteriores, y es:

$$p = P_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a)$$

En donde: $L = L_1 + L_2$

La presión neta es nula en una profundidad L_3 por debajo de la línea de dragado, de lo que podemos obtener:

$$(z - L) = L_3 = \frac{P_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

La expresión anterior representa la pendiente de la línea de distribución neta de presiones, por lo que se tiene:

$$\frac{L_3}{P_2} = \frac{1}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

Tal y como se muestra en la figura anterior, representado por la línea DEF . En la parte más baja de la tablestaca, la presión pasiva P_p , actúa de derecha a izquierda, mientras que la presión activa P_a , hace lo contrario, por lo tanto en una profundidad $z = L + D$ se tiene:

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D)K_p$$

Mientras que a la misma profundidad

$$P_a = \gamma' D K_a$$

La presión neta a una profundidad $z = L + D$, está definida por la siguiente expresión:

$$P_p - P_a = P_4 = (\gamma L_1 - \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a)$$

$$P_p - P_a = P_4 = P_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a)$$

En donde $P_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' l_3 (K_p - K_a)$, y $D = L_3 + L_4$

La estabilidad del muro se obtiene de la suma de fuerzas horizontales por unidad de longitud de muro $\sum F_x = 0$, en donde las magnitudes de estas fuerzas se obtienen de las áreas correspondientes al diagrama de presiones de la figura anterior, y son:

$$ACDE - EFHB + FHBG = 0$$

$$P - \frac{1}{2} P_3 L_4 + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) = 0$$

Haciendo suma de momentos respecto de la base de la tablestaca $\sum M_B = 0$, se tiene que:

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 P_3\right) \left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (P_3 + P_4) \frac{L_5}{3} = 0$$

En donde L_5 , queda definido por:

$$P_5 = \frac{P_3 L_4 - 2P}{P_3 + P_4}$$

La profundidad l_4 , se calcula por medio de una expresión de cuarto grado

$$L_4^4 + \frac{P_5}{\gamma' (K_p - K_a)} L_4^3 - \frac{8P}{\gamma' (K_p - K_a)} L_4^2 - \frac{6P [2\bar{z}\gamma' (K_p - K_a) P_5]}{\gamma'^2 (K_p - K_a)^2} L_4 - \frac{P(6\bar{z}P_5 + 4P)}{\gamma'^2 (K_p - K_a)^2} = 0$$

El diagrama de momento flexionante se muestra en la figura anterior. El momento máximo ocurre entre los puntos E y F' ⁴³. El momento máximo se encuentra en el punto en donde la fuerza cortante es cero (punto F''), este se encuentra ubicado a una distancia Z' del punto E tal y como se muestra a continuación:

$$P = \frac{1}{2}(Z')^2(K_p - K_a)\gamma'$$

En donde la distancia Z' , desde el punto E , es igual a:

$$Z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}}$$

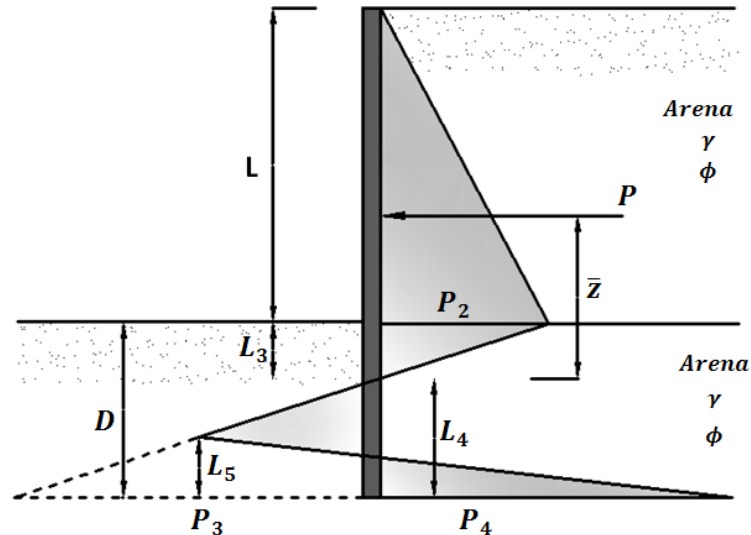
Conocido el punto en el cual el cortante es nulo (punto F''), se puede calcular entonces el momento flector máximo:

$$M_{m\acute{a}x} = P(\bar{Z} - Z') \left[\frac{1}{2}\gamma'(Z')^2(K_p - K_a) \right] \left(\frac{1}{3}Z' \right)$$

- **Tablestaca en suelo granular en ausencia de nivel freático:**

⁴³ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 462.

Figura 62 Distribución de presión en una tablestaca en suelo granular en ausencia del nivel freático.



En ausencia del nivel freático, el diagrama de distribución de presiones es como el que se muestra en la figura anterior. Las presiones se pueden calcular con ayuda de las siguientes expresiones:

- $P_2 = \gamma L K_a$
- $P_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma$
- $P_4 = P_5 + \gamma L_4 (K_p - K_a)$
- $P_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a)$
- $L_3 = \frac{P_2}{\gamma (K_p - K_a)} = \frac{L K_a}{(K_p - K_a)}$
- $P = \frac{1}{2} P_2 L + \frac{1}{2} P_2 L_3$
- $\bar{Z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{L K_a}{(K_p - K_a)} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)}$

La profundidad L_4 , se calcula por medio de una expresión de cuarto grado

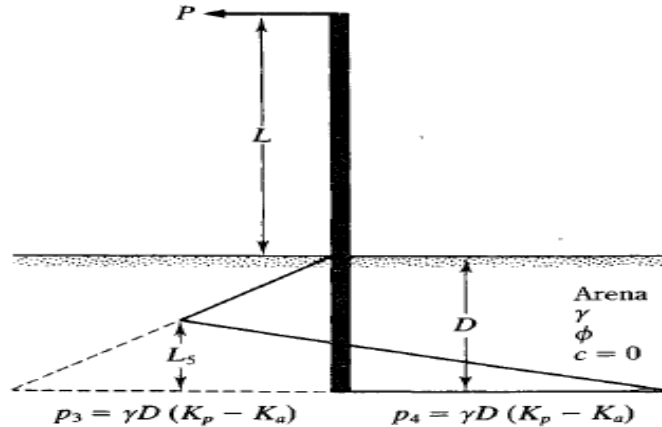
$$L_4^4 + A'_1 L_4^3 - A'_2 L_4^2 - A'_3 L_4 - A'_4 = 0$$

En donde:

- $A'_1 = \frac{P_5}{\gamma(K_p - K_a)}$
- $A'_2 = \frac{8p}{\gamma(K_p - K_a)}$
- $A'_3 = \frac{6P[2\bar{Z}\gamma(K_p - K_a) + P_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$
- $A'_4 = \frac{P(6\bar{Z}P_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$

- **Tablestaca en voladizo libre:**

Figura 63 Tablestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arena.



Se trata de una tablestaca que tiene su extremo libre, se encuentra hincada en un material granular, el peso específico de la arena es γ , el ángulo de fricción del material es ϕ , y la cohesión $C = 0$, además está sometida a una línea de carga P

por unidad de longitud de tablestacado. La profundidad D por debajo de la línea de dragado se obtiene con la ayuda de la siguiente expresión:

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} \right] D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} \right]^2 = 0$$

La profundidad L_5 , se calcula con:

$$l_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2\gamma(K_p - K_a)D}$$

El momento flector máximo es:

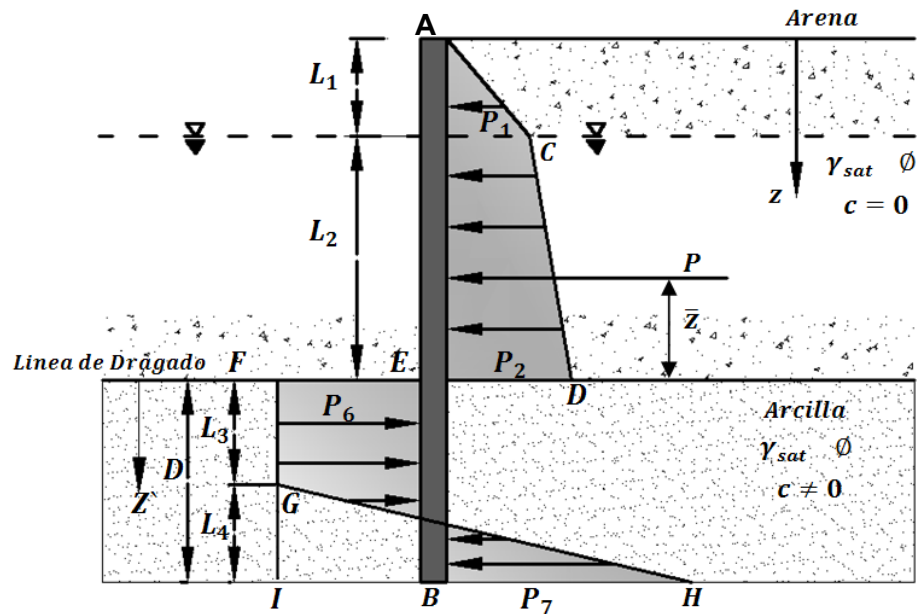
$$M_{m\acute{a}x} = P(L + Z') - \frac{\gamma(Z')^3(K_p - K_a)}{6}$$

La distancia Z' , se puede calcular con:

$$Z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}}$$

- **Tablestaca en voladizo en arcilla:**

Figura 64 Tablestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arcilla.



Se tiene una tablestaca en voladizo hincada en un manto arcilloso, para la cual la cohesión no drenada ($\phi = 0$), además los coeficientes de presión activa y presión pasiva toman los siguientes valores⁴⁴:

$$K_a = K_p = 1$$

Sobre la línea de dragado se encuentra un material granular, en el cual el peso específico del material es $\gamma = \gamma_{sat}$, ángulo de fricción ϕ , y $C = 0$. De igual forma a una profundidad $z = L_1$, por de bajo de la parte superior del muro y sobre el nivel freático el peso específico es γ , y $C = 0$, con lo que se pueden obtener las presiones sobre la línea de dragado:

$$P_1 = \gamma L_1 K_a \quad P_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

⁴⁴ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 470.

Las cuales están dadas por el área $ACDE$ del diagrama de distribución de presiones de la figura 64

Para una profundidad $Z > L_1 + L_2$, sobre el punto de rotación O , la presión activa σ_a la cual actúa de derecha a izquierda, queda determinada por:

$$\sigma_a = [\gamma l_1 + \gamma' l_2 + \gamma_{sat}(Z - L_1 - L_2)] - 2C$$

La presión pasiva P_p , en dirección (izquierda a derecha) se puede calcular con la ayuda de la siguiente expresión:

$$\sigma_p = \gamma_{sat}(Z - L_1 - L_2) + 2C$$

Mediante el equilibrio de estas dos presiones se puede determinar la presión neta:

$$P_6 = \sigma_p - \sigma_a = 4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

Por debajo del punto "O" (punto de rotación de la tablestaca), la presión pasiva se dirige de izquierda a derecha, y se puede hallar con:

$$P_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}D) + 2C$$

La presión activa P_a , se dirige en sentido opuesto y es:

$$P_a = \gamma_{sat}D - 2C$$

La presión neta P_7 , en el fondo de la tablestaca:

$$P_7 = P_p - P_a = 4C + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

De la $\Sigma F_H = 0$, para el equilibrio, tomando las áreas del diagrama de presiones $ACDE - EFIB + GHI = 0$, se obtiene

$$P_1 - [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]D + \frac{1}{2}L_4[4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4C + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$$

En donde P_1 : área del diagrama de presión ACDE

La profundidad l_4 , queda entonces definida como sigue:

$$L_4 = \frac{D[4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4C}$$

Haciendo momentos con respecto al punto B (base de la tablestaca) $\Sigma M_B = 0$, resulta:

$$P_1 - (D + \bar{Z}_1) - [4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\frac{D^2}{2} + \frac{1}{2}L_4(8C)\left(\frac{L_4}{3}\right) = 0$$

En donde:

\bar{Z}_1 : Distancia del centro de presión del diagrama de presiones $ACDE$, medida desde el nivel de la línea de dragado.

La profundidad teórica D de la penetración de la tablestaca en el manto arcilloso se obtiene al combinar las ecuaciones anteriores:

$$D^4[4C - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12C\bar{Z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2C} = 0$$

El momento flexionante máximo se encuentra en el lugar en donde la fuerza cortante es nula, esta se ubica en el siguiente intervalo de profundidades

$L_1 + L_2 < Z < L_1 + L_2 + L_3$, en donde $\bar{Z} = 0$ en la línea de dragado, para una fuerza cortante nula:

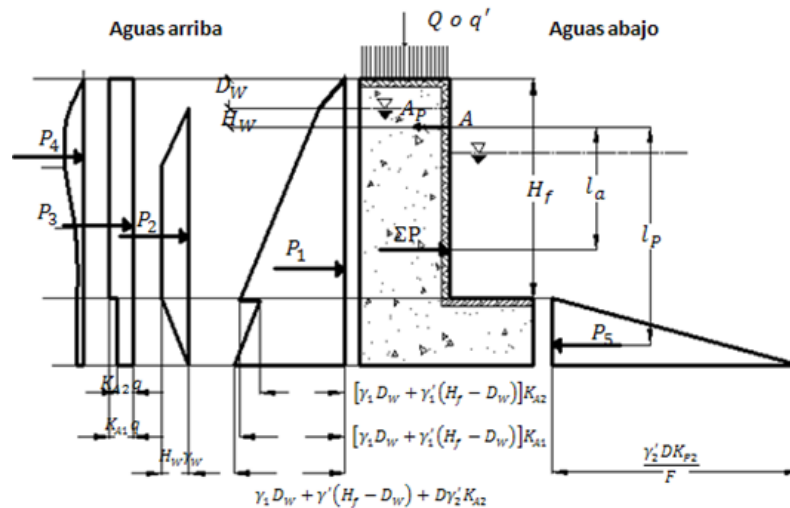
$$P_1 - P_6 Z' = 0 \Rightarrow Z' = P_1 / P_6$$

El momento máximo es entonces:

$$M_{m\acute{a}x} = P_1(Z'\bar{Z}_1) - \frac{P_6(Z')^2}{2}$$

- **Tablestaca anclada hincada en arena.** Cuando la tablestaca está hincada completamente en arena, y el material de relleno sobre la línea de dragado también es arena, el diagrama de distribución de presión activa es el que se muestra en la siguiente figura. La magnitud de esta presión está representada por:

Figura 65 Tablestaca anclada hincada en un estrato de arena.



- P1 = Resultante del empuje activo
- P2 = Resultante del empuje producido por la presión de agua desequilibrada
- P3 = Presión activa adicional generado por una sobrecarga q/Unidad de área
- P4= Presión activa adicional generada por una sobrecarga q/Longitud
- P5= Resultante del empuje pasivo.
- Hf= Altura Desde la corana de tablestaca hasta la profundidad de Dragado

$$\sigma_a = K_a \sigma_v$$

En donde σ_v representa la intensidad de la presión vertical de tierras, en esta se incluye el peso específico γ_1 de la arena que se encuentra sobre el nivel de agua freática y el peso de la arena sumergida γ'_1 . La magnitud de P_1 es entonces:

$$P_1 = [\gamma D_W + \gamma'(H_F - D_W)]K_a$$

La diferencia de niveles freáticos adelante y atrás de la tablestaca, produce una presión de agua desequilibrada:

$$P_2 = \gamma_W H_W$$

Si el suelo debajo de la línea de dragado es permeable, la presión desequilibrada disminuye de $\gamma_W H_W$ en la línea de dragado a cero en la parte inferior de la tablestaca⁴⁵.

P_3 representa la presión activa adicional generada por una sobrecarga q distribuida uniformemente por unidad de área, tiene intensidad constante con la profundidad, y se puede calcular con:

$$P_3 = K_a q$$

También se genera otra presión por cargas lineales verticales q'/L paralelas al borde superior de la tablestaca, o cargas concentradas Q que actúen en la parte superior del terreno. La magnitud de esta presión se puede calcular con la ayuda de la siguiente expresión:

⁴⁵ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 499.

$$P_4 = \left(\frac{2q}{\pi H_f} \right) \left(\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \right)$$

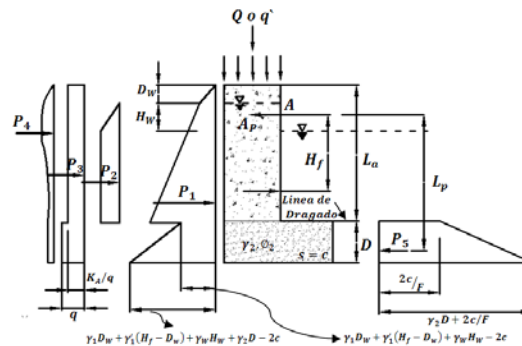
La presión P_5 , corresponde a la presión pasiva que se genera en frente de la tablestaca. Pero como se requiere un desplazamiento mayor al que se produce para que se genere el estado de esfuerzos pasivos⁴⁶, la presión P_5 , se restringe solo a una fracción $1/F$ de la presión pasiva σ_p , en donde F es un factor de seguridad contra la falla por resistencia pasiva.

$$\sigma_p = \frac{\gamma'_2 D K_P}{F}$$

En donde γ'_2 , es el peso específico sumergido de la arena.

- **Tablestaca anclada hincada en arcilla**

Figura 66 Tablestaca anclada hincada en un estrato de arcilla.



- P1 = Resultante del empuje activo
- P2 = Resultante del empuje producido por la presión de agua desequilibrada
- P3 = Presión activa adicional generado por una sobrecarga q/Unidad de área
- P4= Presión activa adicional generada por una sobrecarga q/Longitud
- P5= Resultante del empuje pasivo.
- Hf= Altura Desde la corana de tablestaca hasta la profundidad de Dragado

⁴⁶ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 499.

La magnitud de la presión aguas arriba de la tablestaca, debajo de la arena, sobre la arcilla, se determina con base de que el suelo permanece en condiciones de resistencia no drenada ($\phi = 0$). Por lo que la resistencia al cortante de este material, se puede calcular con la ayuda de la siguiente expresión:

$$S = \frac{1}{2}(\sigma_V - \sigma_h) = C$$

En donde σ_V y σ_h , son los esfuerzos principales.

Con la ayuda de la expresión anterior, se puede calcular la magnitud de esta presión horizontal, como sigue:

$$\sigma_h = \sigma_V - 2C$$

$$\sigma_h = \gamma D_W + \gamma'(H_F - D_W) + \gamma_W H_W - 2C$$

En donde la magnitud $P_2 = \gamma_W H_W$, corresponde a la presión de agua desequilibrada, producida por la diferencia del nivel freático entre la parte de adelante y de atrás de la tablestaca.

La magnitud de la presión en el fondo de la tablestaca, del lado de aguas arriba de la tablestaca es:

$$\sigma_h = \gamma D_W + \gamma'(H_F - D_W) + \gamma_W H_W + \gamma_2 D - 2C$$

En donde γ_2 , corresponde al peso específico de la arcilla, que se encuentra debajo de la línea de dragado.

Teniendo en cuenta que nuevamente no se cumplen las condiciones de deformación necesarias para que se del estado pasivo, se debe tomar solo una

fracción de $1/F$ de la magnitud de la presión del lado de aguas debajo de la tablestaca, y se puede calcular con la ayuda de la siguiente expresión:

$$P_5 = \frac{\gamma_2 D + 2C}{F}$$

La presión desequilibrada de agua P_2 no se distribuye por debajo de la línea de dragado, debido a que la magnitud de esta presión se tuvo en cuenta en el cálculo de la presión que actúa verticalmente sobre la superficie de la arcilla⁴⁷

4.1.3 Estructuras de Anclaje. Son estructuras de contención que trabajan básicamente a tracción, están compuestas por barras metálicas o cables, los cuales son depositados en perforaciones hechas con taladro, y fijados al suelo por medio de dispositivos de expansión o inyecciones de anclaje, en su parte exterior se sujetan a la estructura que se pretende estabilizar, apoyándose en esta por medio de un dado o cabezote. Los anclajes pueden ser activos o pasivos.

- **Anclajes pasivos:** Son aquellos que entran en tensión, al aparecer un movimiento al cual se opone su anclaje en el suelo⁴⁸. Deben ser lo bastante rígidos para minimizar los desplazamientos, limitando de esta manera los esfuerzos que se puedan generar en la estructura, de esta manera no se exceden los esfuerzos de diseño.

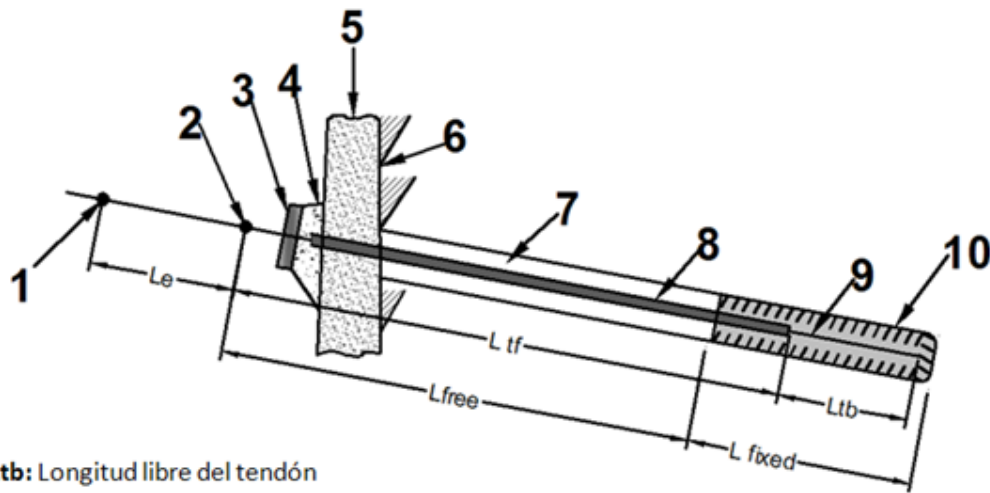
- **Anclajes activos:** Este tipo de anclajes, después de ser instalados, es pre-tensionado hasta llegar a la carga de trabajo, excediéndola en un cierto porcentaje para garantizar la estabilidad del mismo. Este tipo de anclajes logran estabilizar el terreno, generando una fuerza de compresión entre la estructura de contención y la zona anclada.

⁴⁷ Ralph B. Peck, Walter E Hanson, Thomas H Thornbron "Ingeniería de Cimentaciones", 2^o Edición, Limusa Editores, pág. 501.

⁴⁸ Julio Eduardo Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", 1^o Edición 1997, Escuela Colombiana de Ingeniería, pág. 103.

Un anclaje está compuesto por las siguientes partes; zona de anclaje, zona libre, cabeza y placa de apoyo (como se muestra en la figura 68).

Figura 67. Muestra las parte de un anclaje.



L_{tb}: Longitud libre del tendón

L_{tf}: Longitud fija del tendón

L_e: Longitud de la armadura comprendida entre el punto de fijación sobre la cabeza del anclaje y el punto de fijación sobre el gato

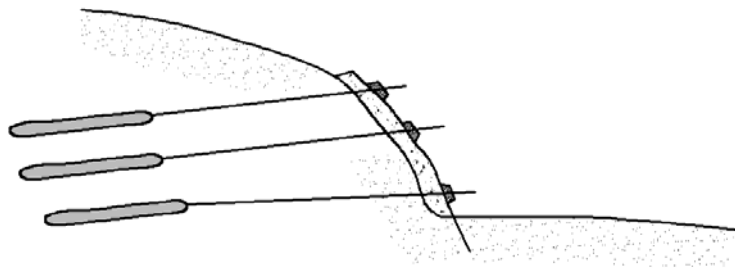
L_{fixed}: Longitud de bulbo del anclaje

L_{free}: Longitud libre del anclaje

1. Punto de Fijación del tendón en el gato cuando el tirante se pone en carga
2. Punto de Fijación del tendón sobre la cabeza del anclaje sobre la puesta en servicio del tirante
3. Placa de Apoyo
4. Bloque de transferencia de las Fuerzas de tracción
5. Parte de la Estructura
6. Suelo/Roca
7. Perforación
8. Vaina de zona libre
9. Tendón
10. Lechada

- **Muros anclados.** Este tipo de estructuras de contención es muy útil para excavaciones en espacios reducidos, como las que se hacen para la construcción de sótanos de varios niveles o cortes de gran altura. También son utilizados cuando se pretende realizar excavaciones en la vecindad de estructura o edificios. Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza en el proceso de excavación⁴⁹. Requiere de mantenimiento constante, para evitar la corrosión, además se deben tensionar con cierta frecuencia para garantizar un adecuado funcionamiento.

Figura 68 Muro anclado.

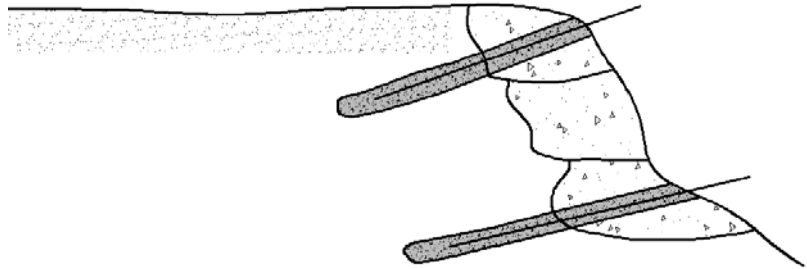


Fuente. Suarez Jaime. Estabilidad de Taludes

- **Anclajes individuales:** Son utilizados con mayor frecuencia para lograr la estabilización de rocas individuales.

⁴⁹ Jaime Suárez Díaz, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales", 1° Edición, Publicaciones UIS, pág. 478.

Figura 69: Anclajes individuales.



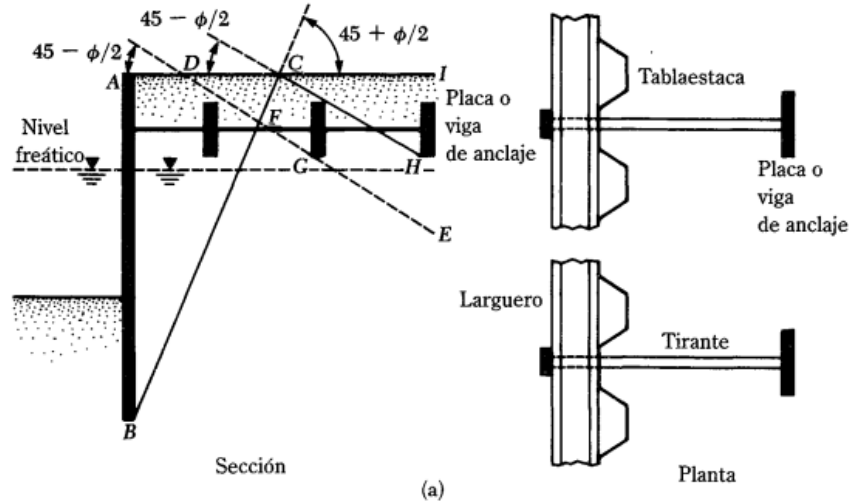
Fuente. Suarez Jaime Estabilidad de Taludes

El sistema de contención con anclajes es una buena alternativa en la construcción de sistemas de contención en las excavaciones, debido a su economía, y beneficios técnicos, en esta sección se estudiara los tipos de anclajes utilizados y los procedimientos para evaluar sus capacidades de carga. Existen varios tipos de anclajes entre los más usados en tablestacas se encuentran:

- Las placas y vigas de anclaje
 - Los tirantes
 - Los pilotes verticales de anclaje
 - Vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados (compresión y tensión)⁵⁰
-
- **Placas y vigas de anclaje.** Se encuentra conectados a la tablestaca o ataguía por medio de tirantes, estos son de acero, existe una viga (figura 70) que es colocada en la parte posterior de la tablestaca y va enlazada a la tablestaca por los tirantes, los cuales deben ser protegido contra la corrosión generalmente se usa pintura o algún material asfáltico.

⁵⁰ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 504.

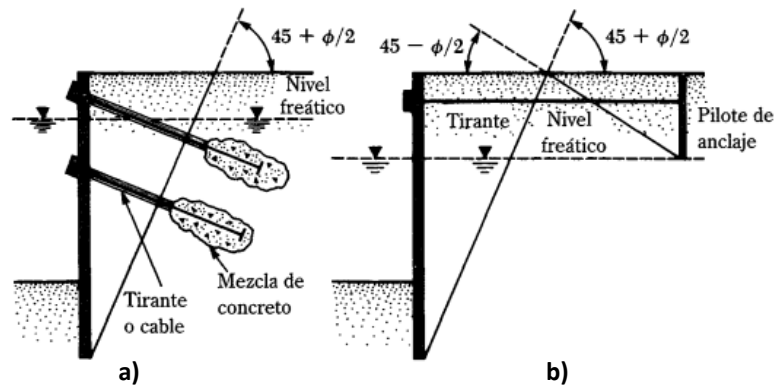
Figura 70 Sistema de anclaje con placa o viga.



Fuente. Braja Das 4 Edición 2001

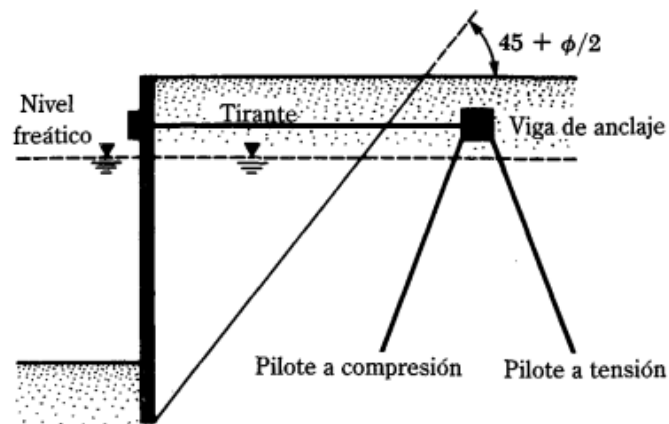
Los huecos pretaladrados para la colocación del tirante (figura 71.a) o cable deberán ser llenado con la lechada, que se explicara mas adelante en el capitulo (Procesos constructivos), en la figura 71.b se puede apreciar un pilote vertical de anclaje, en la figura 72 se aprecia una viga de anclaje con pilotes inclinados.

Figura 71 a. Tirante b. Pilote vertical de anclaje



Fuente. Baraja Das 4 Edición 2001

Figura 72 Viga de anclaje con pilotes inclinados.



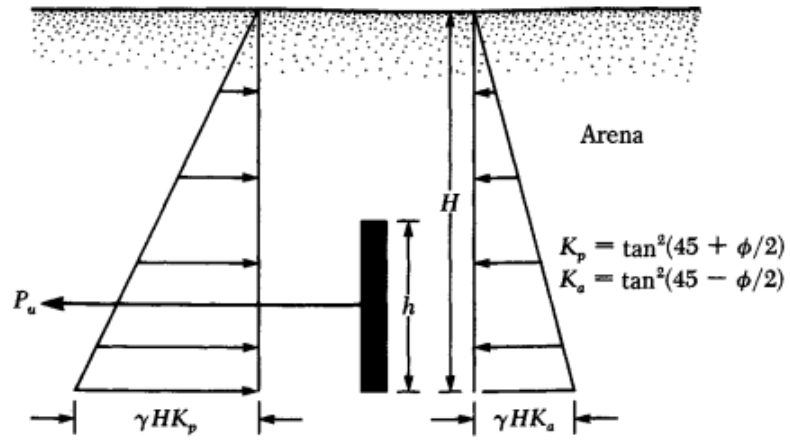
Fuente. Braja Das 4 Edición 2001

- **Colocación adecuada de los anclajes de placas y vigas.** En la figura 70 se puede ver una posición adecuada del anclaje el cual no debe estar en la zona de la falla, es decir en la zona activa de Rankine, ya que acá no se proporcionaría una resistencia adecuada a la falla (Zona ABC)⁵¹, una alternativa adecuada es la zona CFEH, cabe resaltar que la zona comprendida por la línea DFG es la zona de presión pasiva de Rankine donde la resistencia pasiva del ancla no se genera si llegase a fallar la tablestaca, sin embargo si se coloca el ancla en la zona ICH la zona pasiva de Rankine se aleja de la zona activa ABC, lo que genera se produzca la resistencia total pasiva del ancla ante una posible falla.
- **Método de Teng (1962).** El método de Teng se usa para calcular la resistencia en suelos granulares localizado en o cerca de la superficie del terreno es decir $H/h \leq 1.5$ a 2, Figura 73 y esta dado por:⁵²

⁵¹ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 506.

⁵² Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4^o Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 507.

Figura 73 Resistencia última de placas y vigas en arena



Fuente. Braja Das 4 Edición 2001

$$P_u = B (P_p - P_a)$$

Esta ecuación es válida para la condición donde exista una deformación plana, es decir para los casos donde $B/h > 5$.

Donde:

P_u : Resistencia última de la ancla

B : Longitud del ancla en ángulo recto a la sección transversal

P_p y P_a : Fuerza activa y pasiva de Rankine por unidad de ancla.

Donde

$$P_p = 1/2 \gamma H^2 \tan (45 + \phi/2)$$

$$P_a = 1/2 \gamma H^2 \tan (45 - \phi/2)$$

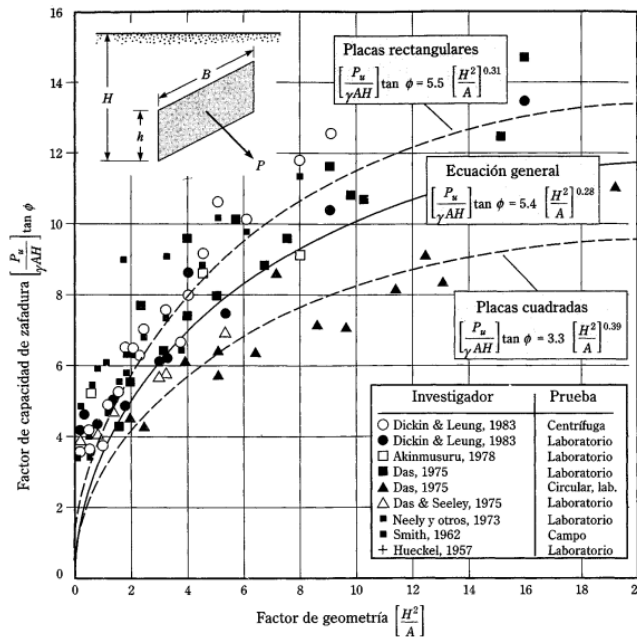
Para aquellos casos que exista una deformación tridimensional es decir $B/h < \text{aprox } 5$, Teng dio la siguiente ecuación de resistencia última del ancla:

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \tan \phi \quad \text{para } \frac{H}{h} \leq 1.5 \text{ a } 2$$

Siendo K_0 el coeficiente de presión de la tierra en reposo ≈ 0.4

- **Resistencia ultima basada en pruebas de Laboratorio.** Realizando 104 pruebas de laboratorio, 15 pruebas centrifugas de modelos y 9 pruebas de campo 9, Ghaly obtuvo una grafica que muy útil para el caso de anclas simples, a poca profundidad en arena:

Figura 74 Variación de $(P_u/\gamma AH)\tan\phi$ también $(P_u/\gamma AH)\tan\phi$ con H^2/A para anclas simples a poca profundidad en arena (Ghaly, 1997) Braja Das 4 Edición 2001



Donde

A= área del ancla B.h

H= Profundidad de anclaje

ϕ = Angulo de Ficción del suelo

Con base en esta figura podemos calcular la resistencia última del anclaje P_u , y mediante con la carga aplicada al anclaje P podemos calcular el desplazamiento horizontal del ancla ante una carga, que esta dado por:

$$\frac{P}{P_u} = 2.2 \left(\frac{\mu}{H} \right)^{0.3}$$

- **Factor de seguridad para anclajes y vigas.** La resistencia admisible para un anclaje esta definida como⁵³:

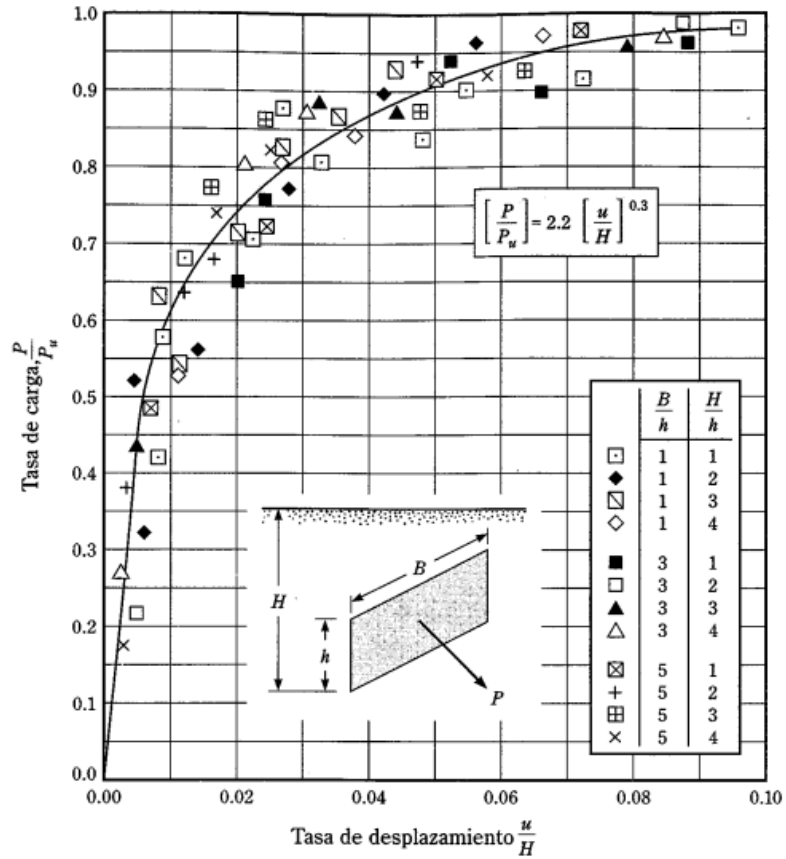
$$P_{adm} = \frac{P_u}{F.S}$$

Donde F.S es el factor de seguridad

La relación P/P_u se encuentra mediante la Figura 75

⁵³ Baraja M Das, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", 4⁰ Edición 2001, International Thompson Editores, pág. 513.

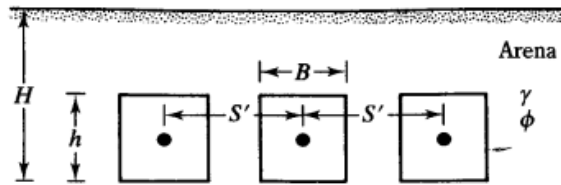
Figura 75 Relación de tasa de carga versus tasa de desplazamientos [según datos reportados por Das y Seely (1975)]



Fuente: Braja Das 4 Edición 2001

- *Espaciamiento de los anclajes.* El espaciamiento de los anclajes S' Figura 76 medido centro a centro esta dado por:

Figura 76 Espaciamiento de anclajes



Braja Das 4 Edición 2001

$$S' = \frac{P_{adm}}{T}$$

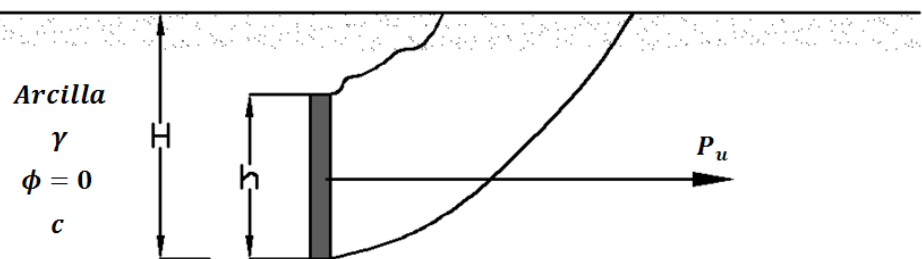
Donde:

T= fuerza por unidad de longitud de la tablestaca

- Resistencia ultima de anclajes de placa y viga para arcillas $\phi = 0$.

El procedimiento para el cálculo de la resistencia última de anclajes empotrado en arcilla es el siguiente: (Das 1985)

Figura 77 Superficie de falla en suelo alrededor de una placa vertical H/h relativamente Pequeña



En la figura 77 se puede apreciar a superficie de falla presentada cuando un anclaje es de una relación H/h relativamente pequeña, esta falla se extiende hasta la superficie el terreno, sin embargo para aquellos casos cuando la relación H/h es

mayor la falla producida será un efecto de cortante en el suelo (figura 78) bajo la acción de la carga ultima que esta representada por:

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{crit.S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3} c \leq 7 \text{ Para anclas cuadradas } B/h = 1, \text{ y}$$

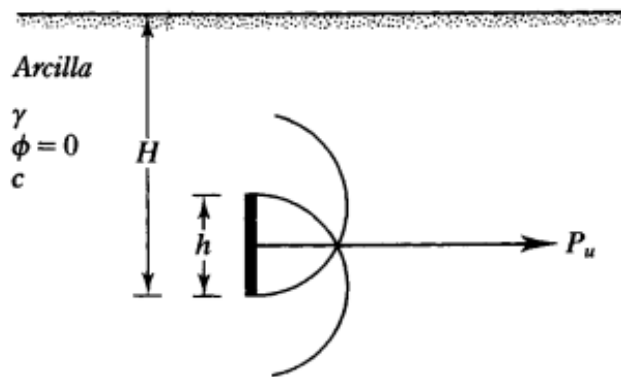
$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cri.R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cri.S} \left[0.9 + 0.1 \left(\frac{B}{h}\right)\right] \leq 1.3 \left(\frac{H}{h}\right)_{cri.S}$$

Para anclas rectangulares $B/h \geq 1$

Donde

c = es la cohesión no drenada en lb/pies²

Figura 78 Falla de cortante cuando la relación H/h es mayor



El cálculo de la resistencia última es un número adimensional que está expresado por la relación:

$$F_c = \frac{P_u}{B \cdot h \cdot c}$$

Donde:

F_c : Es el factor de descohesión

P_u : Es la resistencia última del anclaje

Luego para placas cuadradas donde $B=h$, $F_{c_{max}} = 9$ entonces $\frac{H}{h} \geq \left(\frac{H}{h}\right)_{cri.S}$

Para anclas cuadradas: $P_u = 9 \cdot h^2 \cdot c$

Para anclas rectangulares con $\frac{H}{h} \geq \left(\frac{H}{h}\right)_{cri.R}$ se tiene:

$$P_u = 9 \cdot B \cdot c \cdot h \left[0.825 + 0.175 \left(\frac{h}{B}\right) \right]$$

Para placas cuadradas con la relación $\frac{H}{h} \leq \left(\frac{H}{h}\right)_{cri}$ la resistencia última estará dada por la relación:

$$\frac{\frac{H/h}{\left(\frac{H}{h}\right)_{cr}}}{\frac{P_u/c \cdot B \cdot h}{7.425 + 1.575 \left(\frac{h}{B}\right)}} = 0.41 + 0.59 \left[\frac{H/h}{\left(\frac{H}{h}\right)_{cr}} \right]$$

4.1.4 Muros pantalla. Este tipo de muros se construyen cuando se hace necesario completar los muros exteriores de la estructura antes de excavar el material contenido por estos.

Los muros se construyen en una zanja llena con lodo bentónico, el cual estabiliza las paredes de la excavación sin utilizar entibaciones.

El concreto *tremie* tiene unas características especiales, en la cual el tamaño máximo del agregado grueso es de 1 pulgada, y *slump* de 6 a 8 pulgadas⁵⁴. Para lo cual se hace necesario el empleo de aditivos que permitan la manejabilidad durante un periodo de mínimo dos horas.

El proceso de vertido del concreto, se realiza mediante una tubería, la cual se debe introducir dos a cinco metro dentro de la masa de hormigón con el fin de evitar que se produzca el corte de la pantalla por interposición de las capas de lodo⁵⁵. El lodo bentónico es expulsado fuera de la excavación por el hormigón, el lodo se recoge para su posterior reutilización.

El lodo bentónico, es una suspensión de agua en una arcilla especial llamada bentonita, la cual forma una película impermeable (*cake*) sobre las paredes de la excavación. El (*cake*) impide el flujo de aguas subterráneas al interior de la excavación. Una segunda cualidad es la tixotropía⁵⁶, en la cual la mezcla en estado de reposo adquiere cierta rigidez, y en movimiento se comporta como un fluido. La estabilidad en las paredes de la zanja es proporcionada por el lodo bentónico, el cual ejerce una presión hacia las paredes de la excavación, aumentando con la profundidad.

Para la obtención del lodo bentónico, la arcilla bentonita es sometida a un proceso de pulverización, posteriormente es mezclado con agua con lo que se obtiene una emulsión. Esta emulsión es muy estable, lo que le permite no sedimentarse durante periodos largos. Los lodos estables se obtienen preparando soluciones de bentonita del 5% al 6%. La cual es preparada en equipos que producen altas

⁵⁴ Julio Eduardo Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", 1° Edición 1997, Escuela Colombiana de Ingeniería, pág. 117.

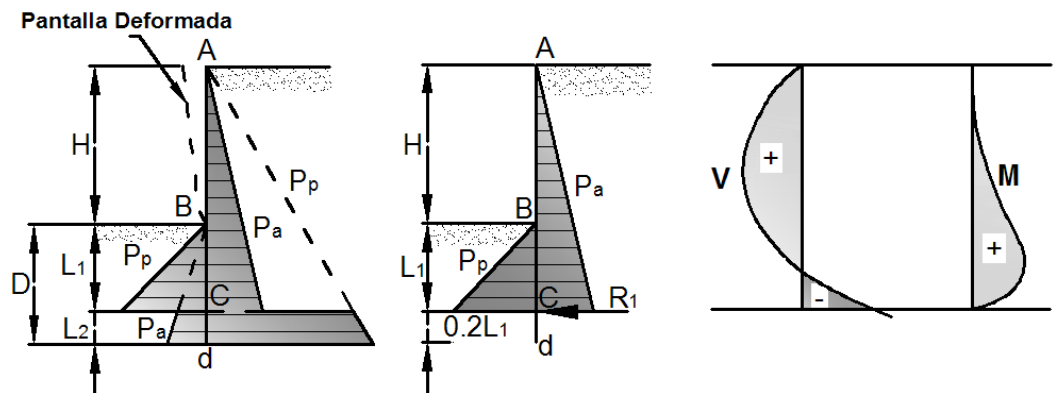
⁵⁵ J. Calavera, "Muros de Contención y Muros de Sótano", 2° Edición 1987, INTEMAC, Instituto Técnico de Materiales de Construcción, pág. 192.

⁵⁶ Julio Eduardo Moya Barrios, "Excavaciones en Condiciones Complejas", 1° Edición 1997, Escuela Colombiana de Ingeniería, pág. 114.

turbulencias, después pasa a tanques de maduración, en donde se acentúan las propiedades de viscosidad y densidad.

- **Método de Blum para Muros Pantalla en Voladizo.** Para la aplicación de este método, se considera al muro pantalla empotrado en su base y equilibrado por la acción de los empujes activos y pasivos sobre la pantalla.

Figura 79. Muestra la distribución de presiones activas y pasivas en una pantalla en voladizo, además de mostrar los diagramas de cortante y momento y la reacción R_1 .



Al desplazarse la pantalla se genera un empuje activo desde el punto A hasta C (punto de rotación de la pantalla), y un contra empuje o presión pasiva desde el punto C hasta el punto d. Todo esto del lado del relleno de la pantalla, como se muestra en la figura 79.

Por otra parte del lado de la excavación, se produce empuje pasivo desde el punto B hasta el punto C, y empuje activo desde C hasta D, como se muestra en la figura anterior.

El cálculo del empuje, activo se puede hacer por medio de la ecuación de Coulomb:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

En donde K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb

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

Para el cálculo del empuje pasivo de Coulomb, se hace con la siguiente expresión:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

En donde el coeficiente de presión pasiva de Coulomb se calcula con ayuda de la siguiente expresión:

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

Como ayuda para el cálculo del empuje pasivo, Blum sugiere la utilización de la siguiente tabla:

Tabla 5. Valores para los coeficientes α , Φ , δ , para el cálculo de la presión pasiva propuestos por Blum.

φ		20°					30°					40°				
α	δ	-20"	-10"	0°	+10"	+20"	-20"	-10"	0°	+10"	+20"	-20"	-10"	0°	+10"	+20"
	+20°		8,85	5,28	3,31	2,07	0,88	21,93	10,24	5,74	3,43	2,00	95,46	24,97	11,06	5,88
+10°		5,24	3,64	2,59	1,80	0,88	10,24	6,22	4,08	2,73	1,76	24,97	11,90	6,84	4,25	2,68
0°		3,31	2,56	2,04	1,55	0,88	5,74	4,08	3,00	2,20	1,55	11,06	6,84	4,60	3,19	2,20
-10°		2,07	1,80	1,55	1,30	0,88	3,43	2,73	2,20	1,76	1,35	5,88	4,25	3,19	2,42	1,81
-20°		0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	2,00	1,76	1,55	1,35	1,13	3,31	2,68	2,20	1,81	1,45

Fuente: (Extraído de Muros de Contención y Muros de Sótano).

El valor de $\delta = 2\varphi/3$, además para introducir la seguridad en los cálculos se divide el valor del empuje pasivo por 1.5 ó 2.0^{57} .

Los empujes tanto activos como pasivos se pueden también calcular con ayuda de las ecuaciones propuestas por Rankine, las cuales se muestran a continuación;

Cálculo de la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

El coeficiente de presión activa de Rankine: $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$

El cálculo del empuje pasivo de Rankine por unidad de longitud de pantalla se puede hacer con la ayuda de la siguiente expresión:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$$

⁵⁷ J. Calavera, "Muros de Contención y Muros de Sótano", 2º Edición 1987, INTEMAC, Instituto Técnico de Materiales de Construcción, pág. 199.

En donde el coeficiente de presión pasiva de Rankine es:

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi}}$$

Una vez calculadas las magnitudes de los empujes activos y pasivos que actúan sobre la pantalla, el método de Blum consiste en encontrar la posición del punto de rotación de la tablestaca C, para lo cual se hace la suma de momentos igual a cero en el punto A (figura 79). Para determinar la ubicación de C, es necesario encontrar las distancias L_1 y L_2 , las cuales se obtienen de igualar la suma de fuerzas horizontales, y la suma de momentos iguales a cero alrededor de A.

Blum parte de tres hipótesis; la primera de ellas es que el momento de todas las fuerzas respecto al punto de rotación C, punto de giro de la pantalla es nulo⁵⁸. Además el contra empuje (empuje pasivo en la zona CD de la figura 79, lo supone como una fuerza concentrada R_1 actuando sobre el punto C. Adicional a estas dos consideraciones anteriores Blum sugiere que para que se desarrolle el contra empuje basta con tomar $L_2 = 0.2L_1$.

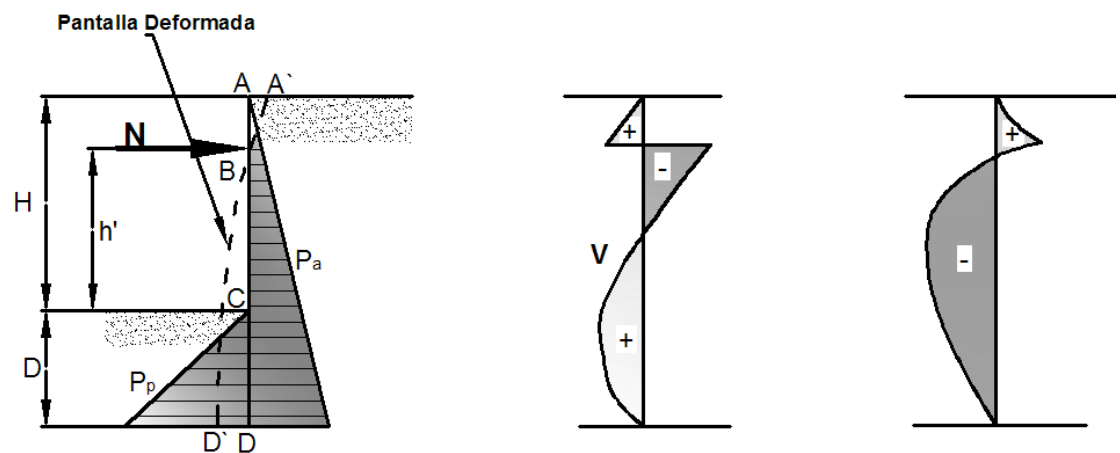
Por lo que ahora solo se tienen dos incógnitas L_1 y R_1 las cuales se obtienen de las ecuaciones de equilibrio. Una vez determinadas estas incógnitas se pueden obtener los diagramas de momento y de fuerza cortante, los cuales están indicados en la figura 79.

- **Muros pantallas con un Anclaje.** En algunas ocasiones se debe emplear un anclaje, para dar estabilidad a la pantalla, además de la ya proporcionada por el empotramiento en la base, y de la rigidez de la pantalla, figura 80. Las pantallas

⁵⁸ J. Calavera, "Muros de Contención y Muros de Sótano", 2º Edición 1987, INTEMAC, Instituto Técnico de Materiales de Construcción, pág. 199.

así ancladas se pueden clasificar en dos grupos; Pantallas de extremo libre, y pantallas de extremo empotrado. Esta condición dependerá de la profundidad del empotramiento y de la rigidez de la pantalla.

Figura 80: a) Pantalla anclada en su parte superior, b) Diagrama de fuerza cortante, c) Diagrama de momento.

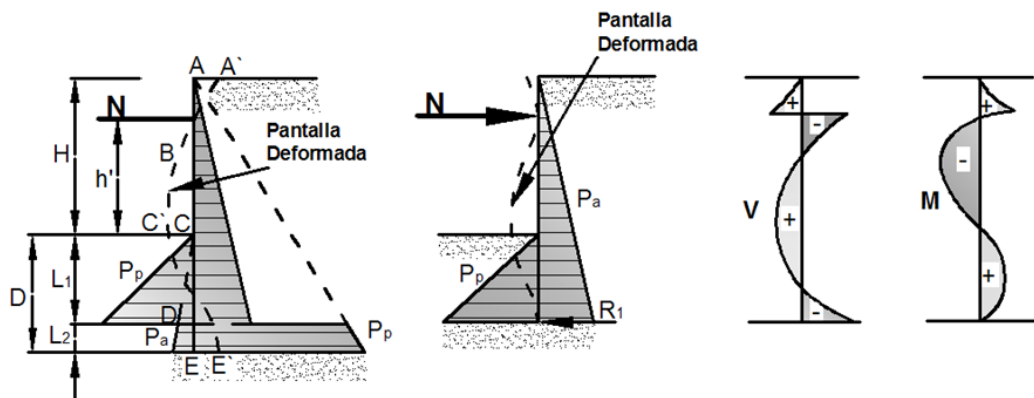


- Pantalla Anclada con extremo libre.** Para que se cumpla esta condición, la pantalla debe tener una rigidez mayor a la del terreno y la profundidad de empotramiento D debe ser corta. La deformada de la estructura así apoyada se muestra en la figura 81, en la cual se muestra la rotación de la pantalla alrededor del punto de anclaje en B , además la línea de la pantalla deformada se denota por $A'BD'$, como se muestra en la figura anterior. El problema consiste entonces en determinar la profundidad de empotramiento D , y la magnitud de la fuerza del anclaje N . La profundidad de empotramiento se obtiene de la suma nula de momentos alrededor del punto B (punto de rotación de la pantalla), y la magnitud de la N se obtiene del equilibrio de fuerzas horizontales, es decir de la suma de los

empujes activos y pasivos sobre la pantalla. La magnitud de los empujes es determinada con el empleo de las ecuaciones de Coulomb o de Rankine

- **Pantalla Anclada con extremo empotrado.** Cuando la pantalla tiene poca rigidez, y el empotramiento es lo suficientemente profundo, la deformada de la estructura $A'BC'DE'$, es como la que se muestra en la figura 81. El equilibrio de la pantalla, es generado por la interacción de empujes activos y pasivos, además de la fuerza de anclaje N .

Figura 81 Pantalla anclada con extremo empotrado

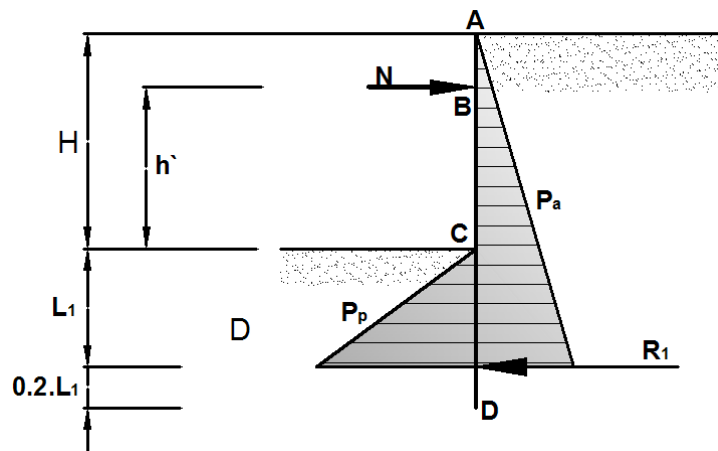


El problema consiste en determinar la fuerza del anclaje N , y las profundidades de empotramiento L_1 y L_2 , por lo que ahora la solución de este es hiperestática. Como en el caso anterior se debe emplear las dos ecuaciones de equilibrio y una tercera que sería obtenida de la condición de deformación de la pantalla, en la cual se supondrá que en el punto D que se encuentra a una profundidad L_1 , tiene una tangente vertical. Además se supone que el contra empuje R_1 (presión pasiva sobre la zona DE (figura 81) se encuentra concentrado en el punto D , y

nuevamente la profundidad para que se desarrolle el contra empuje será $L_2 = 0.2L_1$.

Con lo que ahora se tienen las incógnitas N , L_1 y R_1 , las cuales se obtienen de las ecuaciones de equilibrio y la ecuación de deformación. Estas incógnitas se muestran en la siguiente figura.

Figura 82 Acción de los empujes E_a y E_p , del contra empuje R_1 y la fuerza de anclaje N



CAPITULO 5. PROCESO CONSTRUCTIVOS DE EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

Generalidades

En el presente capitulo se presentaran algunos ejemplos de ejecución del proceso constructivo en una excavación.

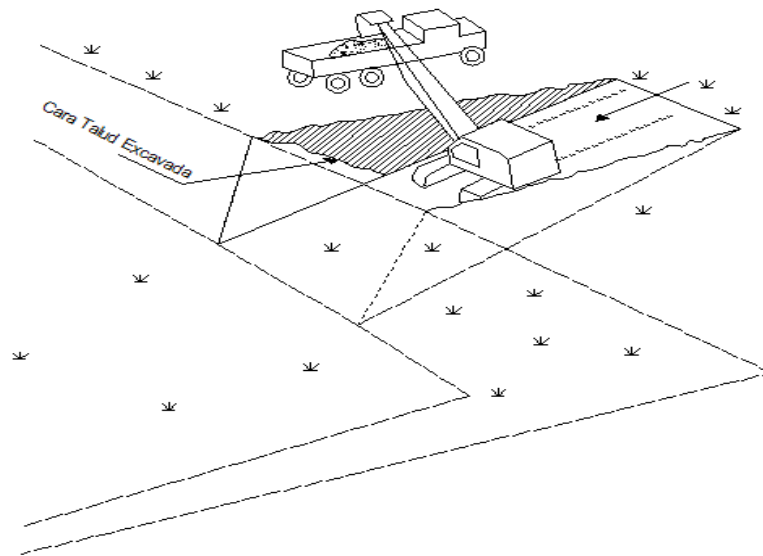
5.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA EXCAVACIÓN EN LOTE CERRADO

El proceso de excavación dará inicio con la ayuda de una excavadora la cual usara su capacidad de corte debajo del nivel de su operación par construir una rampa hasta el sitio de trabajo, dicha rampa deberá tener una dimensiones mínimas que permitan la maniobrabilidad de la excavadora y una dimensión máxima la cual no debe superar el doble del ancho de la excavadora, así mismo se deberá tener una pendiente máxima de un diez por ciento⁵⁹ Figura 84, en los casos donde esta pendiente no permita el acceso al sitio de trabajo se deberá realizar la excavación con cortes sucesivos.

Debido al retiro del suelo que se encuentra por encima de la rampa, esta presentara una falla por bufamiento lo que ocasionara que mas tarde se forme un arco en esta, una alternativa para solucionar este inconveniente es el uso de rampas de madera.

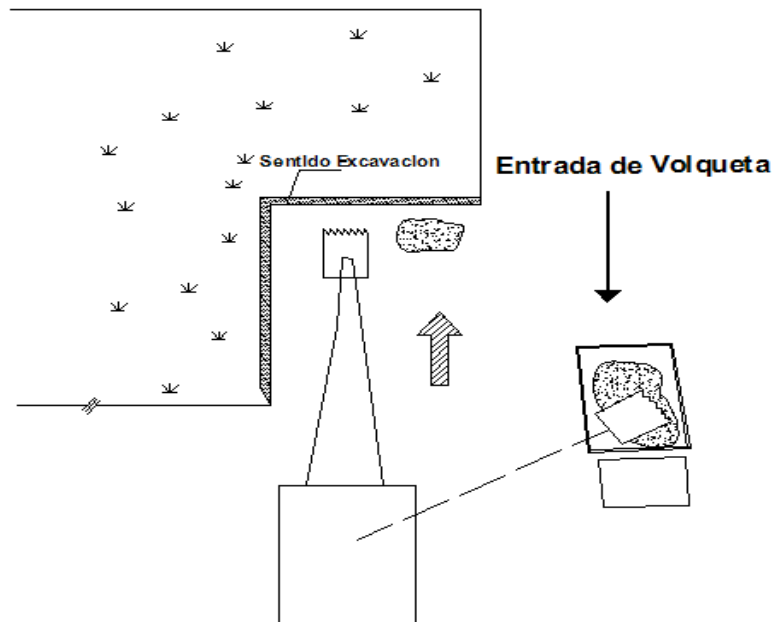
⁵⁹ Brighton Carson "General Excavation Methods" 1º Edición 1961 Pág. 36

Figura 83 Construcción de Rampa de Excavación



Uno de de las forma en la cual se puede llevar a cado el proceso de excavado es paralela a la excavación (Figura 84). El corte del suelo en forma paralela es útil en aquellas condiciones donde se deben realizar cortes continuos, y la volqueta de carga se encuentra a una distancia aseguible lo que permite realizar un corte de manera rápida. El acceso de la volqueta puede ser en dos direcciones distintas dependiendo de la forma en que se este realizando el corte.

Figura 84. Avance Paralelo de una Excavación



En la condición que la excavación sea de una magnitud considerable es aconsejable realizar una excavación en forma frontal, ya que este método permite un mejor avance en cuanto al área cortada que el método. Este tipo de excavación tiene ventajas sobre la excavación en forma paralela como lo son:

- Permite el uso de mas de una maquina al mismo tiempo, lo que garantiza que la excavación se realice en forma mas rápida, mientras una maquina esta cortando otra esta llevando el suelo cortado.
- En el caso de la excavación paralela la maquina debe estar mas pegada a la orilla de banco es decir al talud lo que podría representar mas peligro en el momento de un posible deslizamiento.

5.1.1 Análisis de la Excavación en Lote Cerrado. Un buen ejemplo para analizar una excavación en un lote cerrado es una excavación propuesta para una edificación de varios niveles que se encuentra lindada por otras construcciones.

Se puede observar que esta excavación se encuentra limitada por la calzada de una carretera principal y una edificación (Figura 86.a, Figura 86.b), lo que hace que el material cortado tenga una disposición lejos del lugar de la obra. La profundidad a excavar es 6 metros.

Se puede decir que el material hasta la excavación requerida es el mismo, contando en sus primeros 3 metros de una arena fina marrón, y la distancia restante de un limo arenoso por lo cual se puede clasificar el suelo de la excavación en el grupo ML.

El total de la excavación se encuentra por encima del nivel freático, por lo cual el material es considerado como seco a húmedo. A pesar de eso se considera que la tierra se encuentra húmeda debido a la retención de agua que pudo infiltrarse de la superficie, una vez excavada esta se secura rápidamente, por lo cual para mantener condiciones de estabilidad esta debe mantenerse húmeda.

Las dimensiones de la excavación son las de la fundación hasta las pareces exteriores, sin embargo debe dejarse un espacio adicional que permita la maniobrabilidad y construcción del cimiento este espacio no debe ser menor a un metro en cada lado de la excavación por lo cual esta dimensión debe ser considerada en el volumen de suelo a excavar, así mismo la inclinación de los taludes no será vertical y se podrá asumir un talud 1:1 que es el mas adecuado para mantener la estabilidad en el tiempo que tardara la construcción del cimiento. Esta excavación adicional es menos costosa que usar apuntalamientos en los bancos.

Debido a que la construcción de la rampa cae dentro de la excavación esta debe ser retirada, así mismo se mantendrá una parte de esta con una pendiente máxima de un diez porciento, que servirá de acceso a la construcción del cimiento.

Figura 85.a Excavación en lote Cerrado, Vista en Planta

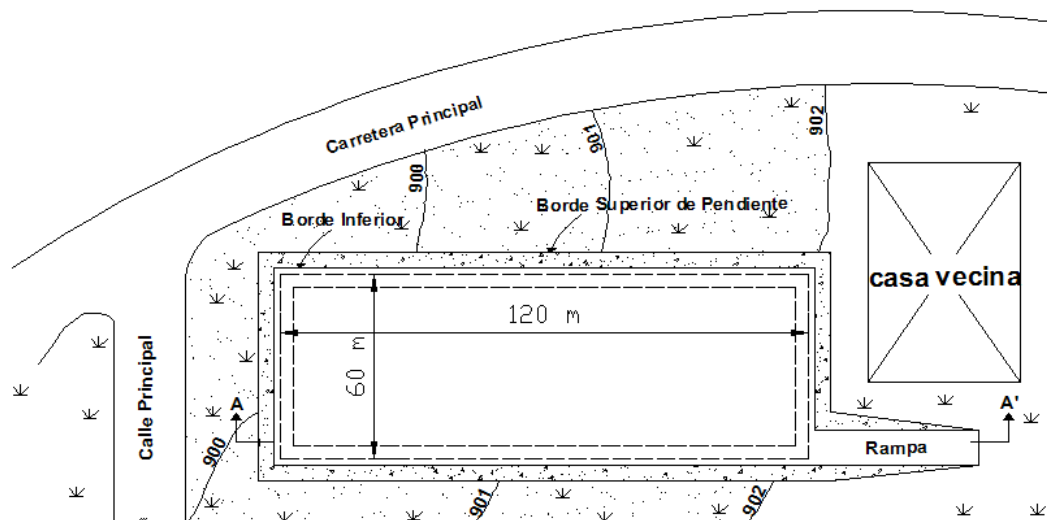
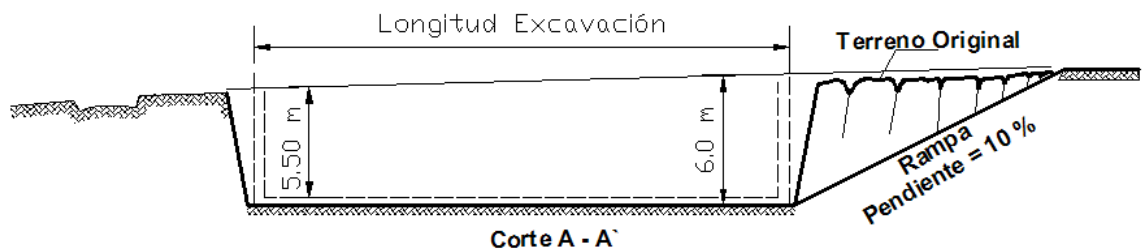


Figura 85.b Excavación en lote Cerrado, Corte A - A'



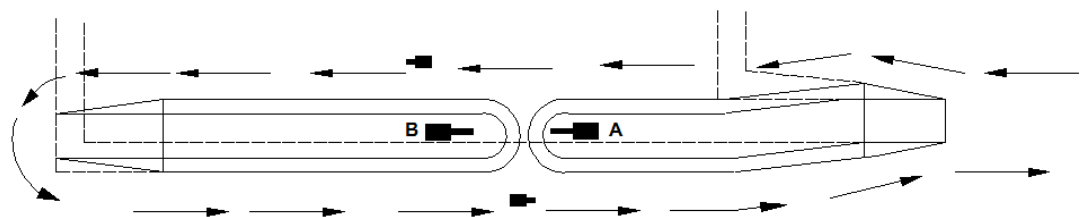
El equipo mas adecuado para esta excavación y debido a su tamaño es dos excavadoras que trabajaran simultáneamente, este hecho no debe ser tomado como una regla, ya que el uso de mas de una maquina dependerá de la eficiencia que se requiera. En el anexo 2 se presentan tipos de maquinaria utilizado en Excavaciones, en el anexo (2.A) se presenta la selección del tipo de Maquina según el tipo de suelo presente.

5.1.2 Procedimiento de Corte de la Excavación. _El éxito de una excavación radica principalmente en la planeación, a pesar de que pueden existir modificaciones en los planes iniciales, el objetivo de planear la excavación es alcanzar el objetivo lo antes posible con el equipo disponible.

Realizar el corte para la excavación que se presento anteriormente requiere de algunos procedimientos que serán estudiados a continuación.

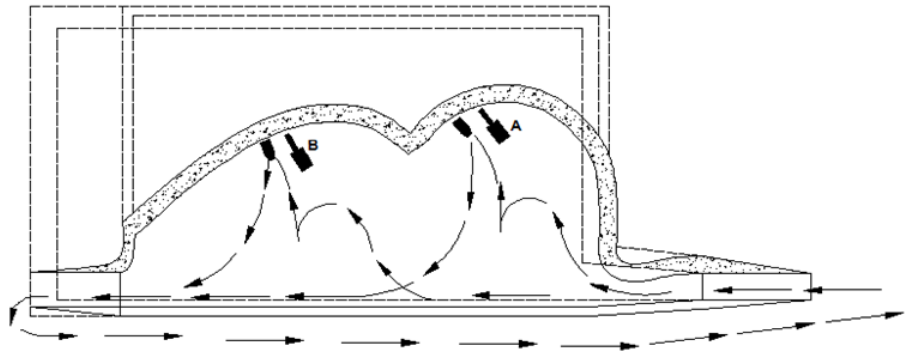
- **Paso No 1.** Se usaran dos excavadoras para maximizar el rendimiento de la excavación, se debe realizar dos rampas de acceso a la excavación ya que las excavadoras trabajaran simultáneamente, la excavadora A trabajara en el sentido opuesto a la excavadora B, esta ultima dará inicio con la construcción de la rampa de acceso hasta encontrarse con la excavadora A (Figura 86.).

Figura 86 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 1



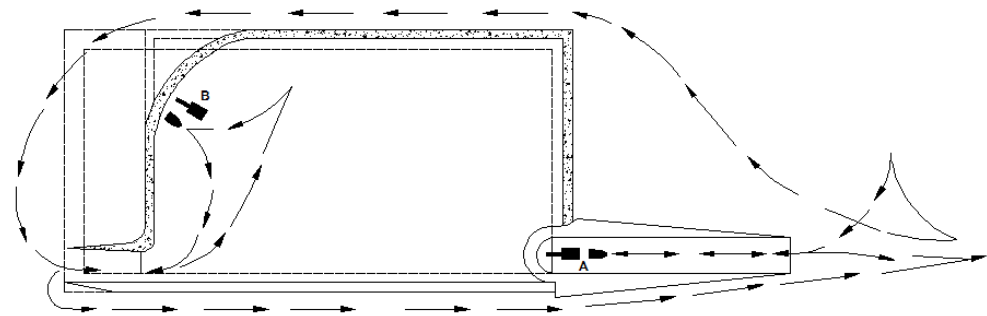
- **Paso No 2.** Una vez que las excavadoras se encuentran estas darán vuelta y darán inicio a un corte frontal en camino a la excavación principal, como esta indicado (Figura 87), debido a que el espacio es limitado las excavadoras cortaran en la misma dirección y acompañadas de su respectiva volqueta, el corte en esta fase se llevara hasta la profundidad de la excavación.

Figura 87 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 2



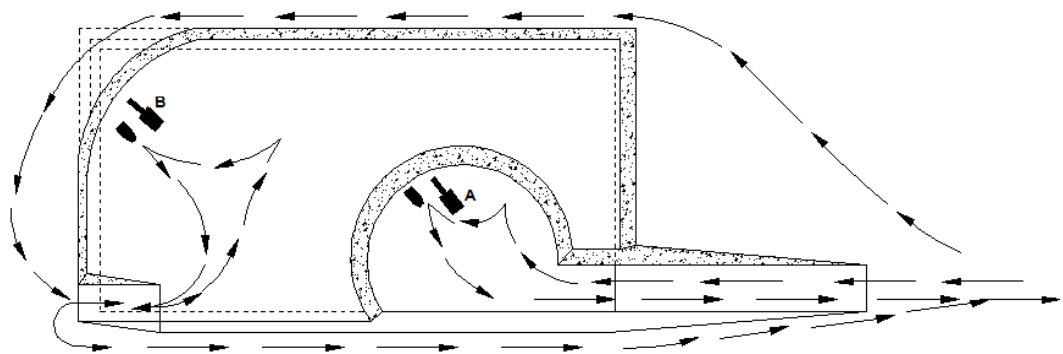
- Paso No 3. Cuando la excavación ha progresado hasta el punto indicado (Figura 88), es retirada una excavadora para que esta de inicio a la adecuación final del banco. Debido a que en este punto la profundidad es considerable las volquetas deben estar en la rampa izquierda la cual será usada para el acceso de los camiones de carga.

Figura 88 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 3



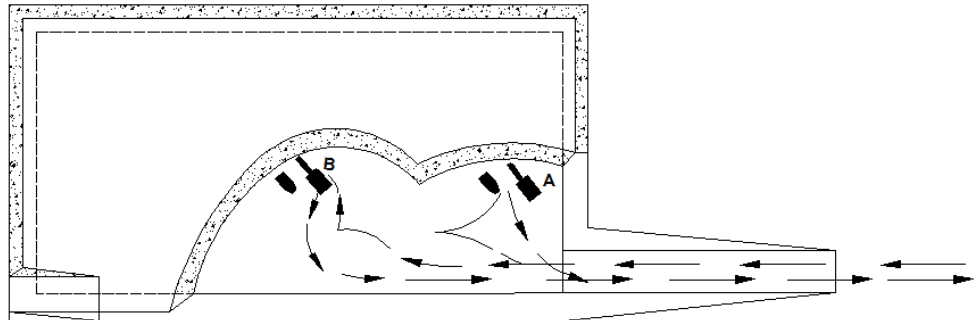
- **Paso No 4.** Una vez alcanzado la profundidad requerida, la excavadora A dará vuelta para servir de apoyo a la excavadora B y juntas harán un corte frontal para la adecuación final de la excavación. (Figura 89).

Figura 89 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 4



- **Paso No 5.** Para finalizar la excavación la rampa izquierda es cortada desde el nivel inferior, desde luego la rampa izquierda será mantenida para la extracción del material cortado.

Figura 90 Proceso de Excavación en Lote Cerrado, Paso 5



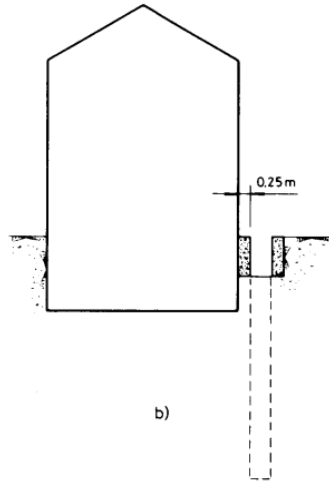
5.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIÓN CON MUROS PANTALLA

El proceso constructivo de excavaciones que haga necesario su estabilización con muros pantalla se realizara de la siguiente manera

5.2.1 Construcción de Muros de Guía. Su función es guiar a la maquina en la construcción de la pantalla, generalmente poseen un espesor de unos 25 cm y unos 70 cm de profundidad⁶⁰, están armados en concreto ligeramente reforzado, así mismo en aquellas condiciones que el muro pantalla se encuentre lindando con una edificación vecina, hace que estos muros cumplan la función de retranquear la edificación a una distancia igual ala espesor del muro Figura 91

⁶⁰ J. Calavera, "Muros de Contención y Muros de Sótano", 2º Edición 1987, INTEMAC, Instituto Técnico de Materiales de Construcción, pág. 190.

Figura 91 Construcción de Muros de Guía



Fuente: J Calavera "Muros de Contención y muros de sótano, 1987"

5.2.2 Excavación del muro pantalla. Se debe realizar con una excavadora con cuchara de almeja, la cual realiza la excavación en diferentes etapas llamadas paneles Figura 92 que pueden oscilar con longitudes de 3 a 5m, como una forma de estabilidad de las paredes de la excavación se usa lodo bentonítico que se debe mantener a ras con el nivel de los muros guía, una vez realizada la excavación se procede a colocar una juntas Figura 93 que permitirán el acceso de la armadura de refuerzo del muro.

Figura 92 Proceso de Ejecución de la Excavación mediante paneles

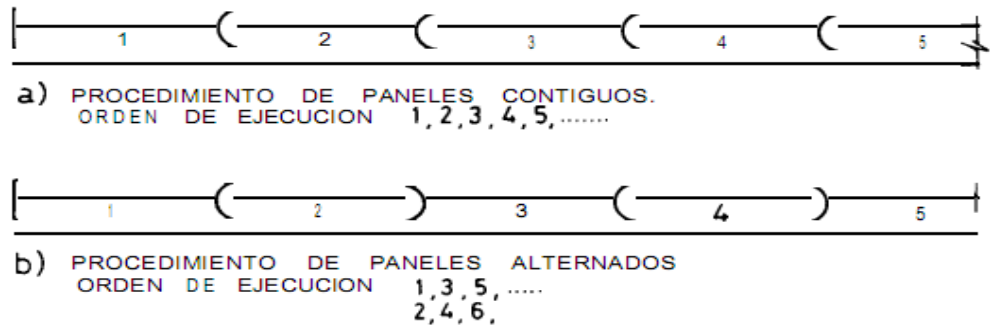
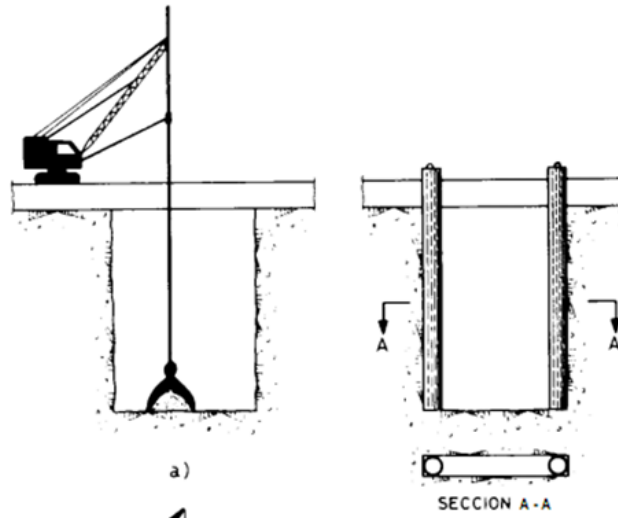


Figura 93 a) corte de la excavación b) colocación de juntas en la excavación

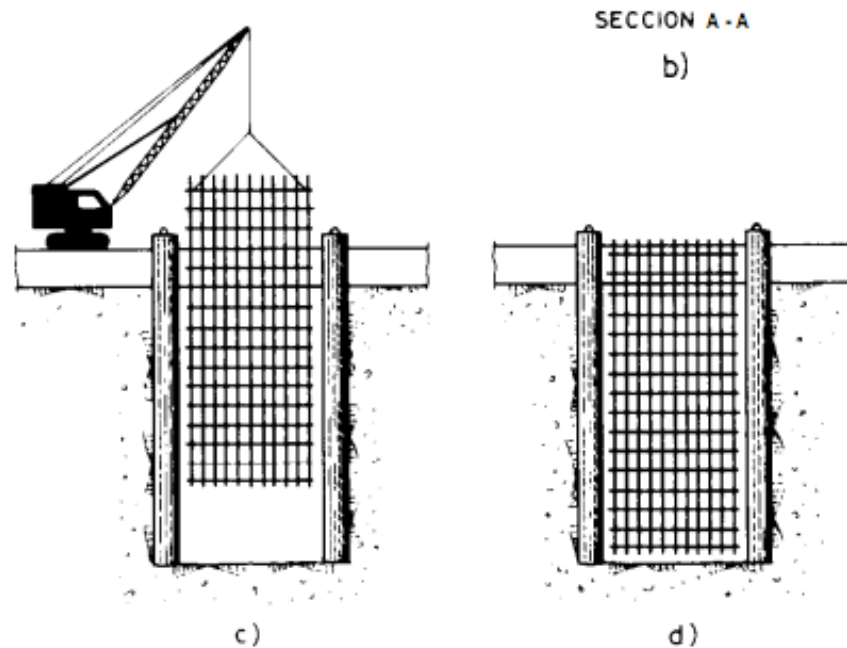


Fuente: J Calavera “Muros de Contención y muros de sótano”, 1987

5.2.3 Colocación del Refuerzo de la Pantalla. La construcción del refuerzo de la pantalla se debe realizar con barras corrugadas ya que la armadura se debe introducir en el lodo bentonítico afectando la adherencia del concreto, la separación mínima de verticalmente debe ser 10 cm mínimo y máximo 15 cm, y horizontalmente debe tener una separación mínima de 15 cm y máximo 20 cm. Se debe tener en cuenta en la construcción del refuerzo la separación de recubrimiento que debe estar en el orden de 8 cm, ya que por la irregularidad del talud escavado se pueden presentar inconvenientes al momento de la fundición.

En los casos que la construcción del muro quede con huecos estos deben ser llenados con un material inerte como el poliestireno expandido, la colocación de este debe hacerse con sumo cuidado debido al carácter de flotación que se puede presentar.

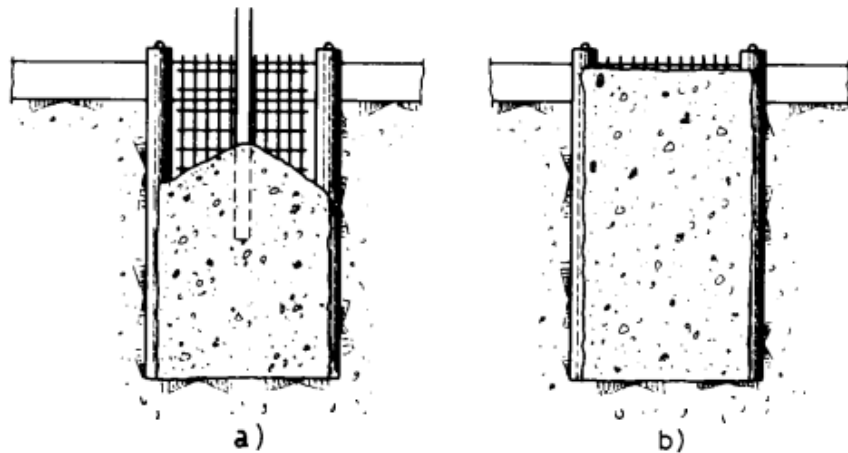
Figura 94 Colocación del Refuerzo de un muro pantalla



5.2.4 Proceso de Fundición. Usualmente la preparación del concreto contiene un alto contenido de cemento, lo que hace que la relación A/C sea alta, esto se hace con el objetivo de que la fundición se haga con más facilidad.

La inyección del concreto se hace con un tubo que puede tener una longitud de 3 a 5 m. En la Figura 96 este tubo debe estar introducido en su totalidad para evitar que se produzca el corte del muro por el efecto de la bentonita, a medida que el concreto va entrando este va desplazando la bentonita por efecto de densidad, la cual es retirada para una posible reutilización.

Figura 95 Proceso de fundición del Muro Pantalla



5.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EXCAVACIÓN CON TABLESTACAS

El proceso constructivo de excavaciones que haga necesario su estabilización con tablestacas se realizara de la siguiente manera

5.3.1 Generalidades. Como primera medida en el proceso de ejecución de la tablestaca se debe tener en cuenta el valor de la carga actuante en el suelo, para evitar desplazamientos de la tablestaca, que perjudiquen el transcurso del proyecto. Por ultimo antes de iniciar el proceso constructivo se debe dar una referencia a cada tablestaca para llevar una secuencia en la ejecución del proyecto.

Este se debe hacer con cuidado evitando que se produzcan deformaciones en los perfiles y de tal forma que pueden ser levantadas fácilmente para su uso respectivo, es por esto que se deben almacenar separadamente según el tipo de acero utilizado, los elementos principales deben estar separados unos de los otros para evitar distorsiones en estos, para este fin es muy usado la madera, o

cualquier otro material suave, colocado entre los elementos para evitar su contacto.

Figura 96 Manipulación de Tablestaca en Obra A= Sin pintar B= Pintado
a - Embalaje de apoyo b - espaciador c – protector

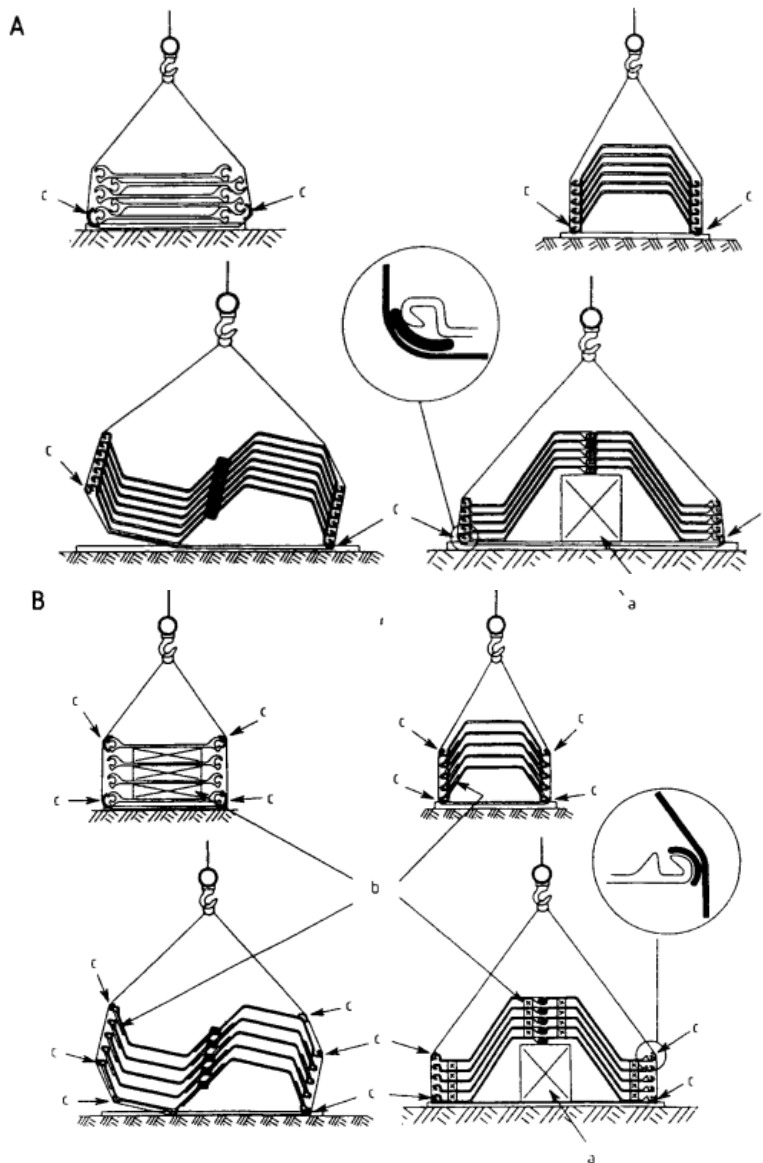


Figura 97 Izado de Tablestacas sin ayuda de viga

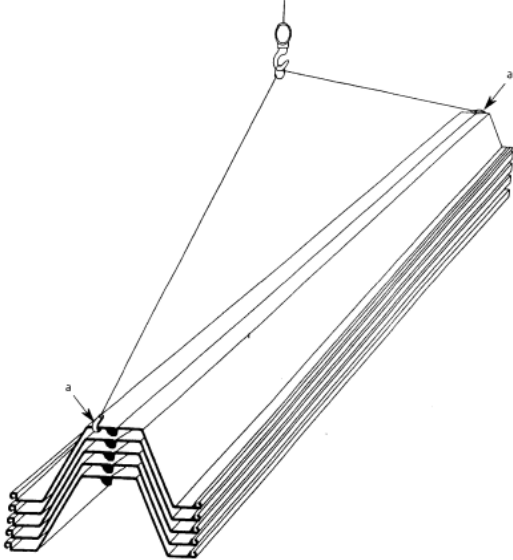


Figura 98 Izado de Tablestacas con ayuda de viga

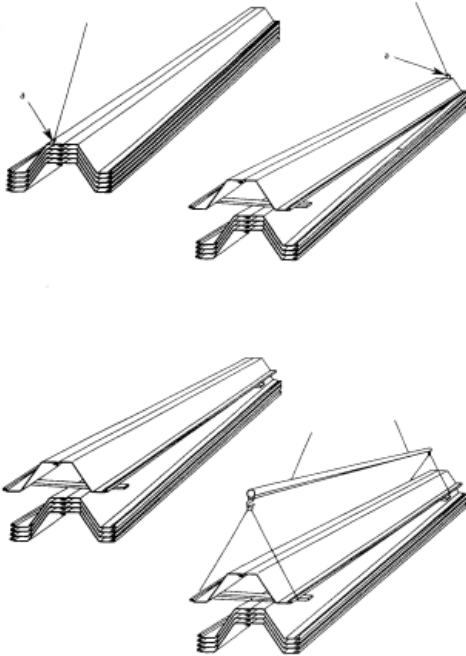
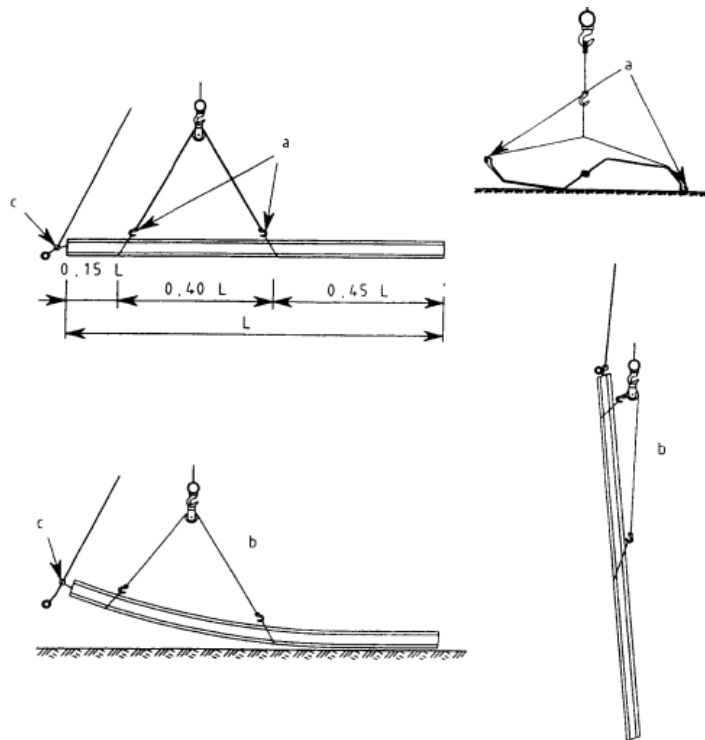


Figura 99 Procedimiento para izar tablestacas largas de módulo de sección bajo Puntos de apoyo b- Operación de izado c –Atado en el agujero de manipulación



5.3.2 Soldadura y Corte De Los Elementos. Esta parte del proceso se debe hacer cuidadosamente evitando que la llama producida para cortar el acero no tenga un efecto adverso o significativo sobre la calidad de la junta⁶¹, del mismo modo se debe garantizar que la distancia longitudinal entre el conector y un cordón de soldadura no sea inferior a 300 mm, y que los cordones de soldadura circulares y helicoidales estén nivelados en la posición del conector.

⁶¹ UNE-EN 12063, "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales, título Tablestacas", 2001, AENOR, Sociedad Española de Normalización y certificación, pág. 19.

5.3.3 Hincado de la Tablestaca. Existen diferentes métodos de hincado, en la practica se puede usar cualquiera de estos o la combinación de ellos.

- **Impacto, Vibración, Presión.** La vibración es el método de hincado mas eficiente, pero puede presentar inconvenientes si en el suelo existe presencia de arenas muy densas, gravas, o capas de arcilla muy duras, en estos casos el hincado con impacto es la mejor alternativa, sin embargo si existe presencia de obstáculos grandes que no pueden ser quitados, los mejores métodos para usar son la perforación y la hinca cuidadosa con impacto.

Para evitar una posible desviación de la tablestaca durante el proceso de hinca por impacto (hincado por vibración generalmente no sufren desviaciones considerables), se debe proveer de unas estructuras de guía robustas que aseguren la alineación tanto vertical como horizontal de la tablestaca hasta su posición final. Una forma de facilitar el proceso de hinca es la aplicación de lubricantes o bien sea teniendo el espacio de la junta de la tablestaca ya hincada lleno con bentonita, también se puede evitar la entrada de suelo en la junta cerrando esta en la punta de la tablestaca.

Para aquellos casos que haga necesario usar una tablestaca machihembradas estas se debe hincar con la lengüeta hacia el frente del sentido de la hinca.

Figura 100 Dirección de hinca en tablestacas en Z con juntas machihembradas a - Gancho b- Lengüeta c – Dirección de hinca

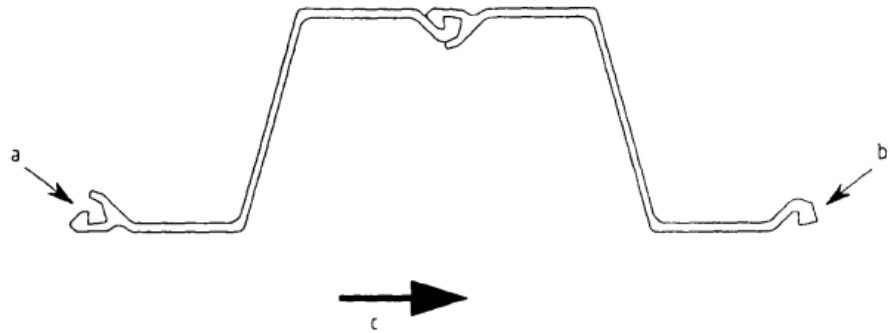
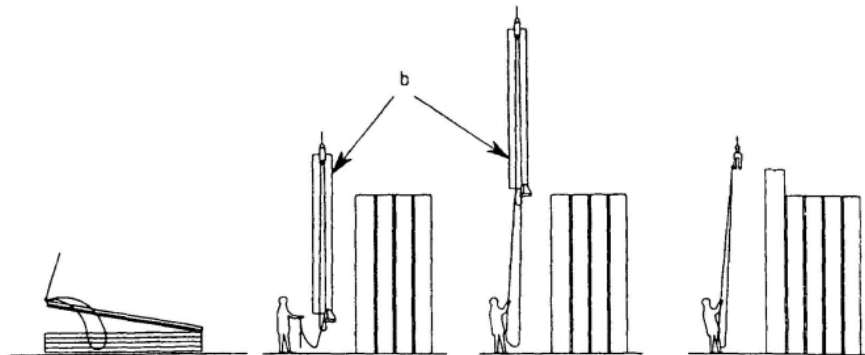
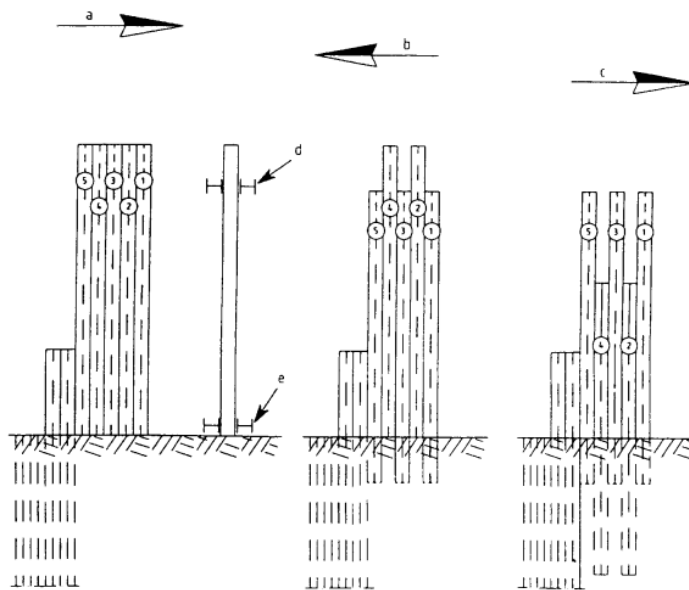


Figura 101 Ejemplo del uso de un dispositivo de enhebrar para formar un modulo de tablestacas antes de proceder a la hinca
a. Dispositivo de enhebrar b – proceso de formar un módulo



Un proceso alternativo de hincar las tablestacas al tradicional, que consiste en hincar una tablestaca hasta el total de su profundidad antes de colocar la siguiente y que debe ser izada hasta el total de su longitud para tal fin y aplicada a suelos relativamente blandos, es la hincada por paneles la cual es muy útil en suelos cohesivos, duros, con un alto grado de obstrucciones, además presenta una mejor respuesta al desenhebrado (figura 103), una desventaja de este método de hincada es que las tablestacas deben ser izadas hasta el doble de su longitud para ser desenganchadas, pero hincándolas con la secuencia adecuada se pueden obtener resultados favorables.

Figura 102 Ejemplo de hincada alternativa de tablestacas

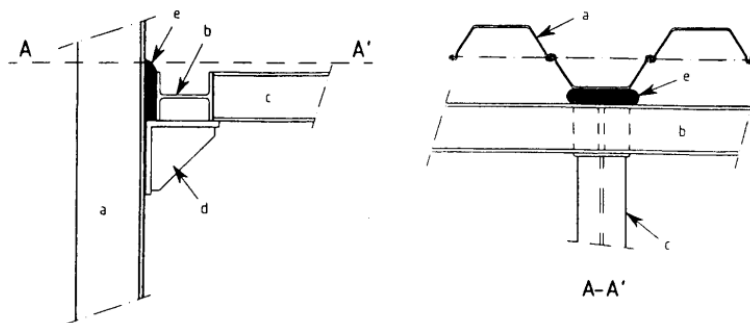


5.3.4 Correcciones de la posición de la Tablestaca. Es muy frecuente que durante el proceso de hincado y muy en especial el realizado por impacto se presenten desviaciones en la verticalidad de la tablestaca, es por esto que se no se deben hacer cortes biselados en tablestacas metálicas para evitar una posible

desviación por el riesgo de desahuebrado, en los casos que se presente la inclinación transversal esta se puede remediar mediante la aplicación de una fuerza que la contrarresten por ejemplo un empuje, o una tracción, en el caso que no se presente una mejoría de la verticalidad, sin dañar la tablestaca, esta debe ser retirada e hincada nuevamente.

5.3.5 Instalación de vigas de reparto y puntales. Estas se deben construir de tal forma que brinde estabilidad a la tablestaca, los huecos que queden entre la tablestaca y la viga de reparto deben ser llenados para asegurar una distribución uniforme de la carga sobre la viga, estos huecos pueden ser llenados con cuñas de acero, madera o pláticas, también pueden usarse sacos llenos de hormigón o mortero figura 104

Figura 103 Sacos de hormigón o mortero de cemento para obtener una buena conexión entre viga de reparto y tablestaca a -Tablestaca b- viga de reparto c – puntal d – perfil de apoyo e saco de hormigón

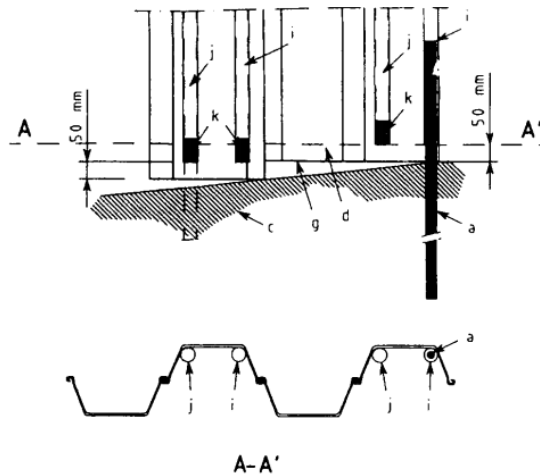


5.3.6 Extracción de las Tablestaca. Cuando se extraigan las tablestacas el terreno se debe tener especial cuidado con las deformaciones horizontales y verticales en el terreno circundante, en el caso de los suelos cohesivos el suelo

se puede adherir a la tablestaca formando huecos en las paredes del suelo, que junto con las vibraciones producidas pueden lugar a desplazamientos que pueden causar daños a las edificaciones vecinas, este problema se puede solucionar mediante la aplicación de mortero fluido (Grout)⁶², o algún compuesto similar al momento de la extracción de la tablestaca.

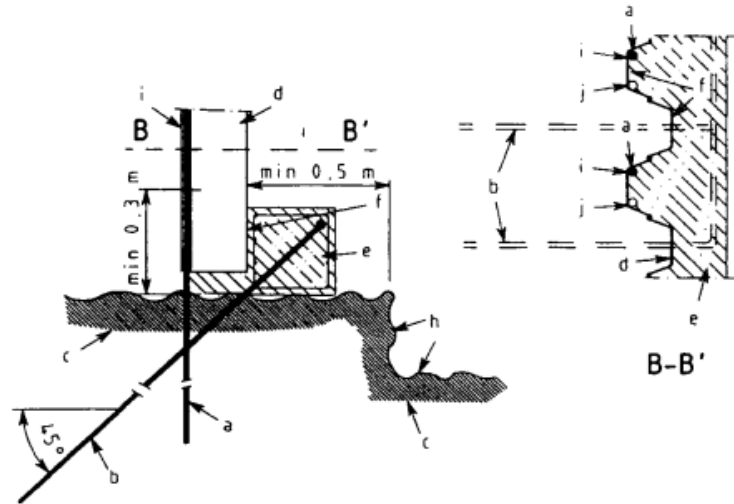
5.3.7 Clavijas en roca y pernos de anclaje. En el caso que la tablestaca tenga que ser armada en un manto rocoso se debe disponer de un tubo en la tablestaca, para darle una correcta disposición a la clavija en la roca. Este tubo debe ser protegido en sus últimos 0.5 m para evitar deformaciones, o en su defecto se debe endurecer, así mismo tendrá que terminar 5 cm por encima de la punta de la tablestaca como se muestra en la figura 105 ya por ultimo la clavija se anclara a la roca rellenando el agujero con mortero fluido

Figura 104 Ejemplo de Clavija en roca con o sin perno inclinado de anclaje en roca



⁶² Aenor, "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales, titulo Tablestacas", 2000, AENOR, Sociedad Española de Normalización y certificación, Titulo 8.11 pág. 36.

Figura 105 Ejemplo de Clavija en roca con o sin perno inclinado de anclaje en roca



- a. Viga de Anclaje
- b. Perno inclinado para roca en caso de excavación en roca delante del tablestacado
- c. Manto rocoso
- d. Tablestaca
- e. Viga de hormigón armado
- f. Superficie limpia
- g. Nivel de la punta de la tablestaca
- h. Control de la excavación en la roca
- i. Tubo colocado donde se espera que la distancia de la tablestaca a la roca sea menor
- j. Tubo de recambio
- k. Tapón de hormigón antes de hacer la instalación

5.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ANCLAJES EN EXCAVACIONES

En proceso de construcción de un anclaje para la estabilización de una excavación se deben tener presentes los siguientes lineamientos:

5.4.1 Construcción de la armadura del anclaje. En este paso se utilizara alambres de alta resistencia, y barras de acero. Un anclaje generalmente esta constituido por torones con un diámetro de ½ pulgada con siete hilos por torón⁶³. A continuación se presenta los pasos de construcción de la armadura.

1. Perforación: Como primera medida se hace una perforación en el terreno, con el diámetro y la profundidad indicadas en el diseño.
2. Bala metálica: Es un tubo metálico que una vez realizada la perforación servirá como coraza de protección para los puntos del torón y facilita la introducción del tensor en la perforación.
3. Tubería de inyección: Es un ducto que permitirá inyectar el anclaje en la zona del bulbo. Esta tubería tiene una serie de perforaciones recubiertas, que permita realizar las inyecciones en forma repetitiva.
4. Separadores: Son usados para mantener ordenados los torones, y permiten un mejor desarrollo y trasmisión de los esfuerzos de tensión del tensor al suelo.
5. Sello impermeable: Separa la zona del bulbo en la longitud libre del tensor.
6. Manguera de Protección: Este ducto cubre los torones y garantiza que no exista contacto entre el torón y la lechada de inyección

⁶³ Moya Barrios Luis E. "Excavaciones en condiciones complejas", 1997, Editorial, Escuela Colombiana de Ingeniería pág. 105.

7. Torón: Cable que al tensionar transmite la presión al suelo para obtener los efectos deseados

8. Cabezote del anclaje: Elemento que sujeta el cable una vez este es tensionado. Generalmente es bañado en un dado de concreto, que se adapta a la inclinación del tenso.

Figura 106 Parte para instalación de un anclaje



5.4.2 Inyección. Para darle una protección a la estructura de anclaje y proporcionar un sello que permita la inyección a presión, ya que esta se debe realizar lo más rápido posible después de la perforación, es recomendable hacer un llenado del espacio dejado entre el tensor y las paredes de la perforación, usando una lechada de agua cemento en una proporción 1:1 en peso, esto con el fin de reducir el consumo de lechada en suelos cohesivos, en rocas con fisuras, y

en suelos permeables sin cohesión, en algunas ocasiones especiales es aconsejable adicionar arena o bentonita.

Una vez fraguado la primera lechada de llenado, el paso a seguir es la adición de una segunda lechada pero esta vez con una relación 1:2 en peso de agua y cemento, que permite conformar el bulbo y dar una mejoría a las condiciones el subsuelo, de tal forma que se desarrollen los esfuerzos de tensión resistentes que soporten las cargas de diseño solicitadas esta inyección se debe realizar desde la parte inferior hacia arriba hasta que la lechada que rebose sea la misma que la inyectada.

En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que se obtiene excelentes resultados al realizar una inyección con el sistema de manguitos, doble obturador, realizándolas en formas repetitivas, es decir varios tiempos, ya que permite mejorar sustancialmente el suelo, y del mismo modo se desarrollan tensiones mayores con una longitud de bulbo menor que la realizada con una sola inyección.

5.4.3 Puesta en carga del anclaje. Este ultimo proceso se realiza para constatar el comportamiento del anclaje bajo tensión y debe ser realizado 7 días después de haberse realizado la lechada, tiempo en el cual habrá endurecido este, este proceso se debe realizar cada seis meses en periodos consecutivos.

CAPITULO 6. NORMATIVIDAD DE LAS EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN AREAS URBANAS

GENERALIDADES

Para cualquier excavación que forme parte de una edificación se requiere investigar la estabilidad de sus taludes, sus deformaciones y la posibilidad de falla de fondo, elaborando las recomendaciones para la excavación y los parámetros para el diseño de las estructuras de contención.

6.1 ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Los análisis de estabilidad deben tener en cuenta las características del material de talud, condiciones hidráulicas, geometría la excavación, sobrecarga de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y así mismo los efectos sísmicos

6.1.1 Sismo de Diseño. Para excavaciones permanentes sin soporte de las edificaciones o sin estructuras de contención se deben emplear los movimientos sísmicos de diseño y para excavaciones temporales, de duración no superior a 6 meses, con o sin estructuras de contención, se deben emplear los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño.

6.1.2 Calculo de deformaciones. Las deformaciones tanto verticales como horizontales originadas por la excavación en las construcciones vecinas deben ser calcular con el fin de diseñar las medidas de protección más adecuadas.

6.1.3 Falla De Base. Se debe calcular la posibilidad de falla de fondo, adoptando un factor de seguridad mínimo de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.1 para las condiciones de sismo

La mayor parte de los trabajos de construcción comprenden algún tipo de excavación para cimientos. El cavado de las fosas puede ser sumamente peligroso y hasta los trabajadores mas experimentados han sido sorprendidos por un derrumbe súbito e inesperado de las paredes sin apuntalar de una excavación.

6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

Para el diseño de excavaciones en zona urbana se deben tener en cuenta los siguientes estados limites.

- a) De Falla: Colapso de los taludes o paredes libres, falla de los cimientos de las construcciones colindantes, falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: Movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

6.3 ESTADOS LIMITE DE FALLA

La verificación de la seguridad respecto a los estados limite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibaciones y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, entibaciones, o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, o a las instalaciones o las construcciones

adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5Ton/m² con factor de carga unitario.

6.4 PAREDES DE LA EXCAVACIÓN

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes

6.5 FALLA POR SUBPRESIÓN EN ESTRATOS PERMEABLES

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua. Para reducir el peligro de falla de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión

del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerara igual a:

$$h > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

Donde

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w peso volumetrico del agua

γ_m peso volumetrico del suelo entre el fondo de la excavacion y el estrato permeable

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

6.6 ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES CON SOPORTE

En el caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros fundidos en el lugar, se deberá revisar la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que estos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizara por un método de análisis límite. Se deberá evaluar el comportamiento el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizara verificando que:

$$\sigma_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R$$

Donde

C_u Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavacion, en condiciones (no consolidadas) no drenada ton/m²

N_c Coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometria de la excavacion

σ_v Presion vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavacion Ton/m²

$\sum q F_c$ Sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, Ton/m

F_R Factor de resistencia igual a 0.7

Los empujes a las que se encuentran sometidos los puntales se estimaran a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada de acuerdo con la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo.

Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, el equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de construcción serán afectadas por un factor de carga de 1.1.

(Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo ajo el fondo de la excavación)

6.7 ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación

(En caso de usar anclajes para soporte de los entibados, deberá demostrarse que estas no afectaran la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas)

6.8 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios

públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construya

6.8.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga. Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimaran mediante la siguiente ecuación a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados (aplicando) la teoría de la elasticidad.

$$\Delta H = \sum \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z$$

Donde

ΔH Asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 Relación de vacios inicial

Δe Variación de la relación de vacios bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimara a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad

Δz Espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

En el caso de excavaciones con soporte, se buscara reducir la magnitud de los movimientos instantáneos cortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

6.8.2 Asentamientos del terreno natural adyacente a las excavaciones. En caso de cortes sucesivos en arcillas blandas o firmes, se tomara en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario⁶⁴

6.9 PROCESO CONSTRUCTIVO

Cuando las separaciones con las edificaciones colindantes lo permitan, las excavaciones se delimitaran con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluara de acuerdo con el análisis de estabilidad del inciso 2 del presente capítulo

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte que puede ser entibaciones, tablestacas, o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo, y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

6.9.1 Control del flujo de agua. Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

⁶⁴ Terzaghi K, and Peck, "soild mechanics in engineering practice, J wiley and Sons, Nueva York, 1967

Se escogerá el sistema de bombeo mas adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en el suelo.

El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro, y profundidad de los pozos; del tipo, y de la composición granulométrica del filtro. Así mismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomara en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes.

Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar en la periferia de la excavación el agua bombeada.

Cualquier que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizara la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento interrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy aja permeabilidad, como las arcillas lacustres, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar un bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, mas que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de mantos permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varias cárcavas en los que se recolecte los escurrimientos de agua.

6.9.2 Tablestacas y muros fundidos in situ. Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia las excavaciones y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en el perímetro de la excavación, o muros fundidos in situ o (prefabricados). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los estratos permeables que puede dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por métodos indicados en el inciso 2 de este capítulo. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares fundidos in situ.

6.9.3 Secuencia de la Excavación. El procedimiento de la excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se deberán consignar debidamente en los planos.

Al efectuarse la excavación por etapas para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la

excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y se cargara la cimentación antes de excavar otras áreas.⁶⁵

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, así mismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

6.10 REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA EXCAVACIÓN DE SÓTANOS

En todos los proyectos donde se realicen excavaciones verticales o de alta pendiente para la construcción de sótanos u otro tipo de obras se requiere construir obras para garantizar la estabilidad de los taludes producto de las excavaciones, de acuerdo a los siguientes criterios mínimos:

- a) Se debe realizar un estudio geotécnico y un estudio de estabilidad de laderas. El estudio de estabilidad de las excavaciones se exige para toda excavación de más de 3 metros de profundidad.
- b) Previamente a la iniciación de la excavación se debe redactar y firmar un acta de estado de los lotes y/o las construcciones vecinas, conjuntamente con el propietario o propietarios de esas edificaciones o lotes.
- c) Se debe garantizar un factor de seguridad durante la construcción de la excavación superior a 1.5, para condiciones estáticas de acuerdo al estudio de estabilidad de laderas, en todos los casos en los cuales existan construcciones en

⁶⁵ Zeevaert, L, 1972 "Foundation engineering for difficult subsoil conditions ", Van Nostrand Reinhold Co, New York, USA Reséndiz, D. Springall, G. Rodríguez, J.M y Esquivel R, 1970, "Información de resiente sore las características del suelo y la practica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de Mexico". Memoria de la quinta reunión Nacional de mecánica de Suelos, Publicada por la sociedad Mexicana de Suelos

la corona de las excavaciones, y de 1.2 cuando no existan construcciones.

d) Se debe presentar un plan de construcción para el manejo de la excavación en el cual se garantice su estabilidad durante todas las etapas del proceso constructivo.⁶⁶

e) Se deben diseñar y construir obras para garantizar la estabilidad de las excavaciones (factor de seguridad superior a 1.5) utilizando criterios de ingeniería internacionalmente aceptados y de acuerdo a las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio. Estas obras pueden incluir pantallas ancladas, caissons de soporte lateral de excavaciones, tablestacados, muros construidos utilizando contención con lodo bentonítico, etc.

⁶⁶ Suarez Jaime, "Normas geotécnicas para la ejecución de proyectos de desarrollo En la zona metropolitana de Bucaramanga", CDMB, 2005 pág. 48

CONCLUSIONES

- El proceso de excavación para realizar alguna obra civil, es un campo de la mecánica de suelos que requiere el criterio de un ingeniero que no confié en el discutible valor de una formula y que haga uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de un suelo.
- Los puntales transversales, diagonales o inclinados utilizados comúnmente en entibaciones, conforman un sistema de apoyo apropiado para dar sustento a excavaciones de poca profundidad en suelos con presencia de arcillas blandas.
- Los anclajes activos o preesforzados aplican fuerzas iniciales a la estructura que soporta, antes de ser solicitados por esta. Además pierden efectividad en su funcionamiento debido a la reducción de su tensionamiento, razón por la cual se hace necesario realizar mantenimientos periódicos.
- El análisis del comportamiento de una excavación presenta una muy buena aproximación con la utilización de métodos avanzados, como lo es el de elementos finitos, aunque es importante realizar mediciones en el campo mediante instrumentación adecuada que garanticen una mejor toma de decisiones respecto a acciones preventivas que garanticen la estabilidad de la excavación.
- Se puede resaltar el buen funcionamiento de los muros pantalla anclada cuando los espacios disponibles en la excavación son limitados, como es el caso de lotes urbanos con linderos edificados.

- El estado de equilibrio plástico en una masa de suelo se alcanza cuando cada punto de la misma se encuentra próximo a llegar a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo.
- Durante la etapa de diseño una excavación, si se prevé que pueda presentar inestabilidad en el fondo, se recomienda realizarla en varias etapas, con el fin de limitar los desplazamientos para evitar posibles fallas de los taludes de la misma.
- La falla en un talud se origina cuando la resistencia a cortante de una masa de suelo es superada. Esta sucede cuando la presión activa excede la presión horizontal de confinamiento sobre la pared vertical del talud.

BIBLIOGRAFIA

- AIS, "Normas Colombianas de Diseño y construcción sino Resistente NSR-98, Titulo H, Bogotá 1998.
- BOWLES, E.J (1996). Foundation analysis and Desing, 5th, McGraw-Hill
- CALAVERA J. 1987. "Muros de Contención y Muros de Sótano" Instituto Técnico de Materiales de Construcción. Intemac.
- CARSON BRIGTON. 1961" General Excavation Methods:, Nueva York F.W Dodge
- CARVAJAL, VENTURA C, 2006, "Inventario de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil" I. University of British Columbia, Vancouver. Canadá
- CRESPO CALOS V. 1998 "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" Limusa
- DAS, BRAJA, 2001. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Thompson Lernin
- FRÖLICH, O.K (1954) "General theory of stability of slopes". Proceedings of the Conference on the Stability of Earth Slopes held in Stockholm in 1954, Géotechnique, Vol. 4

- GOLDER, H.Q (1948). "Coulomb and Earth Pressure", Géotechnique
- GONZALES J. ALVARO "Comportamiento de Excavaciones y Métodos de Análisis" Primer encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos 1992, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- JUAREZ BADILLO. 1973. "Mecánica de Suelos Tomo 1" Limusa
- LAMBE WILLIAM (1994), WHITMAN ROBERTH. "Mecánica de Suelos", Limusa, Mexico, Noriega Editores.
- MOYA B. JULIO, SALAZAR F. RICARDO, GOMEZ A. GUSTAVO, SALAZAR F. FRANCISCO, 1997."Excavaciones en Condiciones Complejas". Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MOYA B. JULIO (1995) "La practica de la ingeniería de Fundaciones. VII Jornadas Geotécnicas, Bogotá.
- PECK, HANSON Y THORNBURN, 1953" Ingeniería de Cimentaciones". México, Limusa.
- SOWERS G.B, SOWERS G.F (1967) "Failures of Bulkhead and Excavation Bracing" Civil Eng. Asce
- STATE OF CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (1990)" Trenching and Shoring Manual" División of Estructure Construction
- SUAREZ DIAZ JAIME, "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales". Publicaciones UIS.

- SUAREZ JAIME, 2005 “Normas Geotécnicas para la ejecución de Proyectos de Desarrollo en la Zona Metropolitana de Bucaramanga” CDMB.
- TERZAGHI KARL, 1973.”Mecánica de suelos en la Ingeniería Practica” El Ateneo.
- TERZAGHI K, AND PECK, 1967 “ Soild Mechanics in engineering Practice, J Wiley and Sons, Nueva York
- UNE-EN 1537, 2000, “Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales, Titulo Anclajes”. Aenor. Sociedad Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 1538, 2000, “Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales, Titulo Muros- Pantalla”. Aenor. Sociedad Española de Normalización y Certificación.
- UNE-EN 12063, 2000, “Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales, Titulo Tablestacas”. Aenor. Sociedad Española de Normalización y Certificación.
- ZEEVAERT, L, 1972 “Foundation engineering for difficult subsoil conditions “, Van Nostrand Reinhold Co, New York, USA Reséndiz, D. Springall, G. Rodríguez, J.M y Esquivel R, 1970, “Información resiente sobre las características del suelo y la practica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de Mexico”. Memoria de la quinta reunión Nacional de mecánica de Suelos, Publicada por la sociedad Mexicana de Suelos

PAGINAS WEB

- <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/construc.htm>

ANEXOS
ANEXO A. TABLAS DE CALCULO DE COEFICIENTES DE RANKINE Y
COULOMB.

- La variación de valores del coeficiente de presión activa de Rankine con el ángulo de fricción

Tabla A

Angulo de Fricción Φ del Suelo en grados	K_A
20	0,490
21	0,472
22	0,455
23	0,438
24	0,422
25	0,406
26	0,395
27	0,376
28	0,361
29	0,347
30	0,333
31	0,320
32	0,307
33	0,295
34	0,283
35	0,271

36	0,26
37	0,249
38	0,238
39	0,228
40	0,217
41	0,208
42	0,198
43	0,189
44	0,180
45	0,172

- Los valores para K_a Rankine para un terraplén inclinado, en función de α, ϕ

TABLA B

Φ (grados)							
α (grados)	28	30	32	34	36	38	40
0	0,361	0,333	0,307	0,283	0,260	0,238	0,217
5	0,366	0,337	0,311	0,286	0,262	0,240	0,219
10	0,380	0,350	0,321	0,294	0,270	0,246	0,225
15	0,409	0,373	0,341	0,311	0,283	0,258	0,235
20	0,461	0,414	0,374	0,338	0,306	0,277	0,250
25	0,573	0,494	0,434	0,385	0,343	0,307	0,275

- Valores de K_a para $\beta = 90^\circ$, y $\alpha = 0^\circ$ para Coulomb

TABLA C

δ (grados)						
Φ (grados)	0	5	10	15	20	25
28	0,31	0,3448	0,333	0,3251	0,3203	0,3186
30	0,333	0,3189	0,3085	0,3014	0,2973	0,2956
32	0,3073	0,2945	0,2853	0,2491	0,2755	0,2745
34	0,2827	0,2714	0,2633	0,2579	0,2549	0,2542
36	0,2596	0,2497	0,2426	0,2379	0,2354	0,235
38	0,2379	0,2292	0,223	0,219	0,2169	0,2167
40	0,2174	0,2098	0,2045	0,2011	0,1994	0,1995
42	0,1982	0,1916	0,187	0,1841	0,828	0,1831

- Valores para K_p de Rankine en función del ángulo ϕ

TABLA D.

Angulo de Fricción ϕ del Suelo en grados	$K_p = \tan^2 (45 - \phi/2)$
20	2,040
21	2,117
22	2,198
23	2,283
24	2,371
25	2,464
26	2,561
27	2,663
28	2,770
29	2,882
30	3,000
31	3,124
32	3,255
33	3,392
34	3,537
35	3,690
36	3,852
37	4,023
38	4,204
39	4,395
40	4,599

41	4,815
42	5,045
43	5,289
44	5,550
45	5,828

- Valores para el coeficiente de presión pasiva K_p

TABLA E

δ (grados)					
Φ (grados)	0	5	10	15	20
15	1,698	1,900	2,130	2,405	2,735
20	2,040	2,313	3,636	3,030	3,525
25	2,464	2,830	3,286	3,855	4,597
30	3,000	3,506	Tabla E	4,977	6,105
35	3,690	4,390	5,310	6,854	8,324
40	4,600	5,590	6,946	8,870	11,772

ANEXO B. TIPOS DE MAQUINARIAS USADAS EN EXCAVACIONES

TIPOS DE MAQUINARIA USADA EN EXCAVACIONES

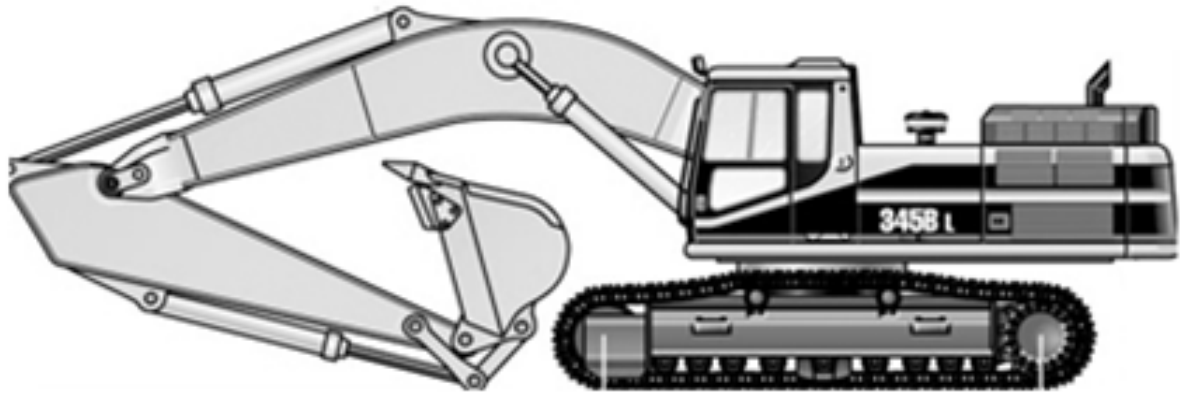
En la actualidad contamos con un equipo especializado según sea el tipo de excavación que se valla a realiza, la mas usada es la excavadora que cuanta con variaciones en sus ruedas cucharas según sea la condición del terreno, también se encuentra la pala frontal que es un tipo de excavadora con su cucharon en posición frontal, otro equipo usado en excavaciones es la mototrailla que básicamente es usada en áreas extensas de terreno, donde el material se encuentre en el rango blando a semiduro.

Figura 1 Pala Frontal



Fuente: Manual de Rendimiento Caterpillar

Figura 2 Retroexcavadora



Fuente: Manual de Rendimiento Caterpillar

Figura 3 Mototrailla.



Fuente: Manual de Rendimiento Caterpillar

**TABLA DE SELECCIÓN DE MAQUINARIA USADA EN EXCAVACIONES
SEGÚN EL TIPO DE SUELO**

E = Excavadora, **M**= Moto radilla, **D** = Maquina de Dragado (Almeja), **P**= Pala Frontal

<i>CLASE DE MATERIAL</i>	<i>SIMBOL O</i>	<i>CONTENID O DE AGUA</i>	<i>EXCAVACIÓ N LOTE CERRADO</i>	<i>EXCAVACIÓ N AREAS ABIERTA</i>	<i>TERRENO NO CONSOLIDD O</i>
GRAVAS BIEN GRADUADAS	GW	Seco	E	M	E
		Húmedo	E	M	D
GRAVAS ARCILLOSAS	GC	Seco	E	E	E
		Húmedo	E	E	D
GRAVAS MAL GRADUADAS	GP	Seco	E	M	E
		Húmedo	E	M	D
GRAVAS LIMOSAS	GM	Seco	E	M	D
		Húmedo	E	P	D
ARENAS BIEN GRADUADAS	SW	Seco	E	M	D
		Húmedo	E	M	D
ARENAS ARCILLOSAS	SC	Seco	E	M	D
		Húmedo	E	D	D

ARENAS MAL GRADUADA S	SP	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
ARENAS LIMOSAS	SM	Seco	D	M	D
		Húmedo	D	D	D
LIMOS ARENOSOS	ML	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
ARCILLA ARENOSA	CL	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
ARCILLAS LIMOSAS	OL	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
LIMOS ELASTICOS	MH	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
ARCILLA DE ALTA PLATICIDAD	CH	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
LIMOS ORGANOCOS DE MEDIA PLATICIDAD	OH	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D
SUELOS ORGANICO S	PT	Seco	E	M	D
		Húmedo	D	D	D

Fuente Carson Brinton 1961

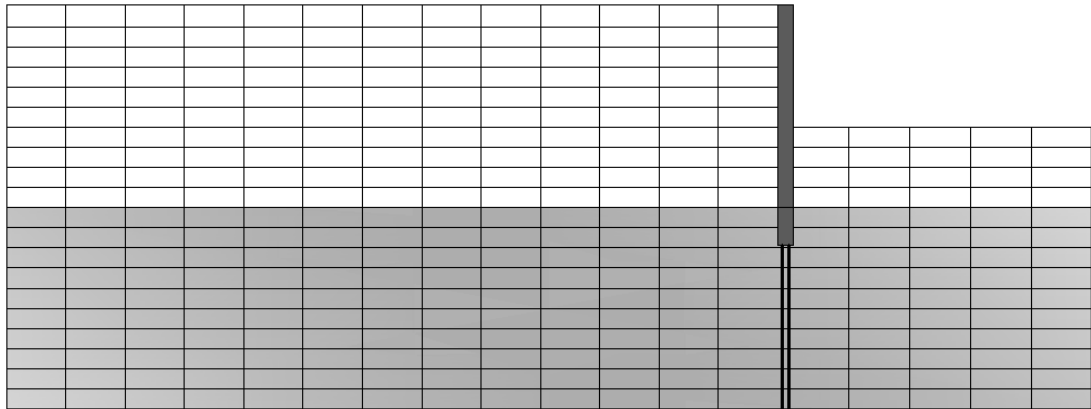
ANEXO C. EJEMPLO DE PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EXCAVACIÓN POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.

EJEMPLO DE PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EXCAVACIÓN POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

A continuación se mostraran los resultados de diferentes simulaciones de computador de excavaciones imaginarias para demostrar las diferencias que se generan debido a diferentes hipótesis con respecto a la condición del suelo.

Hipótesis:

Se asume que el suelo es un material perfectamente elástico y lineal. Se suponen módulos de elasticidad del suelo variables entre 10.000 Ton/m^2 (suelo relativamente Blando) y $1.000.000 \text{ Ton/m}^2$ (suelo muy duro).



En la figura se puede observar la pantalla considerada, la excavación y dos estratos. En el estrato superior se encuentra un suelo con $E = 10.000 \text{ Ton/m}^2$. Las variaciones del modulo de elasticidad se efectúan en el estrato inferior para

considerar desde un depósito hasta una pantalla cuya punta está embebida en un estrato muy firme.

En el primer tipo de análisis consiste en variar la rigidez del estrato inferior para detectar cambios en la respuesta del conjunto suelo-estructura.

Se analizaron los siguientes casos:

- Suelo homogéneo $E = 10.000 \text{ Ton/m}^2$

- Suelo superior $E = 10.000 \text{ Ton/m}^2$

Suelo inferior $E = 50.000 \text{ Ton/m}^2$

- Suelo superior $E = 10.000 \text{ Ton/m}^2$

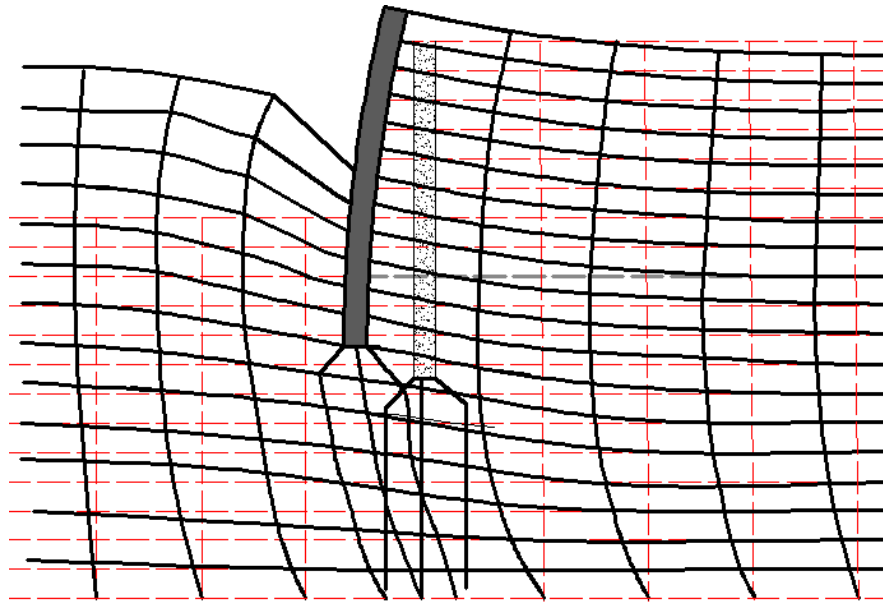
Suelo inferior $E = 500.000 \text{ Ton/m}^2$

- Suelo superior $E = 50.000 \text{ Ton/m}^2$

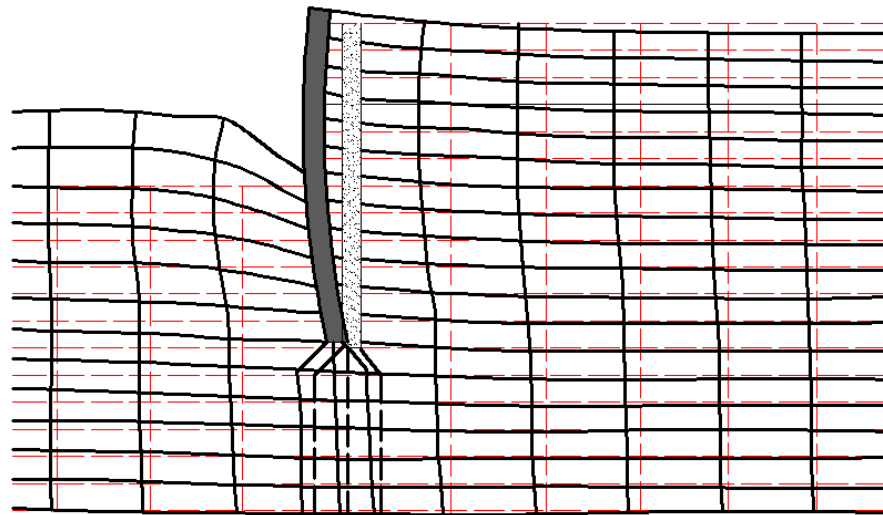
Suelo inferior $E = 10.000 \text{ Ton/m}^2$

En este análisis se utilizó una malla de 400 elementos finitos lineales, isoperimétricos, la pantalla tiene en todos los casos una longitud de 12 metros (12 elementos) y un ancho de 0.6 metro, la excavación se asumió para todos los casos de 6 metros de profundidad.

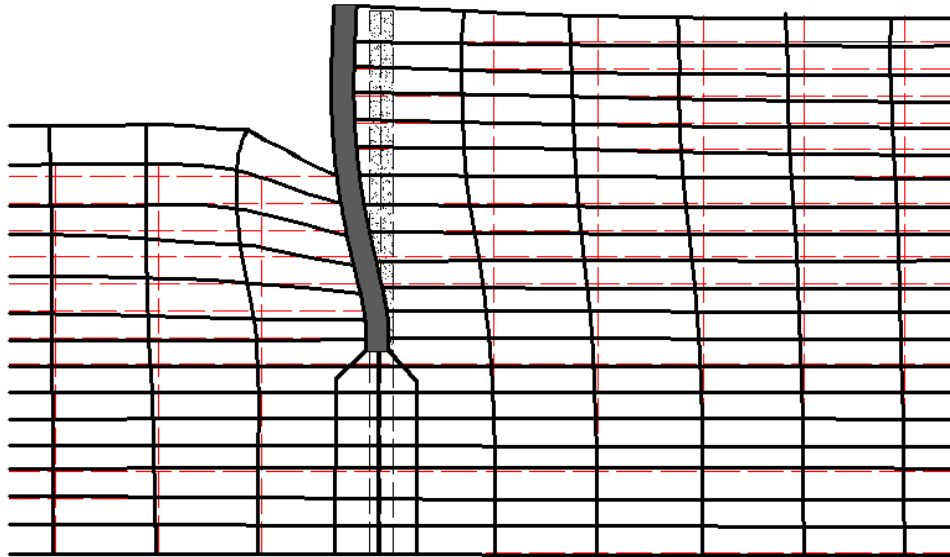
Caso 1 Excavación en suelo Uniforme.



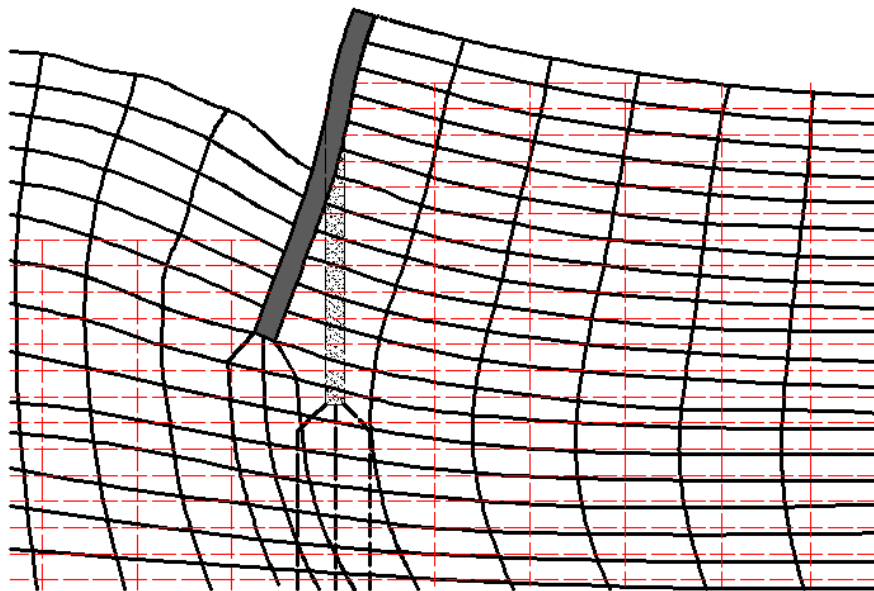
Caso 2 Excavación en suelo superior Blando Sobre Suelo inferior duro



Caso 3 Excavación en Suelo Superior Blando Sobre suelo Inferior muy duro



Caso 4 Excavación en Suelo superior duro sobre suelo inferior Blando



En el caso 4 a diferencia de los 3 anteriores se nota una diferencia drástica, donde la parte superior de la pantalla se desplaza hacia atrás y no hacia la excavación.

- Comportamientos analizados en los Casos 1,2,3,4
 - En suelos blandos no parece existir un “empotramiento de la pantalla” para longitudes de pantalla tradicionales. Es necesario una longitud mayor para asumir la pantalla empotrada en el suelo.
 - Aun en suelos duros el empotramientos perfecto parece no existir, salvo en caso 3 donde ya no se habla de suelo duro sino de rocas
 - En los suelos blandos existe un desplazamiento mayor en la parte inferior que en la parte superior.
 - Existe un levantamiento de la pantalla más acentuado en unos casos que en otros. El rebote del suelo es apreciable y hay un movimiento
 - generalizado de este delante y detrás de la pantalla. El levantamiento se puede explicar por este fenómeno
 - Existe un hundimiento del suelo tras la pantalla
 - La elástica de la pantalla varía en todos los casos.
 - En este análisis no se tuvieron en cuenta los posibles deslizamientos del suelo con respecto a la pantalla, a pesar de esto este fenómeno se puede medir en el campo mediante inclinómetros.

- Se puede decir que las pantallas que las pantallas se mueven debido al proceso de excavación, y la magnitud de estos movimientos depende de la rigidez relativa del suelo la pantalla.