



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS
ARMADOS NORMALES, CON ANCLAJES, CON PILOTES DE HORMIGÓN
CICLÓPEO PARA EL LABORATORIO VIRTUAL DE INGENIERÍA
GEOTÉCNICA (LVIG)”**

**TRABAJO DE FIN DE CARRERA PREVIA A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Autor:

Edward Alcívar Hurtado Duarte

Director:

Ing. Carmen Antonieta Esparza Villalba

LOJA - ECUADOR

2011



**“IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS
ARMADOS NORMALES, CON ANCLAJES, CON PILOTES DE HORMIGÓN
CICLÓPEO PARA EL LABORATORIO VIRTUAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
(LVIG)”**

Autor

Edward Alcívar Hurtado Duarte

Trabajo de Fin de Carrera previo a la obtención del título de
Ingeniero Civil

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Loja - Ecuador

Julio, 2011

Aprobado por:

Ing. Belizario Zárate

DIRECTOR

Ing. Carmen Antonieta Esparza Villalba

VOCAL

Ing. Daniel Irene



CERTIFICACIÓN

Ing. Carmen Antonieta Esparza Villalba

DOCENTE DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD
TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA,

CERTIFICA:

Que el presente trabajo de fin de carrera desarrollado para obtener el título de Ingeniero Civil, titulado **“IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS ARMADOS NORMALES, CON ANCLAJES, CON PILOTES DE HORMIGÓN CICLÓPEO PARA EL LABORATORIO VIRTUAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (LVIG)”**, realizado por **EDWARD ALCÍVAR HURTADO DUARTE**, ha sido elaborado bajo mi dirección y minuciosamente supervisado y revisado, por lo que autorizo su presentación a la Escuela de Ingeniería Civil.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. Carmen Antonieta Esparza Villalba

DIRECTOR DE TESIS



AUTORÍA

La originalidad de la investigación, procesamiento de la información, obtención de resultados, discusión, conclusiones y recomendaciones, así como la metodología de la investigación contemplada en el trabajo de fin de carrera titulado: **“IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS ARMADOS NORMALES, CON ANCLAJES, CON PILOTES DE HORMIGÓN CICLÓPEO PARA EL LABORATORIO VIRTUAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (LVIG)”**, previo a la obtención del grado de Ingeniero Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, son de exclusiva e autoría responsabilidad del autor.

Edward Alcívar Hurtado Duarte.



CESIÓN DE DERECHOS

Yo, Edward Alcívar Hurtado Duarte declaro ser el autor del presente trabajo y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 de Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”.

Edward Alcívar Hurtado Duarte.



DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo en primer lugar a Dios, a mis padres Jorge Hurtado y Elsa Duarte quienes han sido los cimientos en mi formación.

A mis hermanos Henry y Jorge, que en las noches de largos desvelos me han brindado su compañía, apoyándome e incentivándome para seguir adelante.

A todos mis amigos que gracias a sus palabras de apoyo y a su incuestionable amistad, nunca me ha faltado alguien con quien cruzar los largos caminos de la vida.

Edward Hurtado



AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a la Escuela de Ingeniería Civil, por haberme dado la oportunidad y el apoyo de haber podido realizar mis estudios en tan prestigiosa Escuela. Igualmente a la Universidad Técnica Partícula de Loja que dentro de sus instalaciones siempre me sentí como en casa.

Agradezco al Ing. Ángel Tapia, al Dr. Fernando Oñate, al Ing. Juan Carlos Guanín, catedráticos de la Universidad Técnica Particular de Loja, por toda la motivación que me ha brindado durante estos años para seguir en el camino de la Ingeniería Civil. Más que docentes, han sido amigos y un apoyo importante tanto en lo profesional como en lo personal. Le agradezco profundamente cada uno de sus sabios consejos, pues todos ellos me han llevado a obtener importantes logros en muchos aspectos de mi vida.

Mis más profundo gracias a la Ing. Carmen Esparza catedrática de la Universidad Técnica Particular de Loja, a quien agradezco sus importantes conocimientos, experiencia y apoyo entregado, así como el tiempo dedicado para materializar este trabajo.

Agradezco al Ing. Daniel Irene por su asesoramiento en la resolución de importantes dudas respecto al programa Visual Studio 2010, herramienta empleada para la realización de esta Tesis.

Mi agradecimiento a todos quienes conforman la Escuela de Ingeniería Civil, a mis apreciados amigos y compañeros.

Por último agradezco a Dios y a mis Padres por haberme dado todo su amor, el valor, su paciencia y su apoyo incondicional que me incentivaron día a día a trabajar en esta Tesis.

El Autor



RESUMEN

La implementación de nuevas estructuras (vías, edificios, etc.) trae consigo la alteración de los suelos, afectando la estabilidad del suelo mantenida durante décadas, ésta comienza a disminuir produciendo los deslizamientos, pero con el avance en el estudio de los suelo se ha propuesto la incorporación de estructuras de contención que mantienen o aumentan esta estabilidad. El diseño de estas estructuras es a través de métodos repetitivos de prueba y error, por lo cual se los puede programar dentro de una aplicación.

Dentro las metodologías para el análisis de las estructuras de contención, el cálculo de los factores de seguridad se ha caracterizado con el método más eficiente, en donde intervienen tres tesis que garantizan la estabilidad de esta estructura: primero evitar que el muro gire (volqué), segundo evitar que el muro se deslice y tercero evitar que el muro se asiente.

El cálculo de estos factores es a través de la determinación de las fuerzas que producen que gire, se deslice o se asiente el muro (presión de tierras, sobrecargas, sismos) y las fuerzas que resisten a que esto suceda (peso propio del muro, anclajes, etc.).

Siguiendo el proceso antes mencionado se ha generado una aplicación web gratuita que abarque los cuatro tipos de estructuras de contención (muros) más utilizados en nuestro medio. La aplicación se conforma de cuatro páginas individuales, la primera para muros a gravedad, la segunda para muros en voladizo, la tercera para muros anclados y la cuarta para muros con pilotes.

La aplicación se divide en dos etapas. En la primera etapa el usuario debe ingresar todos los datos necesarios como: dimensiones del muro, estratigrafía de suelo, etc. La segunda parte el usuario debe convalidar los resultados de acuerdo a su experiencia.

Palabras clave: Presión de tierras, Teoría de Rankine, Teoría de Coulomb, pilote, anclaje, estructuras de contención, factores de seguridad.



ABSTRACT

The implement of new structures (roads, buildings, etc.) brings itself the alteration of soils, affecting the stability of the soil maintained during decades, this one begins to fall producing the sliding of land but with the developing of the soil studies it was proposed the incorporation of the containment structures which function will be to maintain or increase this stability. The design of these structures is obtained through repetitive methods of experimentation recognizing the error and changing the data that is why they can be programmed inside an application.

Among the methodologies for the analysis of the containment structures, the calculation of the factors of safety has been characterized with the most efficient method, which three theses take part in, the same ones that guarantee the stability of this structure: first to avoid the retaining wall crumbles, second to avoid a landslide of the retaining wall and third to avoid the retaining wall tamps down.

The calculation of these factors is made through the determination of the forces that produce the retaining wall crumbs, landslides or tamps down (soil pressure, overloads, earthquakes) and for the forces that resist avoiding these problems (own weight of the retaining wall, anchorages, etc.).

Following the process mentioned above an application has been generated, a gratuitous Web that includes the four types of containment structures retaining (walls) specially the ones that are more used in our environment. The application has four individual pages, the first one for gravity walls, the second for walls in projection, the third for anchored walls and the fourth for walls with piles.

The application is divided into two stages. In the first stage the user must enter all the necessary data like: dimensions of the wall, ground stratigraphy, etc. In the second part the user must confirm the results according to his experience.

Keywords: Pressure of the soil, Theory of Rankine, Theory of Coulomb, piles, anchorage, structures of containment, factors of safety





ÍNDICE - CONTENIDO

<u>CERTIFICACIÓN</u>	<u>III</u>
<u>AUTORÍA</u>	<u>IV</u>
<u>CESIÓN DE DERECHOS</u>	<u>V</u>
<u>DEDICATORIA</u>	<u>VI</u>
<u>AGRADECIMIENTO</u>	<u>VII</u>
<u>RESUMEN</u>	<u>VIII</u>
<u>ABSTRACT</u>	<u>IX</u>
<u>ARTICULO TÉCNICO</u>	<u>X</u>
<u>ÍNDICE - CONTENIDO</u>	<u>1</u>
<u>ÍNDICE – FIGURAS</u>	<u>4</u>
<u>INDICE DE TABLAS</u>	<u>5</u>
<u>GLOSARIO DE TÉRMINOS</u>	<u>6</u>
<u>1. GENERALIDADES</u>	<u>13</u>
1.1. Introducción	13
1.2. Objetivos	14
1.2.1. Objetivos Generales	14
1.2.2. Objetivo Específicos	14
1.3. Problemática	15
1.4. Justificación del Proyecto	16
<u>2. MARCO TEÓRICO</u>	<u>17</u>
2.1. Caracterización de los suelos	17
2.1.1. Origen de los suelos	18
2.1.2. Propiedades físicas de los suelos	18
2.1.3. Límites de Atterberg	21
2.1.4. Clasificación de los suelos	24
2.2. Capacidad de carga ultima	25
2.2.1. Determinación de la capacidad de carga ultima	26



2.3.	Presión lateral del terreno sobre muros	29
2.3.1.	Teoría de presión lateral de tierras	29
2.3.2.	Teoría de Rankine	36
2.3.3.	Teoría de Coumlomb	38
2.3.4.	Efecto de la sobrecarga en los empujes	41
2.3.5.	Incremento dinámico de presión por efecto sísmico.	42
2.4.	Análisis de resistencia interna de la estructura	45
2.4.1.	Verificación de los Esfuerzos a Corte	45
2.4.2.	Verificación de los Esfuerzos a Flexión	46
2.4.3.	Mayoración de cargas	48
3.	MUROS DE CONTENCIÓN	50
3.1.	Introducción	50
3.2.	Estabilidad de Muros	51
3.2.1.	Estabilidad al Volcamiento	52
3.2.2.	Estabilidad al Desplazamiento	55
3.2.3.	Estabilidad por Capacidad de Carga	58
3.3.	Muro a Gravedad	61
3.4.	Muro en Voladizo	65
3.5.	Muro Anclado	69
3.5.1.	Anclajes	70
3.6.	Muro pilotados	78
3.6.1.	Pilotes cargados verticalmente	79
3.6.2.	Pilotes cargados lateralmente	94
3.7.	Ventajas y desventajas entre los Muros	102
4.	IMPLEMENTACIÓN DE LA APLICACIÓN	104
4.1.	Laboratorio Virtual de Geotecnia	104
4.3.	Diagrama de flujo general para la aplicación	107
4.4.	Interface del usuario	110
4.5.	Ventajas de la aplicación	116
4.6.	Desventajas y Limitación Técnicas de la Aplicación	117
5.	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	118
5.1.	Introducción	118
5.2.	Ejemplo 1	118



5.3.	Ejemplo 2	124
5.4.	Ejemplo 3	129
5.5.	Ejemplo 4	133
5.6.	Simulación y comparación de resultados	143
<u>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>		148
6.1	Conclusiones	148
6.2	Recomendaciones	149
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>		150
<u>ANEXOS</u>		151

ANEXO I.- Factores de Capacidad de Carga

ANEXO II.- Coeficientes de presión activa y pasiva según Rankine y Coulomb

ANEXO III.- Aceleración del suelo – Zonas Sísmicas

ANEXO IV.- Ábacos para la determinación de la adherencia limite a_{lim}

ANEXO V.- Resultados obtenidos de los ejemplos introducidos en la aplicación

ANEXO VI.- Manuales de Usuario



ÍNDICE – FIGURAS

FIGURA 2.1.- (a) Copa de Casagrande y Equipo general (b) Curva de Fluidez	22
FIGURA 2.2.- Equipo para el ensayo de límite plástico	22
FIGURA 2.3.- Equipo para el ensayo de límites de consistencia	23
FIGURA 2.4.- Definición de los límites de Atterberg	24
FIGURA 2.5.- Naturaleza de la Presión lateral de tierras sobre un muro de contención.	30
FIGURA 2.6.- Naturaleza de la variación de la presión lateral de la tierra a una cierta profundidad.	31
FIGURA 2.7.- Presión activa, diagrama de esfuerzos	34
FIGURA 2.8.- Empuje pasivo - Cirulos de Mohr	36
FIGURA 2.9.- Teoría de Rankine - Hipótesis.....	37
FIGURA 2.10.- Teoría de Coulomb	39
FIGURA 2.11.- Referencia de Ángulos.....	40
FIGURA 2.12.- Tipos de Sobre cargas	42
FIGURA 3.1.- Partes Comunes de Muros de Contención.....	51
FIGURA 3.2.- Tipos de falla de un Muro: (a) por volteo; (b) por deslizamiento; (c) por capacidad de carga, y (d) por cortante a mayor profundidad.....	52
FIGURA 3.3.- Revisión por volteo, suponiendo que es válida la presión de Rankine ..	53
FIGURA 3.4.- Revisión por deslizamiento bajo la base del muro.....	57
FIGURA 3.5.- Revisión de falla por capacidad de carga.....	59
FIGURA 3.6.- MURO A GRAVEDAD, Tipo según el Material.....	62
FIGURA 3.7.- MURO A GRAVEDAD, Según la Sección Transversal.....	62
FIGURA 3.8.- MUROS A GRAVEDAD, Dimensiones Aproximadas de acuerdo a la altura.....	63
FIGURA 3.9.- MUROS EN VOLADIZO, Perfiles comunes.....	66
FIGURA 3.10.- MUROS EN VOLADIZO, Dimensiones Aproximadas de acuerdo a la altura.....	67
FIGURA 3.11.- Tipos de estructuras Ancladas	70
FIGURA 3.12.- Anclaje – Partes.....	71
FIGURA 3.13.- Capacidad última de carga de un pilote	80
FIGURA 3.14.- Variación de resistencia unitaria de punta en arena homogénea	81
FIGURA 3.15.- Variación de los valores máximos de N^*_c y N^*_q , con el ángulo de fricción del suelo	82



FIGURA 3.16.- Superficie de Falla en la punta del pilote.....	86
FIGURA 3.17.- Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	88
FIGURA 3.18.- Variación de λ con la longitud de penetración de un pilote.....	91
FIGURA 3.19.- Aplicación del método λ en suelo estratigráfico.....	91
FIGURA 3.20.- Variación de α con la cohesión no drenada de la arcilla.....	92
FIGURA 3.21.- Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes cortos (a) arenas (b) en arcillas	98
FIGURA 3.22.- Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes largos (a) arenas (b) en arcillas	99
FIGURA 3.23.- Variación del coeficiente K_{br} de la presión neta resultante del suelo.....	101
FIGURA 3.24.- Variación de K_{cr}	102
FIGURA 4.1.- Página de inicio del laboratorio virtual de Ingeniería Geotécnica	104
FIGURA 4.2.- Ubicación del Laboratorio dentro del sitio Web VLEG	105
FIGURA 4.3.- Diagrama de flujo de general de la aplicación.....	108
FIGURA 4.4.- Página de Inicio de la Aplicación.....	110
FIGURA 4.5.- Espacio destinado para el ingreso de datos por usuario	111
FIGURA 4.6.- Espacio destinado para presentar datos obtenidos por la aplicación ..	112
FIGURA 4.7.- Documento de descarga.....	116
FIGURA 5.1.- Muro de contención a gravedad.....	119
FIGURA 5.2.- Muro de contención en Voladizo.....	125
FIGURA 5.3.- Muro de Pantalla.....	129
FIGURA 5.4.- Calculo de la capacidad de carga de un pilote	134

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1.- Sistema Unificado, símbolos de identificación de suelos.....	25
TABLA 2.2.- Combinaciones de cargas mayoradas para determinar la resistencia requerida U en el Código ACI.....	49
TABLA 3.1.- Procedimiento para el cálculo MR	55
TABLA 3.2.- Pasos a seguir en el diseño de muros de contención a gravedad para estabilizar deslizamientos.....	64
TABLA 3.3.- Pasos a seguir en el diseño de muros en voladizo para estabilizar deslizamientos y taludes.	68
TABLA 3.4.- Coeficiente $F1$ en función del tipo de anclaje	73



TABLA 3.5.- Coeficiente F_3 en función del tipo de anclaje	76
TABLA 3.6.- Pasos a seguir en el diseño de muros anclados para estabilizar deslizamientos y taludes.	77
TABLA 3.7.- Valores de índice de rigidez del suelo	85
TABLA 3.8.- Coeficiente de presión efectivo de la tierra en función del tipo de pilote ..	89
TABLA 3.9.- Valores representativos de nh	96
TABLA 3.10.- Parámetros elásticos para diferentes suelos.	100
TABLA 5.1.- Comparación de resultados	144
TABLA 5.2.- Comparación de resultados	144
TABLA 5.3.- Comparación de resultados	145
TABLA 5.4.- Comparación de resultados Carga por punta	146
TABLA 5.5.- Comparación de resultados de la resistencia por punta- Datos obtenidos manualmente	146
TABLA 5.6.- Comparación de resultados de la resistencia por punta- Datos obtenidos en la aplicación	147

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Capacidad de carga de un suelo

- q_{adm} = Capacidad de carga admisible (kN/m^2).
 q_u = Capacidad de carga última bruta (kN/m^2).
 FS = Factor de seguridad (adimensional)
 c' = Cohesión del suelo (kN/m^2)
 q = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación (kN/m^2)
 γ = Peso específico del suelo de cimentación (kN/m^3)
 D = Profundidad de cimentación (m)
 B = Ancho de la cimentación (m)
 $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma (adimensional)
 $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad (adimensional)
 $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores por la inclinación de la carga (adimensional)
 N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga (adimensional)
 ϕ' = Ángulo de fricción del suelo de cimentación (grados)



B' = Ancho de la zapata menos dos veces la excentricidad

Presión de Tierras

A_o = Aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica

H = Altura del muro (m)

α = Ángulo de inclinación del talud (grados)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados)

β = Ángulo de inclinación de la pared interna del muro (grados)

δ = Ángulo de fricción del muro (grados)

K_o = Coeficiente de empuje en reposo (adimensional)

K_a = Coeficiente de empuje activo (adimensional)

K_p = Coeficiente de empuje pasivo (adimensional)

k_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal (adimensional)

k_{sv} = Coeficiente sísmico vertical (adimensional)

c' = Cohesión del suelo (kN/m^2)

σ_h = Esfuerzo horizontal (kN/m^2)

σ'_o = Esfuerzo vertical (kN/m^2)

γ = Peso específico del suelo (kN/m^3)

z = Profundidad medida desde la superficie (m)

u = Presión de agua de poro (kN/m^2)

P_a = Presión activa del suelo (kN/m)

P_p = Presión pasiva del suelo (kN/m)

P'_a = Presión generada por la sobrecarga (kN/m)

OCR = Tasa de preconsolidación presente

OCR_{max} = Tasa de preconsolidación máxima

q = Sobrecargar (kN/m^2)

Diseño estructural

$f'c$ = Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días (kg/cm^2)

b_w = Ancho del alma de la sección (cm).

d = Espesor útil (cm) .

ϕ = Factor de minoración a la resistencia por corte.

M_u = Momento flector mayorada en la sección considerada (kg-m).



M_n = Momento nominal resistente (kg-m).

ϕ = Factor de minoración a la resistencia por tracción.

A_s = Área de acero requerida

$A_{s\min}$ = Área de acero mínima

Estabilidad de muros

FS_{volteo} = Factor de seguridad contra el volcamiento (adimensional)

M_R = Momentos resistentes (kN-m)

M_o = Momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro (kN-m)

H' = Altura del muro más la altura de inclinación del talud (m)

α = Ángulo de inclinación del talud (grados)

P_a = Presión activa del suelo (kN/m)

P_h = Componente horizontal de la presión activa del suelo (kN/m)

γ_s = Peso específico del suelo de relleno (kN/m³)

γ_c = Peso específico del hormigón (kN/m³)

P_v = Componente vertical de la presión activa del suelo (kN/m).

ΣV = Sumatoria de todas las fuerzas verticales (kN/m).

$\Sigma F'_R$ = Suma de la fuerzas resistentes horizontales (kN).

$FS_{deslizamiento}$ = Factor de seguridad contra el deslizamiento.

ΣF_d = Suma de las fuerzas horizontales de empuje (kN)

s = Esfuerzo cortante del suelo (kN/m²).

δ = Angulo de fricción entre el suelo y la losa (grados).

c_a = Adhesión del suelo y la base de la estructura de contención (kN/m²)

R' = Fuerzas resistente máxima (kN)

B = Ancho de la zapata (m)

D_1 = Profundidad de cimentación (m)

e = Excentricidad (m)

A = Área de la zapata (m²)

M_{neto} = Momento neto (kN-m)

I = Inercia por unidad de longitud de la sección de la base (m⁴)

$FS_{capacidad\ de\ carga}$ = Factor de seguridad de capacidad de carga

Anclajes

P_N = Carga nominal del anclaje, que es la mayor de (kN/m).



- F_1 = Coeficiente de mayoración.
- PN_d = Carga nominal mayorada del anclaje (kN/m).
- A_T = Sección del tirante (m²).
- f_{pk} = Límite de rotura del acero del tirante (MPa).
- f_{yk} = Límite elástico del acero del tirante (MPa).
- p_T = Perímetro nominal del tirante (m)
- L_b = Longitud de cálculo del bulbo (m).
- τ_{lim} = Adherencia límite entre el tirante y la lechada (MPa).
- f_{ck} = Resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada (MPa).
- D_N = Diámetro nominal del bulbo (m).
- L_b = Longitud de cálculo del bulbo (m).
- a_{adm} = Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.
- c' = Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.
- φ' = Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.
- σ' = Presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.
- F_{2c} = 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.
- $F_{2\varphi}$ = 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.
- a_{lim} = Adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos.
- F_3 = Coeficiente de acuerdo al tipo de anclaje.

Pilotes cargados verticalmente

- P = Carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su hundimiento (kN).
- Q_p = Resistencia por punta (kN).
- Q_s = Resistencia por fuste (kN).

Resistencia por punta

Método de Meyerhof



- A_p = Área de la punta del pilote (m^2).
 c' = Cohesión del suelo que soporta la punta (kN/m^2).
 q_p = Resistencia de la punta unitaria (kN/m^2).
 q' = Esfuerzo vertical efectivo (kN/m^2).
 N_q^* y N_c^* = Factores de capacidad de carga.
 ϕ = Es el ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.
 c_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

Método de Vesic

- A_p = Área de la punta del pilote (m^2)
 $\bar{\sigma}_o$ = Esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote (kN/m^2)
 σ_o = Esfuerzo vertical efectivo (kN/m^2)
 K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo.
 N_c^* y N_σ^* = Factores de capacidad de carga
 I_{rr} = Índice de rigidez reducida para el suelo.
 I_r = Índice de rigidez
 E_s = Módulo de elasticidad del suelo (kN/m^2)
 μ_s = Relación de Poisson del suelo (adimensional)
 G_s = Módulo cortante del suelo (kN/m^2)
 Δ = Deformación Unitaria promedio en la zona plástica por debajo de la punta del pilote

Método Jambu

- A_p = Área de la punta del pilote (m^2)
 N_q^* y N_c^* = Factores de capacidad de carga.
 q' = Esfuerzo vertical efectivo (kN/m^2)
 c' = Cohesión del suelo que soporta la punta (kN/m^2)

Método de la Norma Española

- σ'_{vo} = Presión vertical efectiva al nivel de la punta (kN/m^2).
 N_q^* y N_c^* = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas
 c = Cohesión (kN/m^2).



f_D = Factor de corrección por tamaño del pilote

D = Diámetro del pilote (m).

Resistencia por fricción

Σp = Perímetro de la sección del pilote

f = Resistencia unitaria por fuste

ΔL = Profundidad medida desde la superficie del terreno.

Arenas

K = Coeficiente de presión efectivo de la tierra

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración (kN/m^2)

δ = Ángulo de fricción entre suelo y pilote (grados)

Método λ

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

c_u = Resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

$A_1 + A_2 + A_3 + \dots$ = Áreas de los diagramas del esfuerzo vertical efectivo (m^2)

Método α

α = Factor empírico de adhesión

f = Resistencia unitaria por fuste

c_u = Cohesión (kN/m^2)

Método de la Norma española

σ'_v = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

K = Coeficiente de empuje empírico.

F = Factor de reducción del rozamiento del fuste.

ϕ = Ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

c' = Cohesión efectiva del terreno.



Pilotes Cargados Lateralmente

Método de Broms

- L = Longitud del pilote (m)
 T = Longitud característica del sistema suelo pilote (m)
 E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote (kN/m^2)
 I_p = Momento de inercia de la sección del pilote (m^4)
 n_h = Constante del módulo de reacción horizontal (kN/m^3).
 M_y = Momento de fluencia (kN-m)
 S = Módulo de sección del pilote (m^3)
 F_y = Esfuerzo de fluencia del material del pilote
 ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados)
 q_u = Resistencia a compresión no confinada
 FS = Factor de seguridad (=2)

Método de Meyerhof

- E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote (kN/m^2)
 I_p = Momento de inercia de la sección del pilote (m^4)
 L = Longitud del pilote (m)
 E_s = Módulo de elasticidad horizontal promedio del suelo.
 γ = Pesos específico del suelo (kN/m^3)
 D = Diámetro del pilote (m)
 p_l = Presión límite obtenida en pruebas de presiómetros.
 p_a = Presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)
 N_q = Factor de capacidad de carga (ver ecuación 2.5)
 K_{br} = Coeficiente de la presión neta resultante del suelo.
 K_{cr} = Coeficiente de presión neta del suelo.



1

GENERALIDADES

1.1. Introducción

Todas las actividades constructivas del hombre tienen una meta o un objetivo y para alcanzarlo, ha tenido que disciplinar sus acciones, mejorar sus técnicas y por consiguiente conseguir nuevos conocimientos. Es así que en las últimas décadas se ha logrado abrir caminos, construir puentes y edificar ciudades, en lugares que en el pasado se los consideró como inapropiados.

De igual manera al incrementar los lugares de construcción se incrementó los niveles de amenaza y riesgo dentro de las edificaciones, aspecto que obligó al ingeniero ha no solo centrar sus diseños en la estructura sino al medio que la rodea (suelo), ya que al momento de abrir una carretera o edificar una estructura se producirá una alteración al suelo y por consiguientes nuevos problemas como son los deslizamientos.

En la búsqueda de la mejor forma de relacionar la estructura con el suelo se dio origen a la Mecánica de Suelos, permitiéndonos así aplicar normas y criterios que tomen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos de una obra, por consiguiente disminuyendo los niveles de amenaza y riesgo.

Para nuestro siglo el principal objetivo de un ingeniero antes de edificar, es lograr la estabilización de taludes y laderas. Aunque según Schuster y Kockelman (1996) la mejor de manera de estabilización es la prevención, no es posible tan solo con la aplicación métodos preventivos la total eliminación de los problemas. Es así para cada problema se requiere un análisis conceptual, y una forma de estabilizar el talud para así reducir las fuerzas actuantes e



incrementar las fuerzas resistentes.

Una de las formas de estabilizar más utilizada es la construcción de estructuras de contención. Las estructuras de contención tienen por objetivo incrementar las fuerzas resistentes a través de fuerzas externas sin disminuir las actuantes. Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo con su comportamiento particular.

Como se mencionó anteriormente cada estructura de tiene un comportamiento diferente, por consiguiente un análisis diferente, teniendo así un sinfín de soluciones para un mismo problema. Es así que se puede recurrir a software para mejorar los tiempos y la forma de análisis, para seleccionar la mejor opción posible para el problema que se tiene.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Generar una herramienta digital para automatizar el cálculo del análisis y diseño de muros (a gravedad, cantiléver, anclados y con pilotes) mediante aplicación de Microsoft Visual Studio.net e implementarlo al Laboratorio Virtual de Ingeniería Geotécnica (LVIG)

1.2.2. Objetivo Específicos

En el presente trabajo se tiene por objeto determinar las variables que intervienen en el diseño de los muros, y a través de estas generar un modelo digital que permitirá diseñar de manera rápida y sencilla cualquier tipo de muro.

- ✓ Determinar las variables que intervienen en la modelación muros.
- ✓ Determinar los diferentes procedimientos para la estabilización de taludes mediante estructuras de contención (muros).
- ✓ Determinar los algoritmos necesarios para el análisis y diseño de muros de contención.



- ✓ Comprobación y Validación de la aplicación obtenida en el programa Microsoft Visual Studio. NET.
- ✓ Elaboración de manuales de usuario y un video para el uso del programa.

1.3. Problemática

Desde la época en que los romanos modernizaron el arte de edificar en base de piedra y cal, el hombre no ha dejado de construir vías de comunicación, canales, vías férreas, presas, obras de protección, etc., es así que, en cada nueva construcción existe una alteración del suelo afectando en gran magnitud a su estabilidad que por años se ha logrado mantener.

Por tal motivo se ha puesto al diseño y análisis de la estabilización de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte de los proyectista.

Pero como el suelo adquiere sus características de acuerdo a las fuerzas que actúan sobre él, existiría una gran variedad de taludes y cada uno con sus respectivas condiciones. La geotecnia ha buscado métodos, normas, reglas durante años que permitan el análisis de taludes mediante la utilización de ciertas características en común que presenta todos los suelos. De esta forma se ha reducido el análisis de taludes, pero a su vez se ha convirtiendo el diseño de estas estructuras en un análisis repetitivo (pruebas y error) que requieren tiempo hasta encontrar un diseño óptimo.

En búsqueda de obtener un mejor tiempo en la forma de análisis y diseño de estabilizaciones de taludes, el proyectista trata de simplificar el cálculo a través de medios informáticos (software). El software no es más que una agrupación de normas y métodos de diseño que permiten el cálculo de resultados en un menor tiempo. Por estas condiciones se ve la necesidad de aportar con un



software gratuito que permita realizar diseños y análisis en menores tiempos.

1.4. Justificación del Proyecto

En los últimos años nuestra ciudad de Loja o mejor dicho nuestro país ha experimentado un crecimiento en el volumen de construcción, tanto en obras de estructura vial, como en obras que fomentan el bienestar (sistemas de agua potable, riego, alcantarillado, canales) produciendo una gran inversión que puede ser vulnerable a los desastres naturales, siendo uno de estos la inestabilidad de los suelos.

La pérdida de cualquier infraestructura conlleva un alto contenido económico y material, por tal motivo se debe considerar el análisis de taludes. En nuestro medio la forma más común es por medio de estructuras de contención, pero cada una tiene su característico diseño, que sobrelleva a consumir tiempo y dinero en el análisis de la mejor solución posible de estabilización.

Por tal motivo este proyecto tiene la finalidad de reducir los tiempos de análisis y diseño de las estructuras de contención más utilizadas en el medio a través de una aplicación web, permitiendo al diseñador analizar de forma rápida y económica una variedad de soluciones para un mismo problema.



2

MARCO TEÓRICO

2.1. Caracterización de los suelos

En el momento de iniciar un estudio para un proyecto, siempre es indispensable tener cierto conocimiento del suelo en el cual se va cimentar, ya que de este depende en parte el diseño de la estructura. Es por ello la gran importancia que tienen los estudios geotécnicos adecuados, los cuales en conjunto con mapas geológicos, geotécnicos y cualquier otro tipo de información del lugar, permite reducir de manera significativa el margen de error al diseñar una estructura.

Todo suelo es “una delgada capa sobre la corteza terrestre que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan” (Crespo Villaza, 2004), es decir, se tiene una gran variedad de características propias para cada suelo, dependiendo de las fuerzas físicas o químicas que en ellos actúan.

Entonces para cada proyecto es necesario el material que se dispone (tipo de suelo), las características generales cualitativas y cuantitativas del material, para así poder asignar mejores coeficientes de seguridad y adoptar el mejor método de estabilización para cada caso.

Algunos de estos parámetros afectan considerablemente el diseño, y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros.



2.1.1. Origen de los suelos

El origen de las capas de suelo o terreno (edafológicas) y la forma como se depositan, arroja mucha luz sobre su naturaleza y variabilidad en el campo, desde el punto de vista constructivo y geotécnico, el suelo comprende la capa más exterior de la corteza terrestre, de espesor variable según los casos; generalmente desde cerca de un metro a unas decenas de metros. Por su origen se puede decir que el suelo es:

- **Residual.-** Los suelos que se forman in situ por la intemperización química de las rocas y, puesto que jamás han sido perturbados físicamente, conservan las características geológicas menores del material rocoso de origen (En el campo, la transición de roca a suelo suele ser gradual).
- **Sedimentario.-** Son suelos transportados y depositados por la acción de ríos, mares, glaciares y vientos. En general, el mecanismo de sedimentación regula la granulometría (tamaño de las partículas), sus variaciones, y la estratigrafía y uniformidad de las capas edafológicas.

2.1.2. Propiedades físicas de los suelos

De una forma global y encaminada a nuestro campo la ingeniería civil, se puede definir al suelo como un material que sostiene o carga el edificio por su base, por lo que el ingeniero para poder tener una identificación completa de qué tipo de suelo va cimentar necesita saber las siguientes características físicas del suelo:

Densidad

La cantidad de materia sólida presente por unidad de volumen recibe el nombre de densidad en seco del material. En el caso de los suelos granulares y orgánico-fibrosos, la densidad en seco es el factor más importante desde el punto de vista de sus propiedades ingenieriles. Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de



densidad relativa, o razón (como porcentaje) de la diferencia entre la densidad del suelo natural en seco y su densidad en seco mínima, dividida entre la diferencia que hay en sus densidades máximas y mínima en seco.

Sin embargo, durante la construcción de rellenos ingenieriles, el grado de compactación suele especificarse como el cociente de densidad real en seco, in situ, dividida entre la densidad máxima en seco, determinada con una prueba de laboratorio diseñada para el cálculo de la relación humedad-densidad (ASTM D1557 o D698).

Fricción Interna:

La fricción pura de Coulomb equivale a la simple resistencia a la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geoméricamente como el ángulo de fricción interna ϕ (phi).

El valor ϕ aumenta junto con la densidad, la angularidad y la granulometría de las partículas; disminuye cuando el suelo contiene cohesión; es relativamente indiferente a la velocidad de carga y el tamaño de las partículas; y puede aumentar o disminuir bajo cargas repetitivas o cíclicas.

Cohesión:

Es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Resulta de la compleja interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdaderamente cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas.

Los suelos o terrenos no plásticos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial.

El valor de cohesión que se utiliza al diseñar depende directamente de las condiciones de drenaje bajo la carga impuesta, así como del método de prueba



que se emplee para calcularlo, por lo que todo se debe evaluar cuidadosamente.

Compresibilidad:

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos.

Estos desplazamientos, cuando ocurren a nivel de la cimentación, provocan asentamientos en ella. La limitación de los asentamientos a ciertos valores permisibles suele regir el diseño de las cimentaciones, sobre todo cuando los suelos o terrenos son granulares.

En el caso de los suelos granulares, la compresibilidad se expresa en términos del módulo de Young E , el cual suele considerarse equivalente al módulo secante de la curva de esfuerzo-deformación, obtenida por medio de una prueba triaxial estándar. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial, pero se incrementa al elevar la presión de confinamiento y al someter la muestra a cargas repetitivas.

Este valor se puede calcular por medio de pruebas de laboratorios unidimensionales estándar de consolidación (ASTM D2435).

Permeabilidad:

Es la capacidad de una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. En el diseño de cimentaciones, por lo general lo único que es necesario saber es la permeabilidad en condiciones de saturación. Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica.

Puesto que generalmente depende del tamaño y la continuidad del espacio poroso del suelo y, en consecuencia, del tamaño de las partículas de éste, la



permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical.

2.1.3. Límites de Atterberg

En 1946 el físico sueco A. Atterberg, clasificó los suelos arcillosos en función del efecto que la humedad ejerce sobre su consistencia. Y fijó límites o fronteras de acuerdo a la cantidad de agua que contiene estos suelos, es así si un suelo arcilloso contiene una cantidad excesiva de agua este puede fluir teniendo un estado semilíquido; y si se secará en forma gradual este se comportaría como un material plástico, semisólido o sólido, claro está que siempre dependiendo del contenido de agua que posea.

De la misma manera Atterberg propuso que tres límites que separan estos cuatro estados y estos son:

- **Límite Líquido (LL).**- Contenido de humedad, en porcentaje respecto del peso de suelo seco, según el cual se considera que el suelo pasa de la consistencia líquida a la plástica, de acuerdo con el ensayo normalizado de Casagrande (ver figura 2.1a) (ASTM D 4318 o AASHTO T 89 - 02): dos secciones de una pasta de suelo alcanzan a tocarse cuando la taza o cuchara que las contiene es sometida a un número de impactos. Se experimenta con diferentes humedades, anotando los diferentes números de impactos. El límite líquido se considera el correspondiente a 25 impactos (ver figura 2.1b).

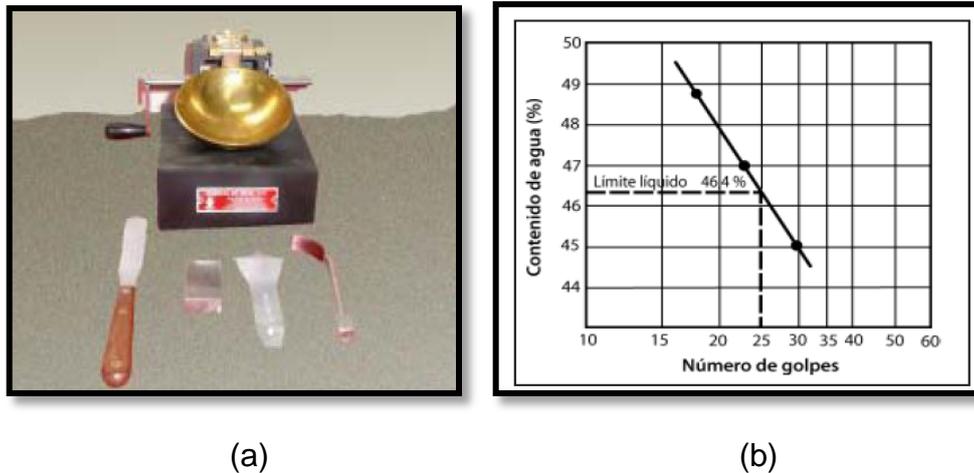


FIGURA 2.1.- (a) Copa de Casagrande y Equipo general (b) Curva de Fluidiez

Fuente: "GUÍA DE PREPARACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CERTIFICACIÓN VIAL (PCV)", UTPL (2008), pág. 28-29

- **Límite plástico (PL).**- (o límite inferior del estado plástico). Contenido de humedad, en porcentaje respecto del peso de suelo seco, por el cual el suelo deja de tener consistencia plástica, según se determina en el correspondiente ensayo: la fracción de suelo que pasa por el tamiz 40 (# 0,42 mm), amasado y transformado en cilindros de unos 8 g de masa y 3.18 mm de diámetro, se rueda entre la palma de la mano y una superficie lisa que no absorba humedad hasta que empiece a resquebrajarse o fracturarse, (ASTM D 4318 o AASHTO T 90 - 00), se efectúan varios cilindritos de suelo, y a continuación se determina su contenido de humedad, y el promedio de ésta se toma como valor resultado (ver figura 2.2).



FIGURA 2.2.- Equipo para el ensayo de límite plástico

Fuente: "GUÍA DE PREPARACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CERTIFICACIÓN VIAL (PCV)", UTPL (2008), pág. 28-29



- **Límite de contracción (SL).**- Contenido de humedad por debajo del cual una pérdida de humedad no trae aparejada una reducción de volumen; si baja la humedad del suelo, éste se torna de color más claro. La norma que lo determina es ASTM D 427 o AASHTO T 92 – 01 (ver figura 2.3).



FIGURA 2.3.- Equipo para el ensayo de límites de consistencia

Fuente: “GUÍA DE PREPARACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CERTIFICACIÓN VIAL (PCV)”, UTPL (2008), pág. 39

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se define como índice de plasticidad.

$$IP = LL - PL \quad (2.1)$$

Donde:

IP = Índice de plasticidad (%)

LL = Límite líquido (%)

PL = Límite plástico (%)

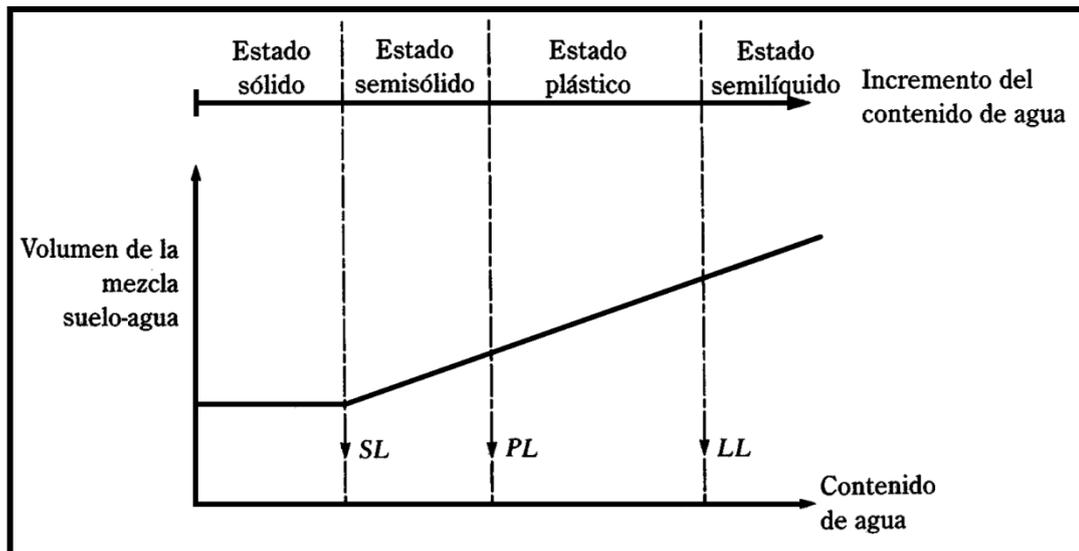


FIGURA 2.4.- Definición de los límites de Atterberg

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 12

2.1.4. Clasificación de los suelos

Como se conoce el suelo se encuentra conformando una por gran cantidad de elementos de composición mineralógica diversa, así como también por diversos tamaños y formas de las partículas. Con el principal objetivo de reducir la clasificación de los suelos se ha generado grupos en donde comparten características semejantes, con propiedades geotécnicas similares, es decir, la clasificación consiste en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante.

Aunque son procesos empíricos, sus resultados se basan en muchos años de experiencia y en ensayos simples de laboratorio que determinan sus características de estudios.

Actualmente se utilizan dos sistemas principales de clasificación de acuerdo a las propiedades ingenieriles básicas tales como la distribución granulométrica, los Límites de Atterberg, el contenido en materia orgánica, etc. Los dos métodos más utilizados son: el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el sistema USCS (Unified Soil



Classification System).

El primero se usa principalmente para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para la construcción de explanadas de carreteras, este sistema no se usa en la construcción de cimentaciones. Mientras que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) fue propuesto inicialmente por Casagrande en 1942 y después revisado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros, Este sistema es el más extendido para la amplia variedad de problemas geotécnicos. Y consiste en la utilización de símbolos y la combinación de los mismos que se usan para la identificación de los suelos (ver tabla 2.1).

TABLA 2.1.- Sistema Unificado, símbolos de identificación de suelos

<u>SÍMBOLO</u>	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
<u>DESCRIPCIÓN</u>	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos y arcillas orgánicas	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien Graduados	Mal gradua dos

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 15

2.2. Capacidad de carga ultima

Una forma de distribuir las cargas al suelo de una estructura de contención es a través de una cimentación superficial, y se utilizan por lo general en suelos con buena resistencia, siendo las zapatas los tipos de cimentaciones superficiales más empleados.

Para que una cimentación superficial se comporte satisfactoriamente, hay que diseñarla a través de la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo. Esto se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que ésta genere. Para obtener este valor, se determina primero la denominada capacidad de carga última bruta, la cual es la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el suelo (Cheng



Liu, 2004) y sobre esta la aplicación de un factor de seguridad.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (2.2)$$

Donde:

q_{adm} = Capacidad de carga admisible (kN/m²).

q_u = Capacidad de carga última bruta (kN/m²).

FS = Factor de seguridad (adimensional)

Si se considera que en los muros de contención el ancho de zapata es grande, por lo que la carga última q_u , ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la cimentación. Por lo que se sugiere que se considere una factor de seguridad de 3, aunque no garantiza completamente que la estructura tenga una asentamiento dentro de los límites tolerables (Das, 2006).

2.2.1. Determinación de la capacidad de carga última según (Das, 2006).

Un muro de contención tiene una zapata rectangular ($0 < \frac{B}{L} < 1$), que se encuentra sometida a momentos, cargas verticales excéntricas generando una distribución de presiones no uniforme, por lo que el mejor método que toma en cuenta todas estas deficiencias, es el método sugerido por Meyerhof (1963), denominado como el método del área efectiva. La ecuación general propuesta por Meyerhof para determinar la capacidad de carga última, es la siguiente:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.3)$$

En donde:

$$q = \gamma D \quad (2.4)$$

c' = Cohesión del suelo (kN/m²)

q = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación (kN/m²)

γ = Peso específico del suelo de cimentación (kN/m³)



$D =$ Profundidad de cimentación (m)

$B =$ Ancho de la cimentación (m)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s} =$ Factores de forma (adimensional)

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d} =$ Factores de profundidad (adimensional)

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} =$ Factores por la inclinación de la carga (adimensional)

$N_c, N_q, N_\gamma =$ Factores de capacidad de carga (adimensional)

Factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ se definen por las siguientes ecuaciones (Anexo I):

- La ecuación de N_q fue representada por *Reissner* (1924)

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (2.5)$$

Donde:

$\phi' =$ Ángulo de fricción del suelo de cimentación (grados)

- La ecuación de N_c fue obtenida por *Prandtl* (1921)

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.6)$$

- Y la ecuación de N_γ fue propuesta por *Caquot* y *Kerisel* (1953) y *Vesic* (1973)

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (2.7)$$

Factores de profundidad

Las ecuaciones para determinar el factor de profundidad fueron propuestas por *Hansen* (1970)

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) \quad (2.8)$$



$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2 \frac{D}{B'} \quad (2.9)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.10)$$

Pero estas ecuaciones son solo validas si $\frac{D}{B'} \leq 1$. Si $\frac{D}{B'} > 1$ las ecuaciones tienen que modificarse:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad (2.11)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi' (1 - \text{sen}\phi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B'} \quad (2.12)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.13)$$

En donde:

D = Profundidad de cimentación de la zapata (m)

B' = Ancho de la zapata menos dos veces la excentricidad ($B - 2e$) [m]

Factores de inclinación

Meyerhof (1963) y Hanna y Meyerhof (1981) sugirieron las siguientes ecuaciones para determinar el factor de inclinación:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^{\circ}}{90^{\circ}} \right)^2 \quad (2.14)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^{\circ}}{\phi'} \right)^2 \quad (2.15)$$

$$\psi^{\circ} = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos\alpha}{\sum V} \right) \quad (2.16)$$

Donde:

P_a = Empuje activo del suelo (kN/m) (ver la siguiente sección)

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales (kN/m).

Factores de forma

Al ser una zapata continua estos valores son igual a uno.



2.3. Presión lateral del terreno sobre muros

Dentro del diseño de las estructuras de contención no basta con solamente conocer las características de los suelos y sus propiedades, sino que para estabilizar un talud inestable de una forma adecuada el diseñador debe conocer: las características resistentes del materia de contención, las sobrecargas que la estructura soporta, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro. Por lo cual para el diseño de las estructuras de contención se requiere conocer las teorías de presión de tierras.

El primero que realizó el estudio del empuje de tierras fue el Ing. Militar Vauban en el año de 1687, el cual estableció algunos principios básicos sobre la magnitud de las presiones que el suelo ejerce sobre un elemento estructural que los sostiene e impide su deslizamiento. Algunos años más tarde el científico francés Ch. A. Coulomb (1773) publicó su teoría de empujes de tierras y el mecanismo de falla de una masa de suelo, cuyos criterios se mantienen hasta la actualidad. Otro promotor del estudio del empuje de tierras fue el Ing. W. J. Macquorn Rankine que en 1857, realizó el estudio de condiciones de equilibrio y falla de un elemento de suelo de pequeñas dimensiones, contenido dentro de la masa semi-infinita que lo rodea (Fratelli, 1993).

Estas dos teorías la de Coulomb y Rankine son las más aceptadas dentro del estudio de presión de tierras.

2.3.1. Teoría de presión lateral de tierras

Se puede clasificar la presión lateral que los suelos ejercen sobre los muros como:

- **Presión de tierra en reposo.**- Se puede considerar como una condición especial de equilibrio, en donde el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral, es decir, la presión en reposo se supone que ocurre

cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse (figura 2.5a).

- **Presión activa de tierra.**- Es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura de contención cuando la pared se mueve suficientemente hacia afuera para alcanzar un valor mínimo, y fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro (figura 2.5b).
- **Presión pasiva de tierra.**- Es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo y con un suficiente movimiento fallará una cuña de suelo (figura 2.5c).

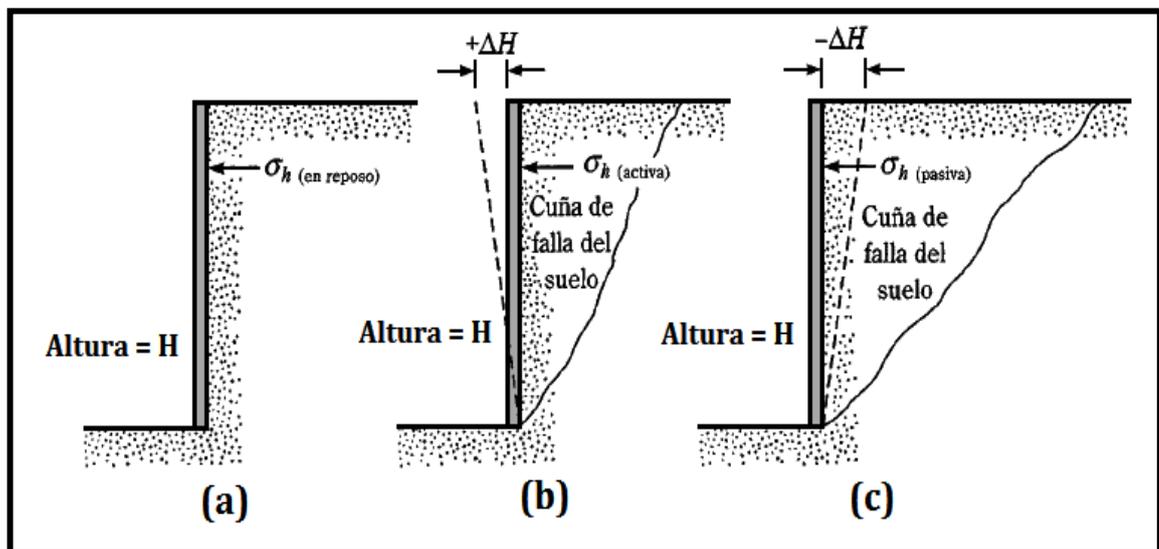


FIGURA 2.5.- Naturaleza de la Presión lateral de tierras sobre un muro de contención.

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 293

En la figura 2.6 se esquematiza estos tres tipos de empuje, en donde se muestra la naturaleza de la variación de la presión lateral, σ_h a cierta profundidad sobre el muro con la magnitud del movimiento de éste.

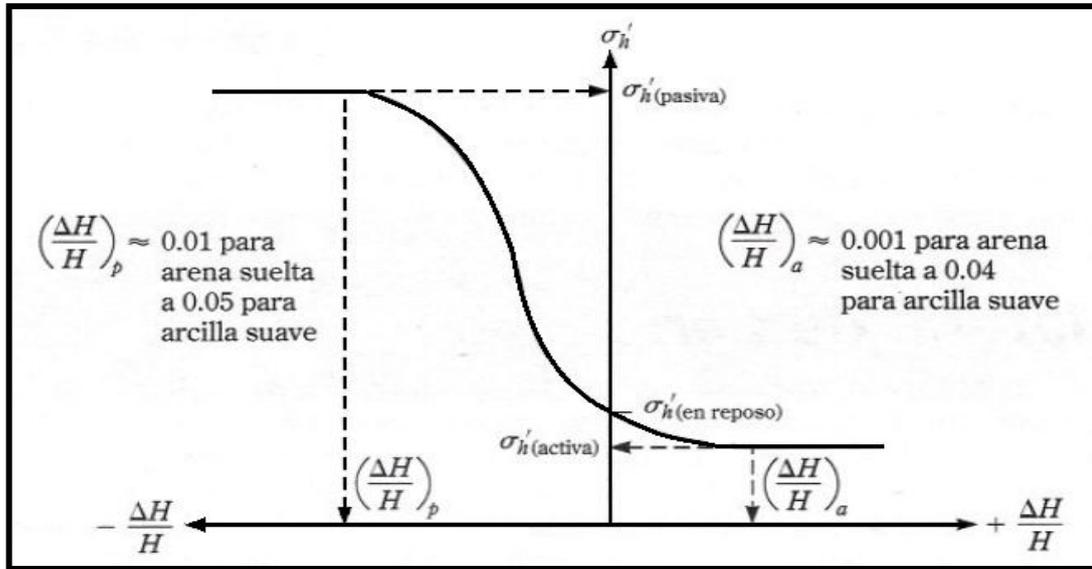


FIGURA 2.6.- Naturaleza de la variación de la presión lateral de la tierra a una cierta profundidad.

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 294

De una forma más simple se puede decir que la teoría de presiones laterales se basa en los esfuerzos que se originan en la masa seminfinita de suelo, en donde se tiene un muro de altura H , que retiene un suelo con peso específico de γ , y a cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno se tiene un esfuerzos vertical para un suelo seco:

$$\sigma'_0 = \gamma z \quad (2.17)$$

Donde:

- $\sigma'_0 =$ Esfuerzo vertical (kN/m^2)
- $\gamma =$ Peso específico del suelo (kN/m^3)
- $z =$ Profundidad medida desde la superficie (m)

Si hay presencia de agua (nivel freático), entonces:

$$\sigma'_0 = \gamma z - u = (\gamma_{sat} - \gamma_{agua}) \times z \quad (2.18)$$

Donde

- $u =$ Presión de agua de poro (kN/m^2)



Empuje en reposo

Cuando en el terreno no se ha introducido ningún elemento que modifique su estado tensional, se dice que la masa de suelo se encuentra en estado en reposo o neutro. Esto significa que las condiciones de los esfuerzos en un elemento de suelo a una profundidad z , se puede deformar verticalmente por efecto de una carga, mientras que lateralmente no se puede expandir porque se lo impide la masa del mismo suelo circundante bajo las mismas condiciones de carga. Esta condición se refiere al equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección horizontal se pueden obtener de la relación esfuerzo – deformación del suelo.

Ahora al considerar un muro que está en reposo y no se le permite que se mueva (hipotéticamente) ya sea alejándose o adentrándose en el suelo, la presión lateral a una profundidad z es

$$\sigma_h = K_o \sigma'_o + u \quad (2.19)$$

Donde:

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo (adimensional)

El valor del coeficiente K_o se lo puede determinar a través de ecuaciones empíricas de diversos autores:

- *Jaky* (1944), válida para todos los suelos (Das, 2006)

$$K_o \approx 1 - \text{sen} \phi' \quad (2.20)$$

- *Brooker e Ireland* (1965), válida para arcillas normalmente consolidadas (Das, 2006):

$$K_o \approx 0.95 - \text{sen} \phi' \quad (2.21)$$

- A partir de los resultados de *Brooker e Ireland*, para arcillas normalmente consolidadas se los puede correlacionar con el índice de



plasticidad (IP) (Das, 2006):

$$K_o = 0.4 + 0,007 (IP) \quad (\text{para } IP \text{ entre } 0 \text{ y } 40) \quad (2.22)$$

$$K_o = 0.64 + 0,001 (IP) \quad (\text{para } IP \text{ entre } 40 \text{ y } 80) \quad (2.23)$$

- Mayne y Kulhawy (1982) propusieron una relación para arenas y arcillas (Das, 2006):

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi') \left[\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\text{sen}\phi')}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (2.24)$$

Donde:

OCR= Tasa de preconsolidación presente

OCR_{max}= Tasa de preconsolidación máxima

- Simpson (1992) para suelos normalmente consolidados:

$$K_o = \frac{(\sqrt{2} - \text{sen}\phi')}{(\sqrt{2} + \text{sen}\phi')} \quad (2.25)$$

Empuje activo

La consideración que se tuvo dentro del empuje en reposos no sucede en realidad, toda estructura experimenta un movimiento, el cual puede originar empujes activos o pasivos. Se considera un muro de contención, y uno de sus costados se encuentra libre, si la estructura comienza a alejarse del suelo permitiendo que cada elemento de éste se expanda lateralmente. El esfuerzo vertical permanecerá constante (σ'_0) y el horizontal se reducirá. Inicialmente esta reducción es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales aumenta, producto de la reducción del esfuerzo horizontal, el diámetro del círculo de Mohr crecerá hasta tocar la envolvente de falla como se muestra en la figura 2.7, la circunferencia tangente a la envolvente de falla se la define como el esfuerzo horizontal mínimo ($\sigma_{h \text{ min}}$).

$$\sigma_{h \min} = \sigma_a \quad (2.26)$$

Y este esfuerzo representa el empuje activo.

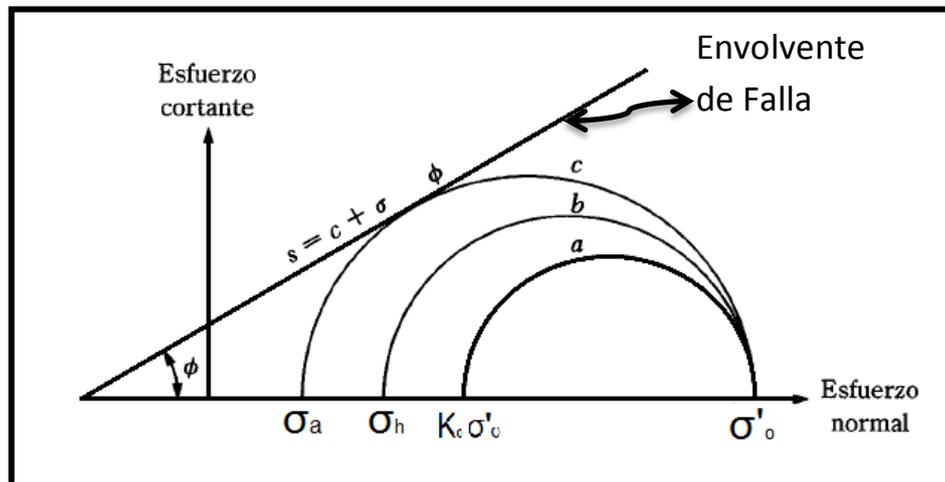


FIGURA 2.7.- Presión activa, diagrama de esfuerzos

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 298

Una vez alcanzada la falla por cortante (figura 2.7) el suelo ya no mantiene sus características elásticas. Debido a esto, el nivel superior del suelo desciende y el empuje lateral disminuye a su mínima magnitud. Esta condición de esfuerzo se conoce como equilibrio plástico, es decir el equilibrio plástico es cuando cada punto de la masa del suelo está a punto de fallar. A partir de allí, la condición de cedencia o flujo plástico del suelo da lugar a grandes deformación, para pequeños momentos en los esfuerzos (Fratelli, 1993). El coeficiente que los esfuerzos σ'_o y σ_h en este estado se lo conoce como K_a .

Para un suelo seco sin cohesión el esfuerzo activo del suelo para una determinada profundidad z se lo puede determinar a partir de los esfuerzos verticales y será igual:

$$\sigma_a = \sigma'_o K_a = \gamma z K_a \quad (2.27)$$

Donde:

K_a = Coeficiente de empuje activo (adimensional)



Por lo tanto la presión activa del suelo para un ancho total del muro se expresa:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.28)$$

Donde:

P_a = Presión activa del suelo (kN/m)

H = Altura del muro (m)

La expresión antes mencionada es para un suelo cuya cohesión es igual a cero, pero dentro de la naturaleza los suelos se pueden representar en forma mixta, quedando la expresión de la siguiente forma:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c'H\sqrt{K_a} \quad (2.29)$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo (kN/m²)

Empuje Pasivo

Si se considera el mismo muro y este es gradualmente empujado hacia la masa del suelo, el radio del círculo de Mohr se incrementará gradualmente hacia la derecha del esfuerzo vertical σ_o , hasta poder ser tangente a la envolvente de falla, de modo tal que ahora pasará a ser el esfuerzo principal menor (ver figura 2.8). El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por corte, situación que se denomina estado pasivo. El esfuerzo principal máximo es:

$$\sigma_{h \max} = \sigma_p \quad (2.30)$$

En donde σ_p representa el esfuerzo pasivo, al igual que en el esfuerzo activo se necesita un coeficiente que relaciona los esfuerzos vertical y horizontal en este estado, a este se le denomina coeficiente de empuje lateral pasivo y se define como K_p . Entonces el esfuerzo pasivo es igual a:

$$\sigma_p = \sigma'_o K_p = \gamma z K_p \quad (2.31)$$

Donde:

K_p = Coeficiente de empuje pasivo (adimensional)

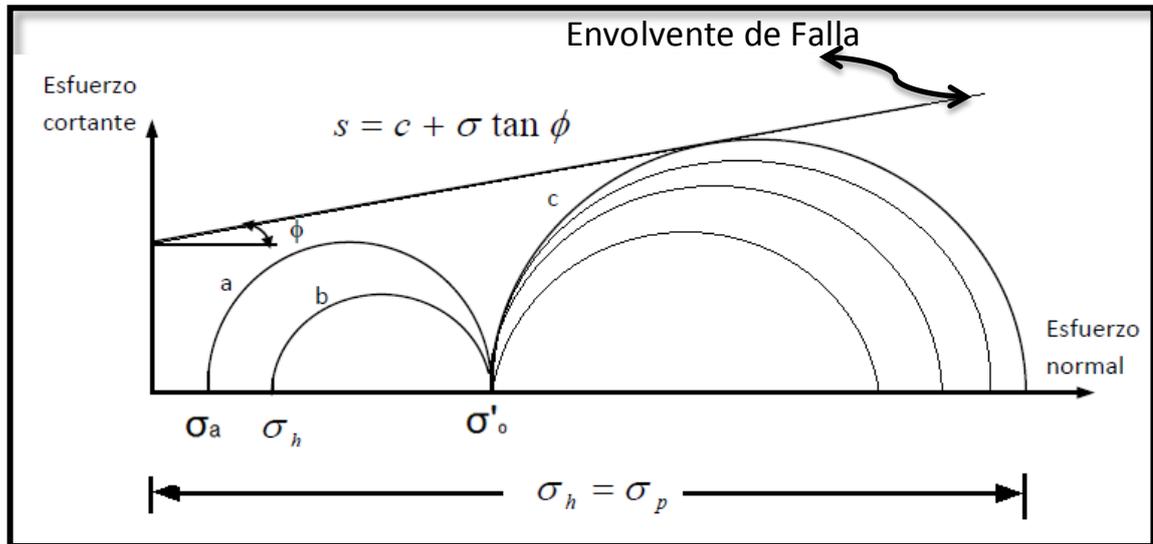


FIGURA 2.8.- Empuje pasivo - Círculos de Mohr

Fuente: "Suelo, Fundaciones y Muros", María Graciela Fratelli (1993), pág. 450

Al igual que en caso anterior, se puede escribir la presión pasiva total de un suelo con cohesión y sobrecarga como:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \quad (2.32)$$

Donde:

P_p = Presión pasiva del suelo (kN/m)

2.3.2. Teoría de Rankine

La teoría de Rankine fue propuesta en el año de 1857, en donde a través de una serie de investigaciones propuso una teoría más simple para el cálculo de las presiones de tierra y se basándose en el equilibrio plástico, la cual se refiere a la condición en que cada elemento de la masa de suelo está a punto de fallar.



Dentro de sus principales hipótesis para el cálculo de empujes considera que (ver figura 2.9) (Fratelli, 1993):

- El suelo es una masa isotrópica y homogénea
- No existe el roce entre la estructura y el terreno (fricción)
- El paramento interno del muro es siempre vertical, es decir, tiene un ángulo de 90° (β).
- La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie (talud), es decir, tiene un ángulo α con la horizontal.
- El empuje resultante de tierra esta aplicado a $1/3$ de la altura del muro, siempre considerándolo desde la base del muro.

Aunque la hipótesis de que no existe roce entre el suelo y el muro no es válida ya que tendría que ser las paredes del muro completamente lisas, todos los resultados obtenidos con la teoría de Rankine, especialmente para suelos no cohesivos, se encuentra a lado de la seguridad pudiendo decir que el diseño de muros con esta teoría es satisfactorio.

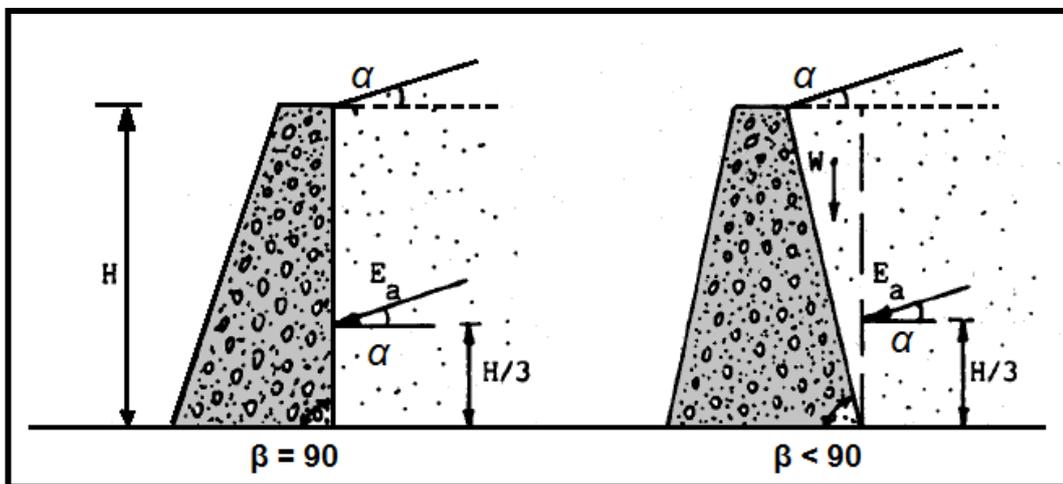


FIGURA 2.9.- Teoría de Rankine - Hipótesis

Fuente: "Suelo, Fundaciones y Muros", María Graciela Fratelli (1993), pág. 457

Según la teoría de Rankine el valor de la presión activa y pasiva de un muro, en un suelo granular seco está dada por las expresiones:



$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.33)$$

En donde:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (2.34)$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (2.35)$$

α = Ángulo de inclinación del talud (grados)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados)

K_a = Coeficiente de presión activa (ver Anexo II)

K_p = Coeficiente de presión pasiva (ver Anexo II)

Si $\alpha = 0$ entonces

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

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo α , que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención excede el valor de δ (fricción suelo- muro) (Suárez, 2003).

2.3.3. Teoría de Coulomb

En 1776 Coulomb presentó una teoría para los empujes de tierra sobre muros de contención, en donde la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, en la cual se incluye el efecto del roce entre la estructura y el suelo (δ), se considera la superficie de falla plana y se aplica a muros de contención con cualquier inclinación en su trasdós (β) o en el talud (α) (Fratelli, 1993).

Sobre la base de observaciones experimentales y como forma de simplificar el análisis, Coulomb limitó la aplicación para el caso de presión de tierras activo a



una superficie de rotura plana como ya se mencionó. Esta hipótesis ha sido aceptada en la mayoría de los problemas que consideran presiones activas de tierras, sin embargo, para el caso de la presión pasiva del terreno, su hipótesis es cuestionable. A parte de esta hipótesis su teoría se basa también en que (ver figura 2.10) (GUEVARA, 2008):

- El suelo es una masa isotrópica y homogénea, con fricción interna y cohesión, y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
- Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano de falla.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo. δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, también conocido como ángulo de rugosidad del muro

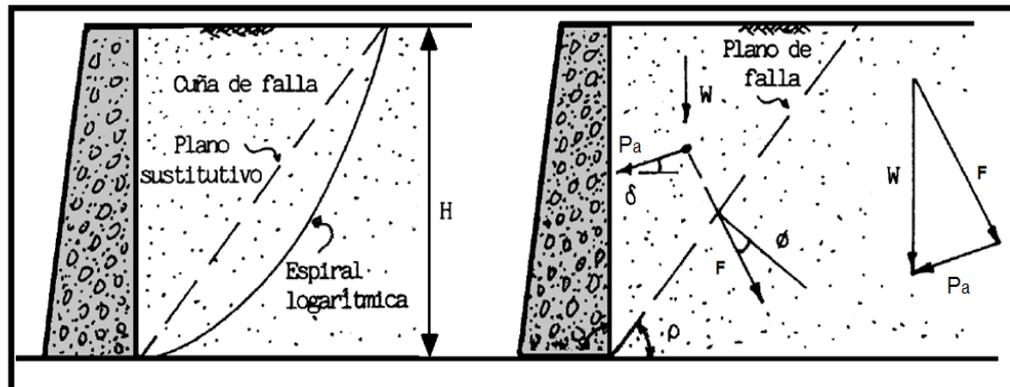


FIGURA 2.10.- Teoría de Coulomb

Fuente: "Suelo, Fundaciones y Muros", María Graciela Fratelli (1993), pág. 452

La cuña de suelo, limitada por la superficie de esfuerzo cortante, se desliza hacia la parte inferior y en la dirección del muro, a medida que este se aleja del suelo. El peso W de la cuña se obtiene suponiendo que el plano de falla forma un ángulo ρ con la horizontal, como muestra en la figura 2.10 y que la dirección



del peso es vertical. W se descompone en dos: la fuerza P_a que es el empuje contra el muro y forma el ángulo δ con la normal al paramento interno de éste, y la fuerza F , que forma el ángulo ϕ con la normal al plano de falla (Fratelli, 1993).

Para consideraciones prácticas dentro del diseño de los muros de contención, en el caso de un relleno granular suelto, el ángulo de fricción δ del muro se toma igual al ángulo de fricción ϕ del suelo. Para rellenos granulares densos, δ es menor que ϕ y está en el rango $\frac{1}{2}\phi' \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi'$.

Según la teoría de Coulomb el valor de la presión activa y pasiva de un muro, en un suelo granular seco está dada por las expresiones:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \quad P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \quad (2.36)$$

Y los coeficientes de los empujes de suelo son:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.37)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi')}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.38)$$

Donde:

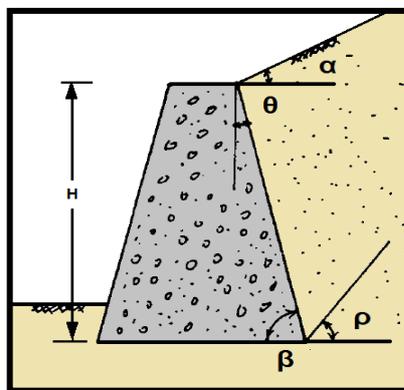


FIGURA 2.11.- Referencia de Ángulos
Fuente: Autor



$\beta =$ Ángulo de inclinación de la pared interna del muro (grados)

$\delta =$ Ángulo de fricción del muro (grados)

$\alpha =$ Ángulo de inclinación del talud (grados)

$K_a =$ Coeficiente de presión activa (ver Anexo II)

$K_p =$ Coeficiente de presión pasiva (ver Anexo II)

Si $\alpha = 0, \beta = 90$, y el muro fuera completamente liso $\delta = 0$ entonces

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

La teoría de Coulomb y Rankine coinciden en la determinación de los coeficientes.

2.3.4. Efecto de la sobrecarga en los empujes según (Fratelli, 1993)

Dentro de la cuña de suelo que produce el empuje de tierras en los muros de contención, puede actuar sobrecargas de diferentes tipos, distribuidas o concentradas, las cuales actúan como empujes horizontales y deben tomarse en cuenta. Se considera como sobrecargar a fuerzas externas a la presión de los suelos que pueden ser generadas por: el pasar de los vehículos, por una estructura cercana, por maquinaria y cualquier otro objeto que tenga peso.

Al tener una carga distribuida uniformemente q , la resultante del empuje adicional P_a' estaría ubicada a la mitad de la altura del muro como muestra la figura 2.12a, y su valor sería:

$$P_a' = q H K_a \quad (2.39)$$

donde

$P_a' =$ Empuje generado por la sobrecarga (kN/m)

$q =$ Sobrecargar (kN/m²)

$H =$ Altura del muro (m)

$K_a =$ Coeficiente de presión

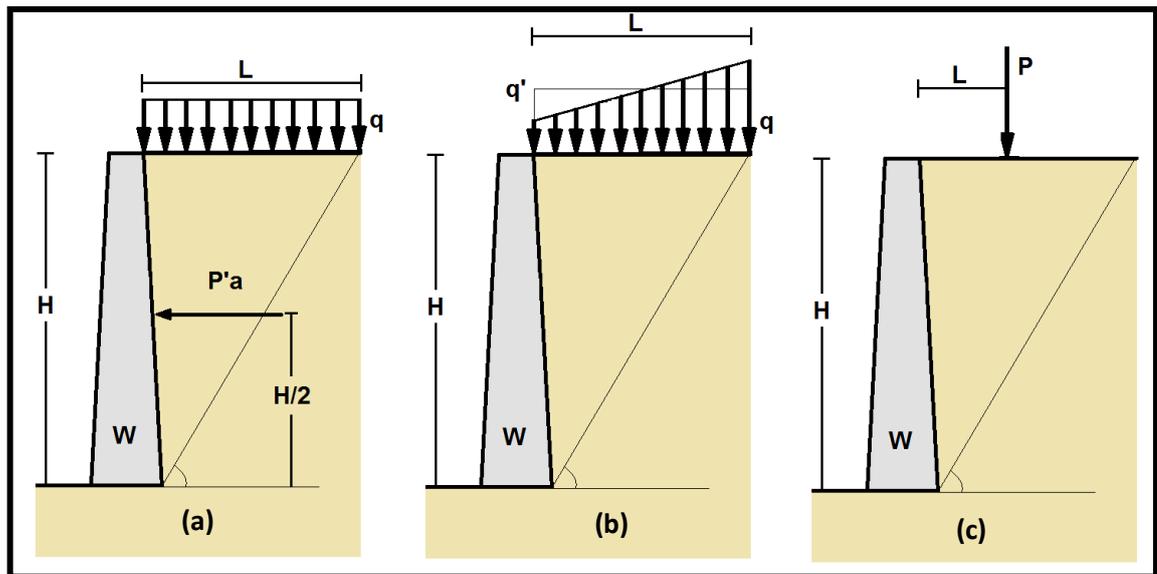


FIGURA 2.12.- Tipos de Sobre cargas

Fuente: Autor

Para el caso de que se tenga un carga concentrada como lo muestra la figura 2.12c, el empuje activo generado por esta sobrecarga se aceptaría como $P'_a = P K_a$, en donde P es la sobrecarga en kN/m. En el caso de que la estructura se encuentre bajo la acción de sobre cargas triangulares o sobre cargas irregulares, lo único que se debe realizar es tomar un valor equivalente de q' y aplicar la ecuación 2.39.

2.3.5. Incremento dinámico de presión por efecto sísmico.

En los últimos tiempos con el cambio de la corteza terrestre y el continuo movimiento de las placas tectónicas, es conveniente diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas, especialmente cuando la estructura tenga una importancia económica y social. Por lo cual para este trabajo se utilizó el siguiente método

Método Mononobe - Okabe

Este método fue desarrollado por Mononobe y Okabe, y su método es pseudoestático derivado de las teorías de empuje activo. Mononobe-Okabe consideran que la superficie de falla es plana y que el muro puede deformarse



hasta alcanzar el empuje activo y todos los puntos de relleno están sometidos a la misma aceleración en el mismo instante (Calavera, 2000). Este método, aunque simplifica la interacción suelo-estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención y supone:

- El relleno es un suelo seco, granular y homogéneo.
- El muro se mueve lo suficiente para desprestigiar los efectos de punta de muro.

En forma simplificada los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno.

- **Incremento dinámico del empuje activo**

Si tiene un muro de contención y este es lo suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a . Mononobe-Okabe incluye el efecto estático y dinámico en un coeficiente y aplicando la fuerza total en un mismo sitio (Calavera, 2000).

El efecto dinámico se puede considerar como un triángulo invertido, para poder combinar el efecto dinámico con el estático se debe analizar separadamente para poder tener diferentes puntos de aplicación. En el caso del efecto estático se sigue el procedimiento antes expuesto, pero en el dinámico se considera. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \frac{1}{2}(\gamma H^2) * (K_{as} - K_a)(1 - K_v) \quad (2.40)$$



$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi' - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \alpha - \theta)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.41)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_{sh}}{1 - k_{sv}}\right) \quad (2.42)$$

$$\delta = K_1\phi' \quad (2.43)$$

$$k_{sh} = 0.5 A_o \quad (2.44)$$

$$k_{sv} = 0.7 k_{sh} \quad (2.45)$$

donde

A_o = Aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica ver Anexo III.

k_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal (adimensional)

k_{sv} = Coeficiente sísmico vertical (adimensional)

β = Ángulo de inclinación de la pared interna del muro (grados)

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados)

- **Incremento dinámico del empuje pasivo**

El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDE_p , la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro (Suárez, 2003).

$$\Delta DE_a = \frac{1}{2}(\gamma H^2) * (K_{ps} - K_p)(1 - K_v) \quad (2.46)$$

$$K_{ps} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \theta - \phi')}{\cos\theta \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta + \delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' + \alpha - \theta)}{\text{sen}(\beta + \delta + \theta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.47)$$



$$\theta = \arctan\left(\frac{k_{sh}}{1 - k_{sv}}\right) \quad (2.48)$$

$$\delta = K_1 \phi \quad (2.49)$$

$$k_{sh} = 0.5 A_o \quad (2.50)$$

$$k_{sv} = 0.7 k_{sh} \quad (2.51)$$

2.4. Análisis de resistencia interna de la estructura

En el mundo de la ingeniería el elemento más usado en las construcciones de estructuras de contención es el concreto, éste se lo puede encontrar en dos tipos dentro de las estructuras: el concreto armado y el concreto simple. El concreto simple no es más que un material pétreo artificial que se obtiene al mezclar en porciones determinadas cemento, agregados y agua, su mezcla genera un material de gran durabilidad en el momento que endurece, pero su mayor debilidad es que tiene gran resistencia a fuerzas a compresión pero tiene poca resistencia a fuerzas de tracción. Para compensar este desbalance se le incluye barras de acero que adsorben fuerzas a tracción y evitan la formación de grietas, a este concreto con barras se le conoce como concreto armado (Fratelli, 1993).

Por lo que dentro de una estructura de contención es necesario verificar los esfuerzos generados tanto por compresión como por flexión (tracción), para que a través de este análisis se pueda establecer la resistencia interna de la estructura y poder establecer que sus dimensiones o material de construcción son las mejores opciones para la estabilización.

2.4.1. Verificación de los Esfuerzos a Corte

Los esfuerzos por corte son parcialmente resistidos por el concreto y el acero transversal (estribos). En donde la resistencia al corte de las secciones transversales según el Código ACI 318S-08 11.1.1 debe estar basada en:



$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.52)$$

Donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia a la corte nominal calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.53)$$

Donde, V_c es la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se suele usar el acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (2.54)$$

donde

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días (kg/cm^2)

b_w = Ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1 m de ancho, $b_w = 100$ cm.

d = Espesor útil medido en cm .

ϕ_1 = Factor de minoración a la resistencia por corte, según el ACI 318S-08 en la sección 9.3.2 este valor es 0.75

2.4.2. Verificación de los Esfuerzos a Flexión

Al igual que la resistencia por corte la resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.55)$$

Donde:

M_u = Momento flector mayorada en la sección considerada (kg-m).

M_n = Momento nominal resistente (kg-m).

ϕ = Factor de minoración a la resistencia por tracción, según el ACI 318S-08 en la sección 9.3.2 este valor es 0.90



En losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar acero normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura, según el código ACI 318S-08 7.12.2, el acero mínimo puede estar dado por:

- En losas donde se emplee varillas corrugadas grado 28: (2800 kg/cm²)

$$A_{s \min} = 0.0020 * b_w * d \quad (2.56)$$

- En losas donde se emplee varillas corrugadas grado 42: (4200 kg/cm²)

$$A_{s \min} = 0.0018 * b_w * d \quad (2.57)$$

El esfuerzo de retracción y temperatura no debe colocarse nunca con una separación mayor a 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

Por equilibrio, la fuerza de tracción es igual a la fuerza de compresión:

$$A_s f_y = 0.858 * f'_c * b_w * a \quad (2.58)$$

Despejando la profundidad del bloque de compresión a:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b_w} \quad (2.59)$$

Donde:

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.60)$$

El acero de refuerzo requerido A_s se puede determinar iterando entre las ecuaciones, asumiendo inicialmente un valor para a . La ecuación 2.61 es una expresión que proporciona el acero de refuerzo en secciones rectangulares directamente:

$$A_s = a' * d - \sqrt{(a' * d)^2 - \frac{2 * M_u * a'}{\phi f_y}} \quad (2.61)$$



$$a' = \frac{0.85 * f'_c * b_w}{f_y} \quad (2.62)$$

La altura útil efectiva en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.263 * \phi * f'_c * b_w}} \quad (2.63)$$

La altura útil efectiva en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \phi * f'_c * b_w}} \quad (2.64)$$

2.4.3. Mayoración de cargas

La mayoración y minoración de cargas no es más que disposiciones de seguridad que recomienda el Código ACI, estos factores están basados hasta cierto punto en información estadística, pero confían en un alto grado en la experiencia, en el criterio ingenieril.

Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados por lo menos para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida. En donde la resistencia requerida para un momento flector (M_u), a la fuerza cortante (V_u) se la representa por la letra U. la resistencia requerida U se calcula aplicando los factores de cargas apropiados a las cargas de servicio respectivas; carga muerta D, carga viva L, carga de viento W, carga sísmica E, presión de tierras H, presión de fluidos F, impacto I.

En la tabla 2.2 se resumen los factores de carga especificados por el código ACI.



TABLA 2.2.- Combinaciones de cargas mayoradas para determinar la resistencia requerida U en el Código ACI.

Condición	Carga o efecto de carga mayorada U
Básica	$U = 1.4D + 1.7L$
Viento	$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$
Sismo	$U = 0.9D + 1.3W$
	$U = 1.4D + 1.7L$
	$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$
Presión de tierras	$U = 0.9D + 1.43E$
	$U = 1.4D + 1.7L$
	$U = (1.4D + 1.7L + 1.7W)$
	$U = 0.9D + 1.7H$

Fuente: "Diseño de Estructuras de Concreto", Arthur H. Nilson (1999), pág. 17



3

MUROS DE CONTENCIÓN

3.1. Introducción

Los muros son elementos estructurales generalmente de forma prismática, su función es soportar el empuje temporal o permanente por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la cimentación. Se conoce la existencia de muros de contención desde tiempos muy remotos, por ejemplo muros de contención de tierras de labranza, que se utilizaban para conseguir superficies más horizontales para los sembríos, estos muros eran de piedra y fundamentalmente trabajaban por gravedad.

Más tarde los muros aparecen como murallas de defensa (así consta en tratados como el de Vitrubio), y no es hasta el siglo XVIII cuando aparecen los primeros estudios más científicos y técnicos sobre el tema, primero con el mariscal Vauban (1706) en su Tratado de la defensa de las plazas, y después con el científico militar Coulomb (1773), que desarrolló su teoría sobre empujes de tierras.

En la actualidad, el procedimiento habitual a seguir en el proyecto de muros, según Terzaghi y Peck (1967), consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:

- Primero la selección tentativa de las dimensiones de la estructura;
- Y segundo el análisis de la estabilidad de la estructura frente a las fuerzas actuantes.

Para cumplir con esta función de contener las fuerzas generadas por el suelo, los muros cuentan distintos elementos que se los designarán como muestra la figura 3.1

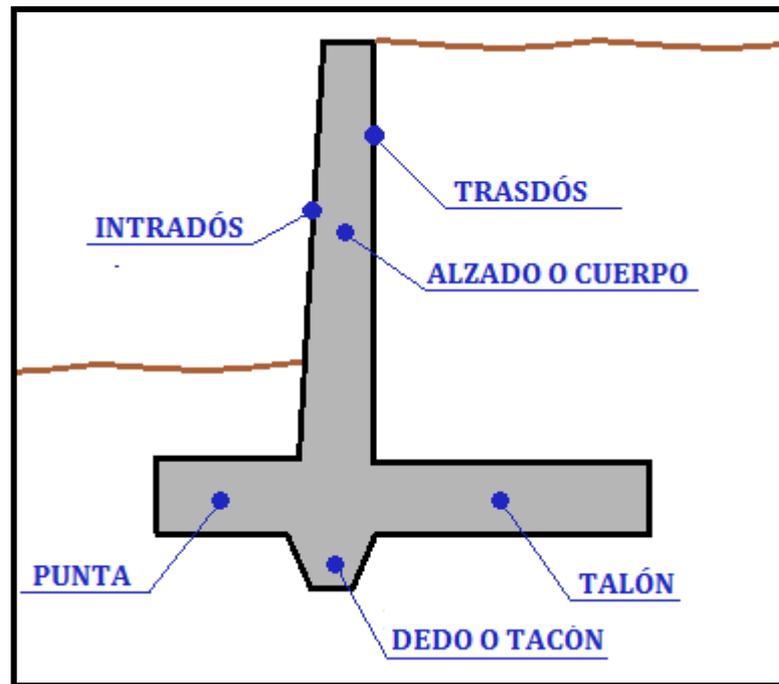


FIGURA 3.1.- Partes Comunes de Muros de Contención

Fuente: Autor

3.2. Estabilidad de Muros

El diseño de los muros de contención busca que la estructura bajo las fuerzas que actúan sobre ella, tales como: el empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas, tenga un equilibrio para garantizar su estabilidad.

Un muro de contención puede fallar en cualquiera de las siguientes maneras (Das, 2006):

- Se puede voltear respecto a su talón (ver figura 3.2a).
- Se puede deslizar a lo largo de su base (ver figura 3.2b).
- Puede fallar debido a la pérdida de la capacidad de carga del suelo que lo soporta la base (ver figura 3.2c).
- Por cortante del terreno a mayor profundidad (ver figura 3.2d).
- Por asentamiento excesivo.

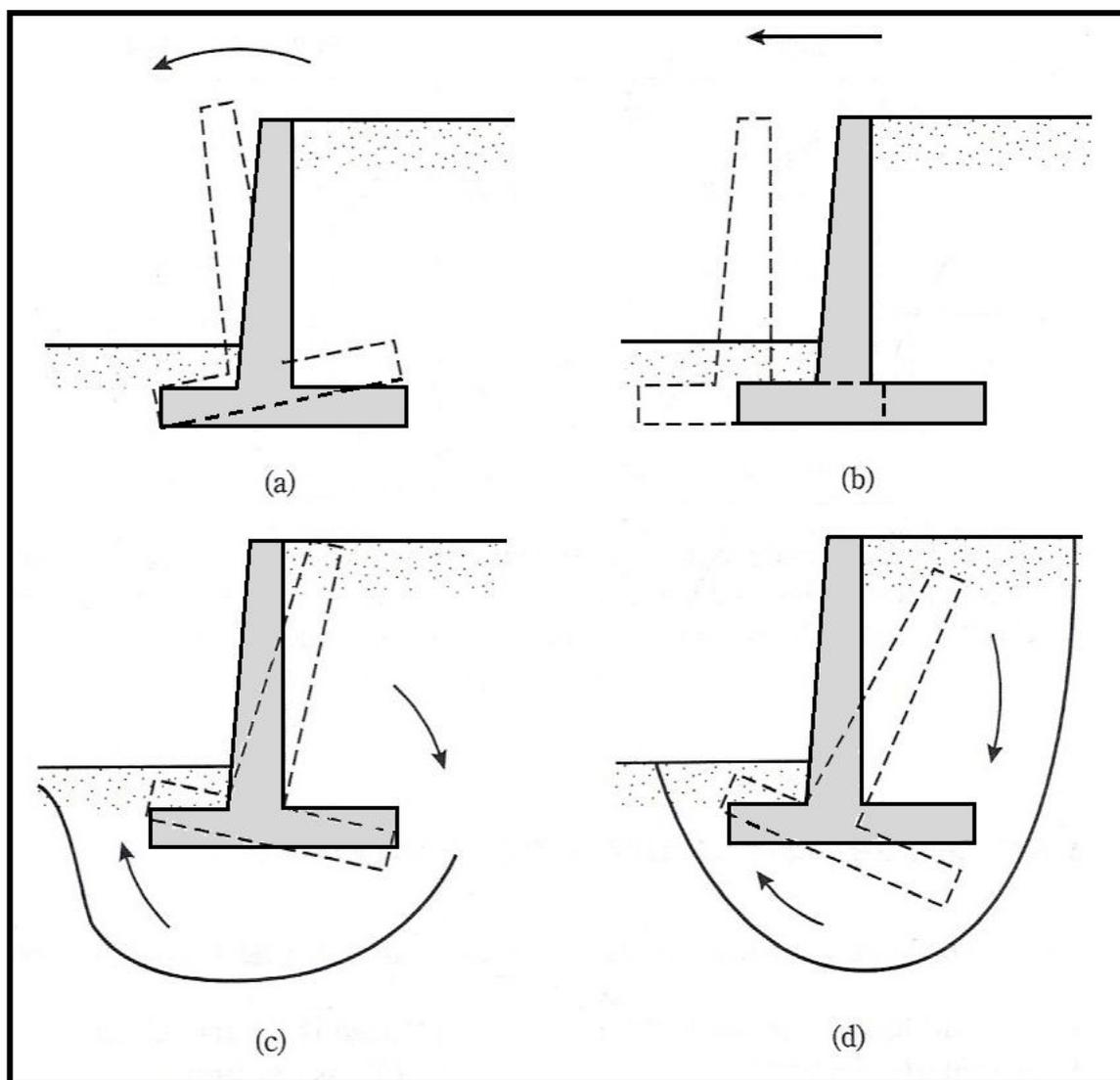


FIGURA 3.2.- Tipos de falla de un Muro: (a) por volteo; (b) por deslizamiento; (c) por capacidad de carga, y (d) por cortante a mayor profundidad.

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 342

3.2.1. Estabilidad al Volcamiento

Uno de los principales análisis que hay que realizar para que una estructura mantenga su estabilidad, es que ésta no sufra un volcamiento, si se observa la figura 3.2a el muro tiende con respecto a un punto a girar al lado libre, en este momento se dice que el muro a fallo por volcamiento. Las fuerzas que producen que la estructura gire alrededor del punto C (ver figura 3.3) son principalmente el empuje del suelo que actúa sobre el muro y las fuerzas que se oponen a que ello ocurra son precisamente todas las fuerzas verticales

capaces de producir momentos en sentido contrario respecto al mismo punto (Das, 2006).

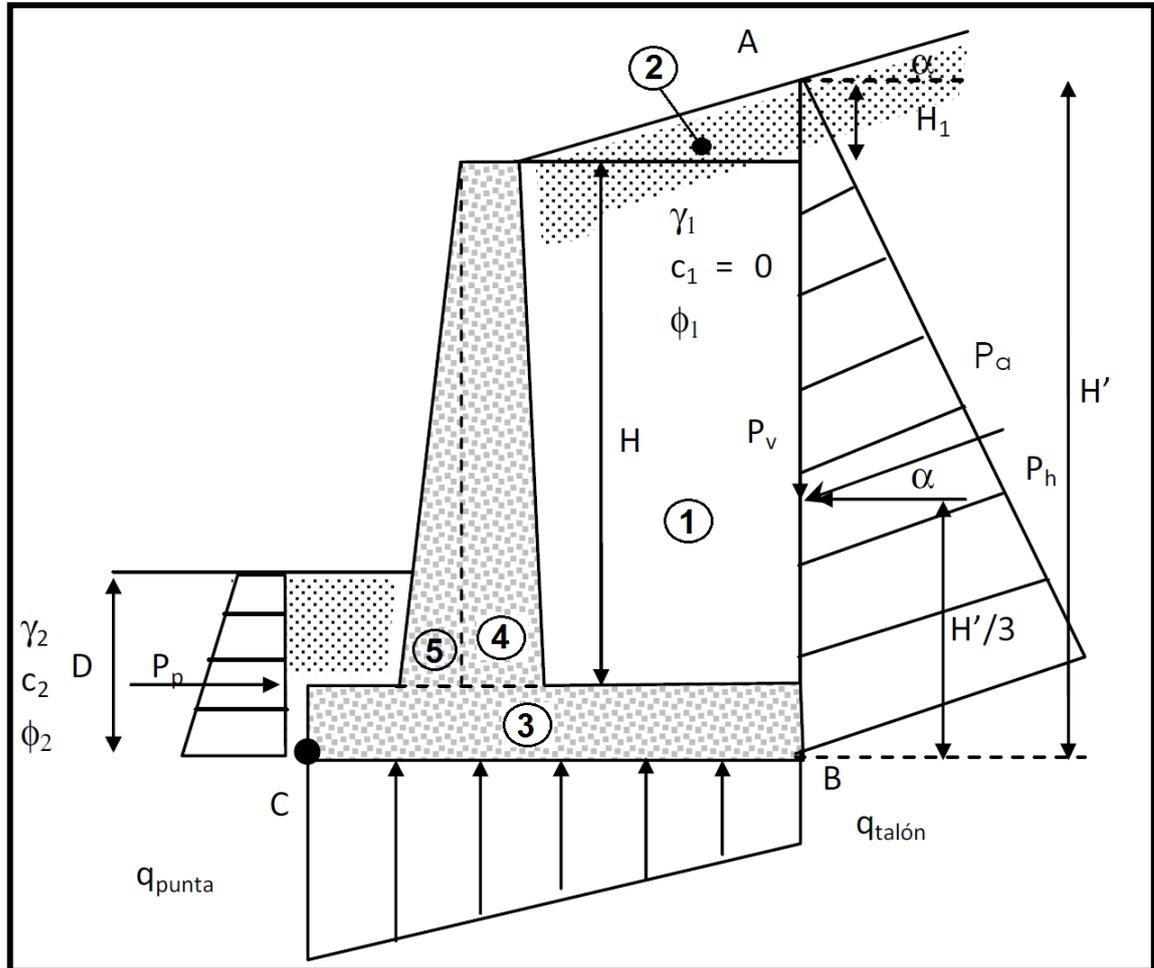


FIGURA 3.3.- Revisión por volteo, suponiendo que es válida la presión de Rankine

Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 10

Entonces el factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C (ver figura 3.3) vendría dado con una simple ecuación:

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\sum \text{Momentos RESISTENTES}}{\sum \text{Momentos DESESTABILIZADORES}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (3.1)$$

De acuerdo a la figura 3.3 la única fuerza horizontal que genera momentos que tienden a voltear el muro respecto al punto C es la presión activa del suelo, entonces:



$$\sum M_o = P_a * \frac{H'}{3} \quad (3.2)$$

Según la figura 3.3 P_a presenta una inclinación igual a la inclinación del talud teniendo así:

$$\sum M_o = P_h * \frac{H'}{3} \quad (3.3)$$

Donde:

$$P_h = P_a * \cos \alpha \quad (3.4)$$

M_R = Momentos resistentes (kN-m)

M_o = Momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro (kN-m)

H' = Altura del muro más la altura de inclinación del talud (m)

α = Ángulo de inclinación del talud (grados)

P_a = Presión activa del suelo (ver ecuación 2.29) [kN/m]

P_h = Componente horizontal de la presión activa del suelo (kN/m)

Mientras que para el cálculo de los momentos resistentes se va considerar todas las fuerzas verticales que actúan sobre el muro, principalmente el peso propio de la estructura, el peso del suelo que se encuentra sobre el talón y si fuera el caso la componente vertical de la presión activa del suelo.

Para el cálculo de la fuerza vertical del peso propio del muro y el peso del suelo: se considera que esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo al muro y al suelo sección de áreas parciales sencillas (ver figura 3.3) y de propiedades geométricas conocidas. Para el cálculo de $\sum M_R$ se va utilizar la tabla 3.1



TABLA 3.1.- Procedimiento para el cálculo $\sum M_R$

SECCIÓN	ÁREA	PESO/ UNIDAD DE LONGITUD DE MURO	BRAZO DE MOMENTO RESPECTO A C	MOMENTO CON RESPECTO A C
1	A_1	$W_1 = \gamma_s * A_1$	X_1	$M_1 = W_1 * X_1$
2	A_2	$W_2 = \gamma_s * A_2$	X_2	$M_2 = W_2 * X_2$
3	A_3	$W_3 = \gamma_c * A_3$	X_3	$M_3 = W_3 * X_3$
4	A_4	$W_4 = \gamma_c * A_4$	X_4	$M_4 = W_4 * X_4$
5	A_5	$W_5 = \gamma_c * A_5$	X_5	$M_5 = W_5 * X_5$
		P_v	B	$M_v = P_v * X_B$
		$\sum V$		$\sum M_R$

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 345

En donde:

$$P_v = P_a * \text{sen } \alpha \quad (3.5)$$

γ_s = Peso específico del suelo de relleno (kN/m³)

γ_c = Peso específico del hormigón (kN/m³)

P_h = Componente vertical de la presión activa del suelo (kN/m)

$\sum V$ = Sumatoria de todas las fuerzas verticales (kN/m)

El valor mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 ó 3 (Das, 2006).

3.2.2. Estabilidad al Desplazamiento según (Das, 2006)

Cuando el muro experimenta un desplazamiento en la dirección libre (ver figura 3.2b), se dice que el muro ha fallado por deslizamiento. Al igual que el caso anterior existen fuerzas horizontales que desplazan al muro y otras fuerzas horizontales que las resistentes. La fuerza que trata movilizar el muro es principalmente la componente horizontal del empuje activo de suelos, mientras que las fuerzas de oposición son: la fricción o rozamiento que existe entre el suelo y el muro, y la fuerza pasiva que se generan en la parte frontal de la punta del muro.

La fuerza de rozamiento es función tanto de la magnitud de las fuerzas verticales que ejercen presión en el terreno como del coeficiente de fricción



entre el material del muro y el suelo de fundación; aunque lo correcto sería usar la resistencia de este al esfuerzo cortante.

Entonces el factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F'_R}{\sum F_d} \quad (3.6)$$

Donde:

$\sum F'_R$ = Suma de la fuerzas resistentes horizontales. (kN)

$FS_{deslizamiento}$ = Factor de seguridad contra el deslizamiento.

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje (kN)

De acuerdo a la figura 3.4 la resistencia cortante del suelo debajo de la losa de base se representa como:

$$s = \sigma' \tan \delta + c_a \quad (3.7)$$

Donde

s = Esfuerzo cortante del suelo (kN/m²).

δ = Angulo de fricción entre el suelo y la losa (grados).

c_a = Adhesión del suelo y la base de la estructura de contención (kN/m²)

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es:

$$R' = s * (\text{área de la sección transversal}) \quad (3.8)$$

Al ser un muro de contención uniforme en su sección, el diseño se realiza siempre para un metro lineal de muro, entonces:

$$R' = s * (B * 1) = B\sigma' \tan \delta + Bc_a \quad (3.9)$$

En donde:

B = Ancho de la zapata (m)



Sin embargo $B\sigma' =$ es la suma de las fuerzas verticales $= \Sigma V$ (ver tabla 3.1), entonces:

$$R' = \Sigma V \tan \delta + Bc_a \quad (3.10)$$

La ecuación 3.9 representa las fuerzas de fricción que impiden el deslizamiento, pero si se observa la figura 3.4 otra fuerza que contribuya a la resistencia del deslizamiento es la presión pasiva que se genera en la parte frontal de la punta, entonces al valor de R' habría que sumarle el valor de P_p :

$$R' = \Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p = \Sigma F'_R \quad (3.11)$$

Aunque la presión pasiva es una fuerza estabilizadora, esta consideración no es muy recomendable ya que algunas ocasiones no se puede mantener la profundidad de cimentación estable y al reducir la profundidad se reduce la fuerza, pudiendo ocasionar un fallo en la estabilidad.

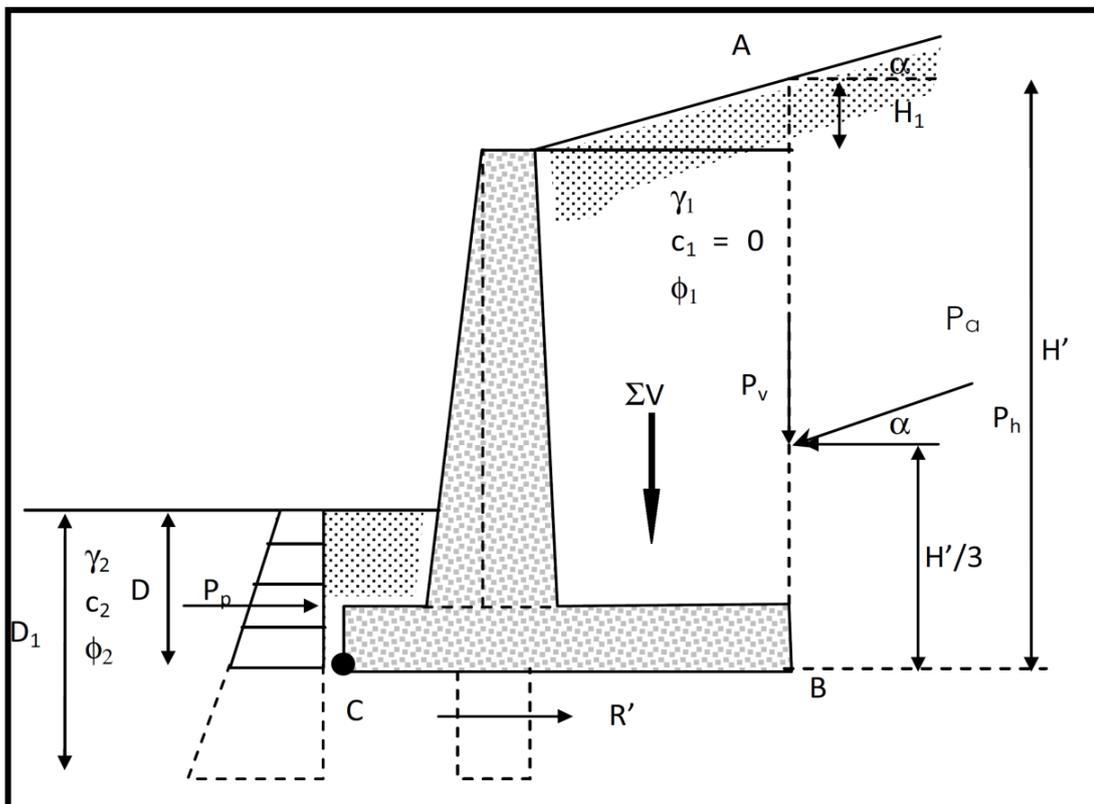


FIGURA 3.4.- Revisión por deslizamiento bajo la base del muro
Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 12



Mientras que la única fuerza que genera un deslizamiento es el empuje activa del suelo, pero su componente horizontal si fuera el caso:

$$\Sigma F_d = P_a = P_a \cos \alpha \quad (3.12)$$

Se reemplaza los valores de 3.11 y 3.12 en la ecuación 3.6, y se tiene:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (3.13a)$$

Los valores de δ y c_a son valores reducidos por seguridad, para lo cual escribimos: $\delta = k_1\phi$ y $c_a = k_2c_2$, en donde la mayoría de los casos k_1 y k_2 son valores que se encuentran entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma V \tan (k_1\phi) + B(k_2c_2) + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (3.13b)$$

El valor se comendado para $FS_{deslizamiento}$ es de 1.50, pero en la mayoría de los casos esto no se cumple para lo cual se utiliza un dentellón, que no es más que una estructura de hormigón que se coloca en la parte inferior de la zapata. Para la consideración de las fuerzas resistentes generadas por el dentellón se hace a través de la ecuación 2.32 en donde la altura del muro (H) se reemplaza por la profundidad cimentación, altura que se considera hasta donde llega el dentellón (ver figura 3.4).

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma D_1^2 K_p + 2c'D_1\sqrt{K_p} \quad (3.14)$$

Donde:

$D_1 =$ Profundidad de cimentación (m)

3.2.3. Estabilidad por Capacidad de Carga

Como en toda estructura la zapata se encarga de transmitir las cargas verticales hacia el suelo, ésta misma recibe presión hacia arriba por parte del suelo sobre el cual descansa. Esta presión se la conoce como presión de contacto y se supone que se encuentra distribuida alrededor de la zapata, aunque en realidad la distribución de esta presión de contacto tiende a variar

de acuerdo al tipo de suelo.

En la figura 3.5 se puede notar la distribución no uniforme de la presión de contacto, en donde existe una presión máxima que se genera en la punta del muro (q_{punta}) y la mínima en el talón ($q_{talón}$), lo que quiere decir que el muro se encuentra cargado excéntricamente, aunque esto no es recomendable porque se puede tener inclinaciones no deseadas es lo más común dentro de los diseños de muros de contención.

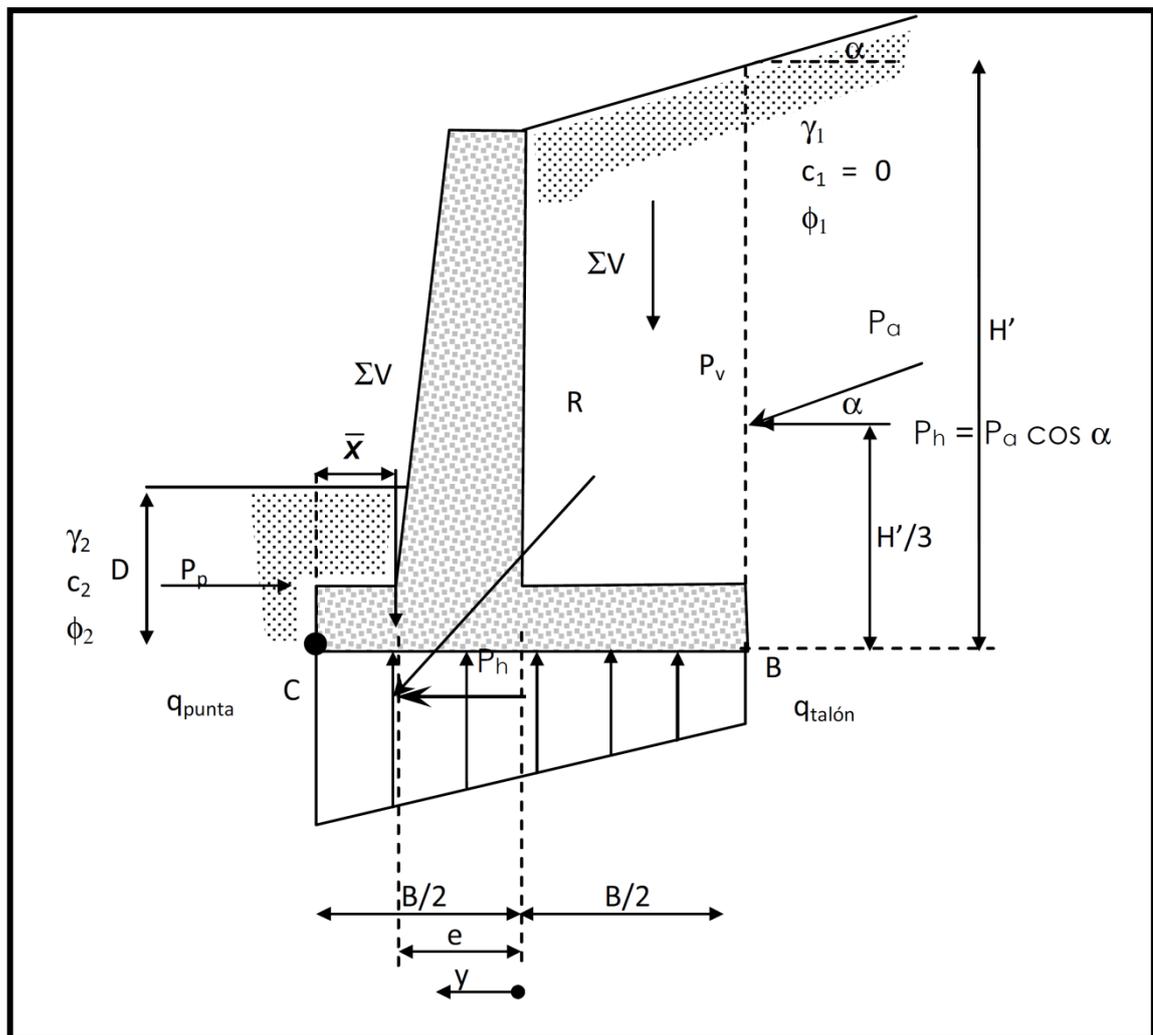


FIGURA 3.5.- Revisión de falla por capacidad de carga.

Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 14

Para determinar las magnitudes de q_{punta} y $q_{talón}$, lo primero que se debe tomar en cuenta que la suma de las fuerzas verticales que actúan en la zapata



del muro y la componente horizontal del empuje activo da como resultado una fuerza resultante (Das, 2006):

$$R = \Sigma V + P_a \cos \alpha \quad (3.15)$$

Al igual existe un momento neto de esas fuerzas:

$$M_{neto} = M_R - M_o \quad (3.16)$$

El desplazamiento de la fuerza con respecto a centro también llamado excentricidad es igual a (ver figura 3.5):

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \quad (3.17)$$

En donde la distancia \bar{X} viene dado por:

$$\bar{X} = \frac{M_{neto}}{R} \quad (3.18)$$

La excentricidad e de la fuerza resultante vertical R , medida desde el centro de la base del muro B , no puede no debe exceder del sexto del ancho de ésta. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya va existir presiones de tensión y el suelo no es apto para resistir fuerzas de tracción (Das, 2006).

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (3.19)$$

Si se utiliza los principios de mecánica de materiales se determina las presiones bajo la losa:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{M_{neto}y}{I} \quad (3.20)$$

Donde:

ΣV = Sumatoria de las fuerzas verticales (kN) [ver Tabla 3.1].

A = Área de la zapata (m^2)

M_{neto} = Momento neto = $\Sigma V * e$



$$y = B/2 \text{ (m)}$$

$$I = \text{Inercia por unidad de longitud de la sección de la base (m}^4\text{)} \\ = \frac{1}{12} 1 * B^3$$

Si se sustituye todos los anteriores en la ecuación 3.18, se tiene:

$$q = \frac{\Sigma V}{B * 1} + \frac{(\Sigma V * e) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} 1 * B^3} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.21)$$

Similarmente:

$$q_{min} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.22)$$

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina;

$$FS_{capacidad \ de \ carga} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (3.23)$$

Donde:

$FS_{capacidad \ de \ carga}$ = Factor de seguridad de capacidad de carga este valor no puede ser menor de 3

q_u = Capacidad de carga ultima (ver ecuación 2.3)

3.3. Muro a Gravedad

Los muros de contención a gravedad, son estructuras de contención convencionales de generosas dimensiones que no requieren refuerzo, su estabilidad (resistencia al empuje) depende de su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; no suelen ser económicos por su grandes volúmenes de material a utilizarse en su construcción, aunque para alturas moderadas menores a 5 m se los considera como una opción eficiente para de estabilización para deslizamientos pequeños.

En Ecuador se puede contar con gran variedad de muros a gravedad, teniendo

así: los muros en concreto simple, concreto ciclópeo, gaviones, criba, mampostería, enrocado, etc. (figura 3.6). Existiendo también variedad de muros a gravedad por el tipo de su sección transversal en la figura 3.7 se muestran algunas secciones comunes.

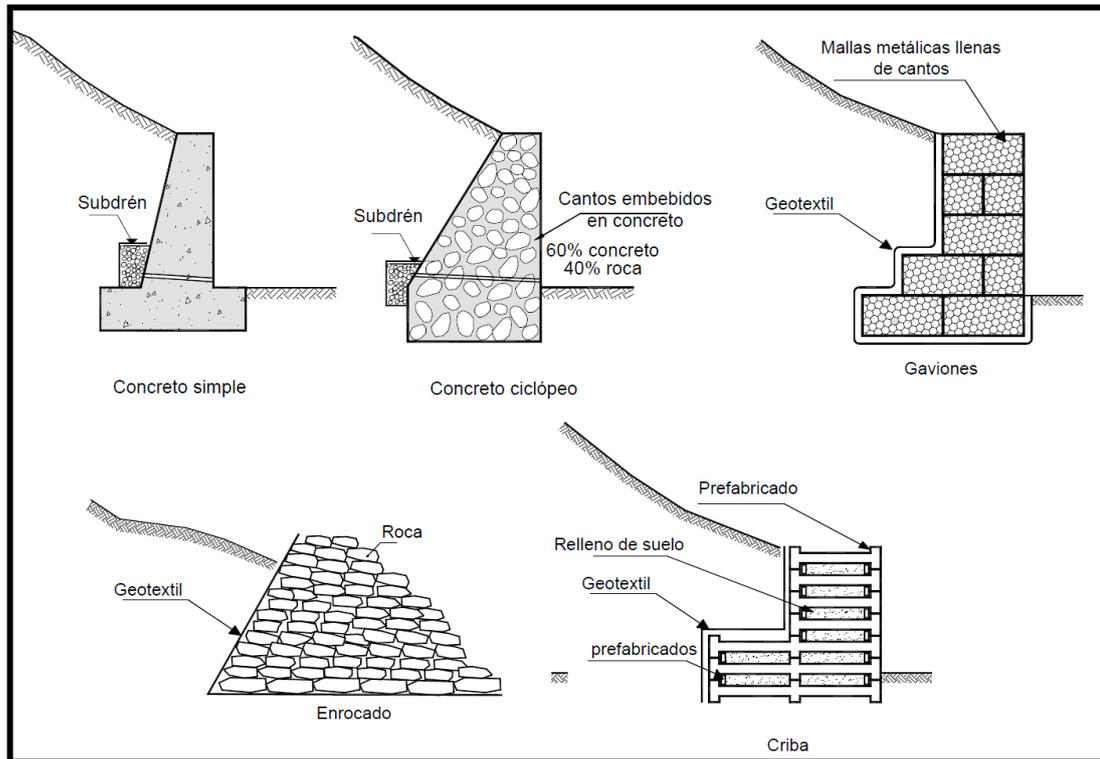


FIGURA 3.6.- MURO A GRAVEDAD, Tipo según el Material

Fuente: "Deslizamiento Técnicas de Remediación (Vol. II)", Jaime Suarez (2009), pág. 116

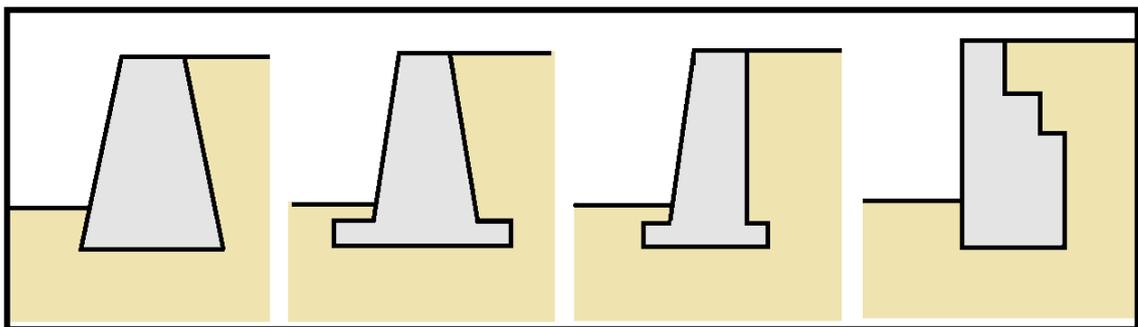


FIGURA 3.7.- MURO A GRAVEDAD, Según la Sección Transversal

Fuente: Autor

Como se ha mencionado, la estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje que exista. Según



Brajas M. Das en su publicación “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” da las siguientes recomendaciones para el predimensionamiento de la estructura (ver figura 3.8):

- ✓ La dimensión de la base de estos muros debe oscilar alrededor de 0,5 a 0,7 de la altura.
- ✓ Por la economía, la base debe ser lo más angosta posible (0.12 a .17 de la altura), considerando siempre que ésta debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.
- ✓ Por la facilidad de trabajo, la parte superior del cuerpo (corona) debe ser mayor que 0.30 m para la colocación apropiada del concreto.

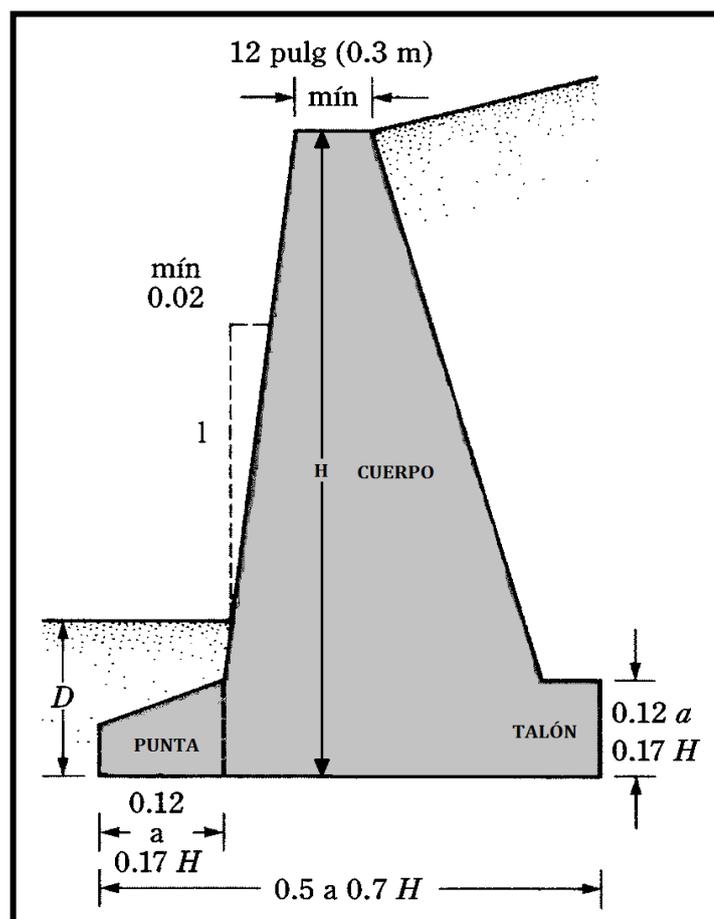


FIGURA 3.8.- MUROS A GRAVEDAD, Dimensiones Aproximadas de acuerdo a la altura

Fuente: “Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”, Braja M. Das (2006), pág. 333



Pasos en el diseño de Muros a Gravedad

Para el diseño de un muro de estabilización a gravedad se recomienda utilizar el procedimiento indicado en la tabla 3.2.

TABLA 3.2.- Pasos a seguir en el diseño de muros de contención a gravedad para estabilizar deslizamientos.

	Obtención de información Geotécnica
PASO 1	En este primer paso se debe iniciar conociendo Topografía, extensión lateral, perfil del suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis (propiedades y caracterización del suelo), superficie de falla, sismicidad, etc.
	Predimensionar el muro.
PASO 2	De acuerdo a la experiencia con de la altura del muro dimensionar este, para lo cual se puede utilizar las relaciones antes mencionadas.
	Calcular los coeficientes de empujes de tierra.
PASO 3	Con el ángulo de fricción del suelo, el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de inclinación del paramento interno del muro calcular los coeficientes activos y pasivos aplicando las ecuaciones 2.34 y 2.35 ó 2.37 y 2.38, de acuerdo al tipo de cálculo a realizar.
	Calcular los empujes de suelo
PASO 4	Hallar la magnitud resultante de P_a y P_p sobre el muro y sus respectivos puntos de aplicación, para lo cual se puede hacer uso de las ecuaciones 2.29 y 2.32 respectivamente.
	Fuerzas verticales y Momentos
PASO 5	Con la ayuda de la tabla 3.1 se determinara la resultante V y el momento estabilizador que se generan por el peso del muro y del suelo. Al mismo tiempo determinar el momento de volcamiento con la aplicación de la ecuación 3.3.



PASO 6	Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte. Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados para lo cual se deberá repetir desde el paso 3. Para la determinación de los factores de seguridad se hará uso de las ecuaciones 3.1, 3.6 y 3.23.
PASO 7	Detalles especiales Calcular subdrenajes, drenajes, elementos de fachada, etc.

Fuente: Recomendaciones de varios autores, ver bibliografía.

3.4. Muro en Voladizo

Los muros en Voladizo también conocido como muros Cantilever son siempre de concreto armado, su forma de resistir el empuje de tierra es por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos por el acción del suelo (GUEVARA, 2008); y su estabilidad depende en general del peso suelo que descansa sobre el pie del muro ayudando a impedir el volcamiento, entre mayor sea la longitud de la zapata mayor será la fricción suelo-muro mejorando así la seguridad del muro al deslizamiento. Por lo general su perfil transversal es en forma de L o T invertida como se indica en la siguiente figura 3.9:

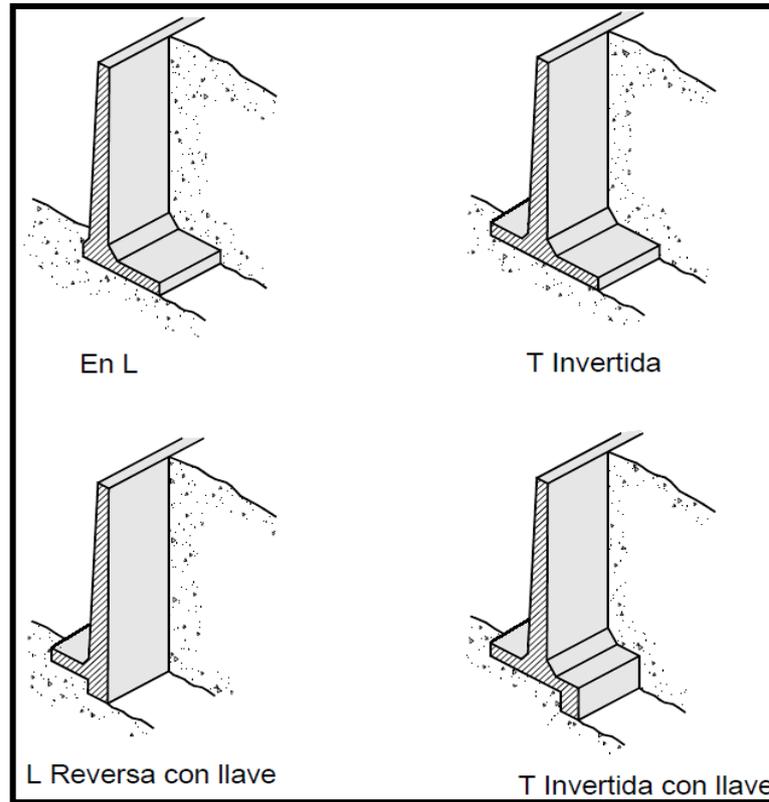


FIGURA 3.9.- MUROS EN VOLADIZO, Perfiles comunes

Fuente: "DESPLAZAMIENTOS-TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN", Jaime Suarez.

Las altura máxima del muro en voladizo debe ser menor a 10 m altura ya sea por efectos económicos o por la falta de eficiencia frente a las fuerzas que actúan en alturas mayores. Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser: barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro.

Una característica principal de estos muros es su pantalla que por lo son relativamente delgadas, con un espesor que oscila alrededor de $(1/10)$ de la altura del muro pero no menor a 0.30 m, claro está que depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra (GUEVARA, 2008).

Se debe tener en cuenta también que el espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y



detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro (GUEVARA, 2008). Según Braja Das en su publicación “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” da las siguientes recomendaciones que son también válidas (ver figura 3.10):

- ✓ La dimensión de la base de estos muros debe oscilar alrededor de 0,5 a 0,7 de la altura.
- ✓ El ancho de zapata debe ser 0.10 de la altura, considerando siempre que ésta debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.
- ✓ Por la facilidad de trabajo, la parte superior del cuerpo (corona) debe ser mayor que 0.30 m para la colocación apropiada del concreto,

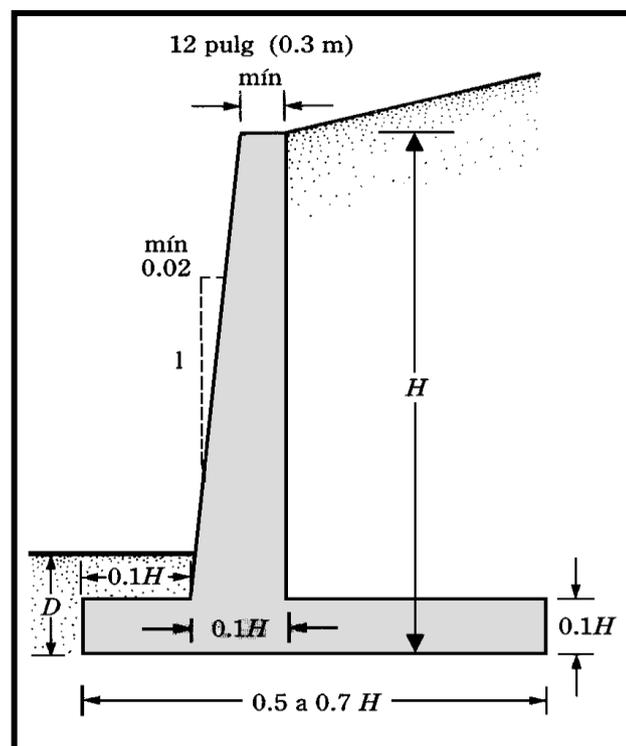


FIGURA 3.10.- MUROS EN VOLADIZO, Dimensiones Aproximadas de acuerdo a la altura
Fuente: “Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”, Braja M. Das (2006), pág. 333



Pasos en el diseño de Muros en Voladizo

Para la estabilización de deslizamiento o taludes a través de muros en voladizo se recomienda utilizar el procedimiento indicado en la tabla 3.3.

TABLA 3.3.- Pasos a seguir en el diseño de muros en voladizo para estabilizar deslizamientos y taludes.

	Obtención de información Geotécnica
PASO 1	En este primer paso se debe iniciar conociendo Topografía, extensión lateral, perfil del suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis (propiedades y caracterización del suelo), superficie de falla, sismicidad, etc.
	Predimensionar el muro.
PASO 2	De acuerdo a la experiencia con de la altura del muro dimensionar este, para lo cual se puede utilizar las relaciones antes mencionadas.
	Calcular los coeficientes de empujes de tierra.
PASO 3	Con el ángulo de fricción del suelo, el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de inclinación del paramento interno del muro calcular los coeficientes activos y pasivos aplicando las ecuaciones 2.34 y 2.35 ó 2.37 y 2.38, de acuerdo al tipo de cálculo a realizar.
	Calcular los empujes de suelo
PASO 4	Hallar la magnitud resultante de P_a y P_p sobre el muro y sus respectivos puntos de aplicación, para lo cual se puede hacer uso de las ecuaciones 2.29 y 2.32 respectivamente.
	Fuerzas verticales y Momentos
PASO 5	Con la ayuda de la tabla 3.1 se determinara la resultante V y el momento estabilizador que se generan por el peso del muro y del suelo. Al mismo tiempo determinar el momento de volcamiento con la aplicación de la ecuación 3.3.



<p>PASO 6</p>	<p>Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte.</p> <p>Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados para lo cual se deberá repetir desde el paso 3. Para la determinación de los factores de seguridad se hará uso de las ecuaciones 3.1, 3.6 y 3.23.</p>
<p>PASO 7</p>	<p>Diseñar la estructura interna del muro</p> <p>Se calculara la resistencia interna del muro y el refuerzo necesario para que este mantenga una correcta estabilidad. Se puede aplicar los conceptos de la sección 2.4 al no llegar a cumplir con los requerimientos especificados en esta sección se deberá redimensionar el muro.</p>
<p>PASO 8</p>	<p>Detalles especiales</p> <p>Calcular subdrenajes, drenajes, elementos de fachada, etc.</p>

Fuente: Recomendaciones de varios autores, ver bibliografía.

3.5. Muro Anclado

Los muros anclados son estructuras de contención que se las utiliza para desniveles importantes del terreno, a partir de 6 ó 10 metros. Los muros anclados son estructuras de gravedad, semigravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pretensadas con bulbos profundos (Figura 3.11). Los muros anclados pueden ser de varios tipos:

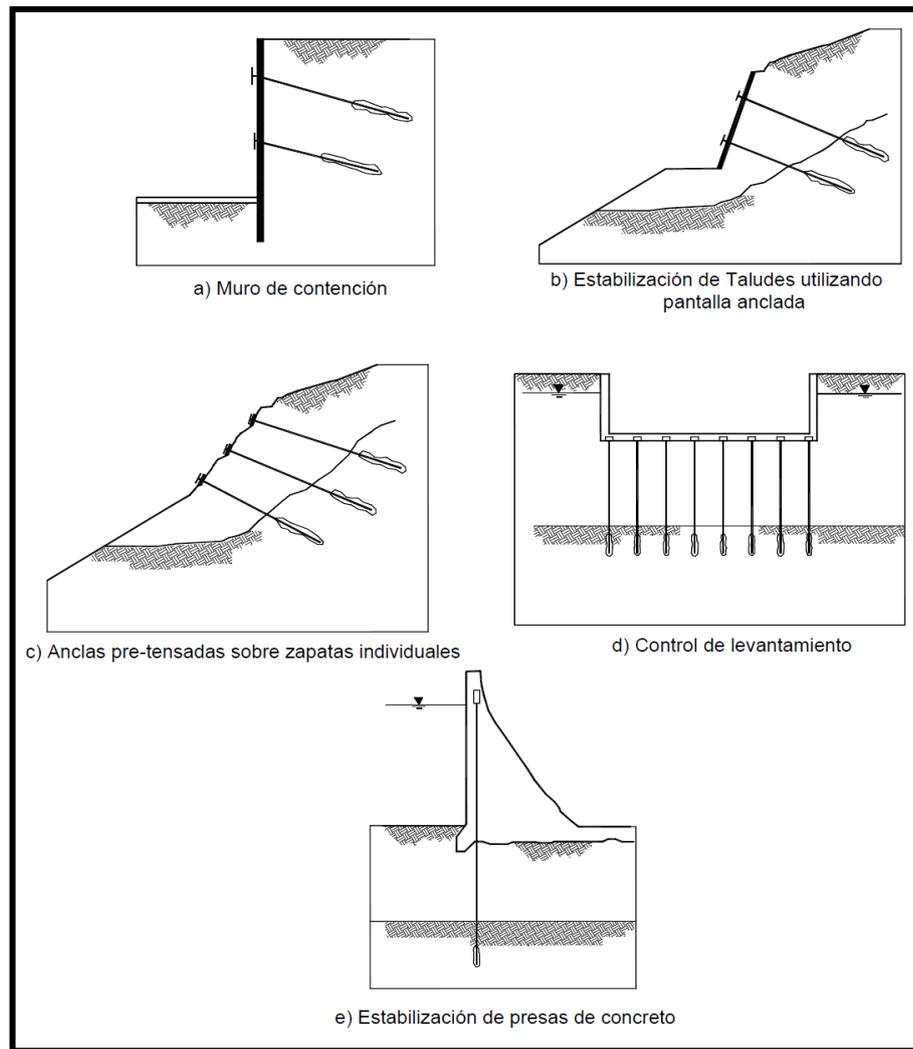


FIGURA 3.11.- Tipos de estructuras Ancladas (Sabatini y otros, 1999)

Fuente: "Deslizamientos: Técnicas de Remediación", Suarez Jaime (2003)

3.5.1. Anclajes

Los anclajes en el terreno no son indiferentes a los tipos de suelo en donde se encuentran instalados, es decir, para cada tipo de suelo existe un anclaje con forma y propiedades propias. Los anclajes en los muros tienen como objetivo fundamental, establecer un punto fijo de desplazamiento nulo de la pantalla, con objeto de dar mayor estabilidad, disminuir las deflexiones y desplazamientos laterales, y lograr una mejor interacción suelo estructura.

Cada anclaje se encuentra compuesto una variedad de elementos diferentes entre ellos: la cabeza, el tirante, el bulbo y están representadas en la figura 3.12:

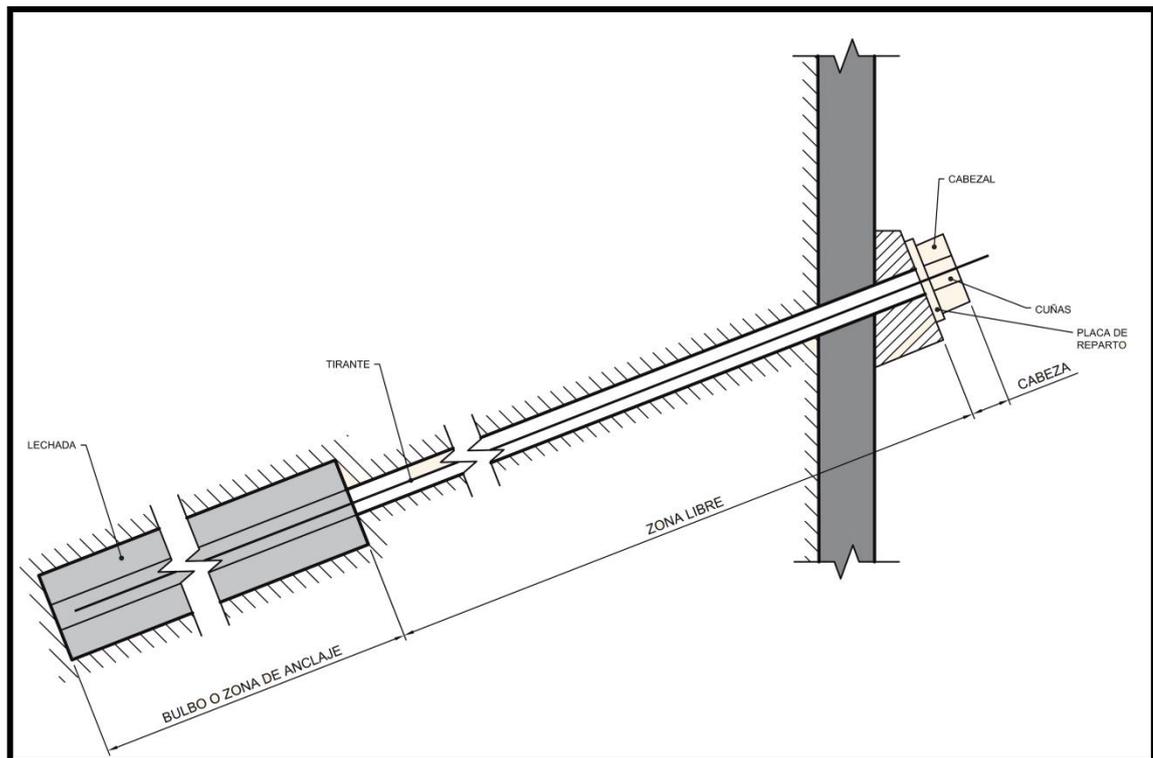


FIGURA 3.12.- Anclaje – Partes

Fuente: “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno”, Dirección general de Carreteras (2003), España.

Los anclajes se clasifican desde diferentes puntos de vista (Dirección General de Carreteras, 2003):

- De acuerdo a la aplicación de carga puesta en el terreno, se dividen en **activos y pasivos**. A los primeros se les aplica la carga de tesado después de su ejecución, generalmente del mismo orden de magnitud que la máxima prevista en proyecto, y nunca inferior al 50% de esta última, mientras que a los segundos se les deja con una carga inicial baja y nunca inferior al 10% de la máxima de proyecto, adquiriendo esta última normalmente por los movimientos de la estructura, merced al rozamiento de Coulomb, generado en el contacto del anclaje con el terreno.
- En función del elemento de terreno sobre el que se anclan pueden clasificarse en **anclaje en suelo y anclajes en roca**.
- En función de los elementos constituyentes de los tirantes, se clasifican



en **anclajes de cables** y **anclajes de barra**.

- Según la transmisión de carga al terreno, se los puede clasificar en **anclajes a compresión** y **anclajes de tracción**
- Otra clasificación es atendiendo a su vida prevista, denominando **anclaje permanente** al proyectado para una vida útil superior a dos años y **anclaje provisional** al que debe actuar sobre un periodo inferior a dos años.
- Según la posibilidad de efectuar operaciones que varíen la carga sobre los anclajes durante su vida útil, se clasifican en **tesables simples**, **retesables** y **retesables-destesables**.
- Por último se clasifican, según se efectúe o no la reinyección del bulbo en:
 - **Inyección única global (IU).**- es la que se efectúa en una sola fase hasta rellenar el taladro de la perforación y normalmente se efectúa a través de un tubo flexible solidario con el tirante
 - **Inyección repetitiva (IR).**- es la que se efectúa normalmente mediante latiguillos o circuitos globales con válvulas y un número de reinyecciones normalmente no superior a dos, con el objetivo de mejorar la capacidad de anclaje del bulbo
 - **Inyección repetitiva y selectiva (IRS).**- es la realizada a través de tubos manguito, separados como máximo un metro. Esta inyección se realiza normalmente con más de dos reinyecciones y en manguitos seleccionados. Permiten mejorar la capacidad de anclaje del bulbo en aquellas zonas que lo necesitan

Diseño de los anclajes según (Dirección General de Carreteras, 2003)

Para el inicio del diseño de un anclaje se requiere conocer en primer lugar el valor y dirección de los esfuerzos ejercidos sobre la estructura a anclar, para poder en segundo lugar dimensionar las diferentes partes del anclaje (tirante, longitud libre, longitud y diámetro del bulbo).

En las estructuras ancladas se deberán tener en cuenta dos aspectos



principales:

- La estabilidad global de la zona en que se encuentra la estructura anclada.
- El comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local).

En cuanto a la estabilidad se debe hacer un análisis como un muro normal, en donde se seguirá los mismos pasos antes mencionados en los muros en voladizo. Mientras que en cuestión en anclajes se hará un análisis individual comprobando las siguientes relaciones:

- **Mayoración de las cargas actuantes.-** Se obtendrá la carga nominal mayorada, PN_d , a través de la expresión:

$$PN_d = F_1 * P_N \quad (3.24)$$

Donde

P_N = Carga nominal del anclaje, que es la mayor de (kN/m):

- a) la carga obtenida al realizar el cálculo de estabilidad, o
- b) la carga obtenida en el cálculo de los estados límite de servicio, sin mayoración alguna.

F_1 = Coeficiente de mayoración que puede obtenerse de la tabla 3.4.

PN_d = Carga nominal mayorada del anclaje (kN/m).

TABLA 3.4.- Coeficiente F_1 en función del tipo de anclaje

TIPO DE ANCLAJE	F_1
Permanente	1.50
Provisional	1.20

Fuente: “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno”, Dirección general de Carreteras (2003), España.



- **Comprobación de la tensión admisible del acero del tirante** (rotura del tirante a tracción).- Para lo cual se minorará la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

En anclajes provisionales:

$$\frac{PN_d}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1.25} \quad (3.25)$$

$$\frac{PN_d}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1.10} \quad (3.26)$$

En anclajes permanentes:

$$\frac{PN_d}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1.30} \quad (3.27)$$

$$\frac{PN_d}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (3.28)$$

Donde:

PN_d = Carga nominal mayorada del anclaje (kN/m).

A_T = Sección del tirante (m²).

f_{pk} = Límite de rotura del acero del tirante (MPa).

f_{yk} = Límite elástico del acero del tirante (MPa).

- **Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.**- Para lo cual se minorará la adherencia límite entre el tirante y la lechada que lo rodea en el bulbo, por el coeficiente 1,2. Se deberá verificar:

$$\frac{PN_d}{L_b * p_T} \leq \frac{\tau_{lim}}{1.20} \quad (3.29)$$

Con:

$$\tau_{lim} = 6.9 \left(\frac{f_{ck}}{22.5} \right)^{2/3} \quad (3.30)$$



Donde:

p_T = Perímetro nominal del tirante (m) = $2 * \sqrt{\pi * A_T}$

A_T = Sección del tirante (m²).

L_b = Longitud de cálculo del bulbo (m).

τ_{lim} = Adherencia límite entre el tirante y la lechada (MPa).

f_{ck} = Resistencia característica (rotura a compresión a 28 días) de la lechada (MPa).

Para esta comprobación, el exceso de longitud del bulbo por encima de 14 m se minorará por el coeficiente de 0,70, a fin de tener en cuenta la posible rotura progresiva del mismo.

- **Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo** (deslizamiento bulbo-terreno).- Para lo cual se minorará la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible (a_{adm}). Se comprobará:

$$\frac{PN_d}{\pi * D_N * L_b} \leq a_{adm} \quad (3.31)$$

Donde:

D_N = Diámetro nominal del bulbo (m).

L_b = Longitud de cálculo del bulbo (m).

a_{adm} = Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo.

La adherencia admisible del bulbo se puede obtener mediante los métodos indicados a continuación, por orden de preferencia:

- a) Los valores de la adherencia admisible a_{adm} del bulbo se pueden deducir tanto de los ensayos de investigación como fundamentalmente de los ensayos de adecuación.
- b) Se puede obtener el valor de la adherencia admisible aplicando la expresión siguiente, en presiones efectivas:



$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' * \frac{\tan \varphi'}{F_{2\varphi}} \quad (3.32)$$

Donde:

c' = Cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno-bulbo.

φ' = Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno-bulbo.

σ' = Presión efectiva del terreno en el centro del bulbo más una tercera parte de la presión de inyección aplicada.

F_{2c} = 1,60; coeficiente de minoración de la cohesión.

$F_{2\varphi}$ = 1,35; coeficiente de minoración de la fricción.

c) También puede determinarse a_{adm} utilizando correlaciones empíricas, en cuyo caso:

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} \quad (3.33)$$

Donde:

a_{lim} = Adherencia límite obtenida aplicando métodos empíricos (ver Anexos IV)

F_3 = Coeficiente indicado en la tabla 3.2

TABLA 3.5.- Coeficiente F_3 en función del tipo de anclaje

TIPO DE ANCLAJE	F_3
Provisional	1.45
Permanente	1.65

Fuente: "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno", Dirección general de Carreteras (2003), España.



Pasos en el diseño de Muros Anclados

Para la estabilización de deslizamiento o taludes a través de muros anclados se recomienda utilizar el procedimiento indicado en la tabla 3.6.

TABLA 3.6.- Pasos a seguir en el diseño de muros anclados para estabilizar deslizamientos y taludes.

PASO 1	Obtención de información Geotécnica
	En este primer paso se debe iniciar conociendo Topografía, extensión lateral, perfil del suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis (propiedades y caracterización del suelo), superficie de falla, sismicidad, etc.
PASO 2	Predimensionar el muro.
	De acuerdo a la experiencia con de la altura del muro dimensionar este, para lo cual se puede utilizar las relaciones antes mencionadas.
PASO 3	Calcular los coeficientes de empujes de tierra.
	Con el ángulo de fricción del suelo, el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de inclinación del paramento interno del muro calcular los coeficientes activos y pasivos aplicando las ecuaciones 2.34 y 2.35 ó 2.37 y 2.38, de acuerdo al tipo de cálculo a realizar.
PASO 4	Calcular los empujes de suelo
	Hallar la magnitud resultante de P_a y P_p sobre el muro y sus respectivos puntos de aplicación, para lo cual se puede hacer uso de las ecuaciones 2.29 y 2.32 respectivamente.
PASO 5	Fuerzas verticales y Momentos
	Con la ayuda de la tabla 3.1 se determinara la resultante V y el momento estabilizador que se generan por el peso del muro y del suelo. Al mismo tiempo determinar el momento de volcamiento con la aplicación de la ecuación 3.3.



PASO 6	Fuerza de Anclaje Estimar una fuerza de tensado del anclaje, el número y su distribución dentro del muro de acuerdo a la experiencia; esta fuerza es referencial se debe cambiar al no cumplir el paso 7.
PASO 7	Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte. Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados para lo cual se deberá repetir desde el paso 3. Para la determinación de los factores de seguridad se hará uso de las ecuaciones 3.1, 3.6 y 3.23.
PASO 8	Diseñar los anclajes individualmente Una vez cumplida la estabilidad de la estructura y encontrada la fuerza de tensado necesaria para el tensado del anclaje, se debe calcular la sección del tirante para lo cual se utilizara la 3.25 ó 3.27; se calculara longitud del bulbo con la ecuación 3.29 y por último el diámetro del bulbo con la ecuación 3.31.
PASO 9	Detalles especiales Calcular subdrenajes, drenajes, elementos de fachada, etc.

Fuente: Recomendaciones de varios autores, ver bibliografía.

3.6. Muro pilotados

También conocidas como estructuras enterradas, las cuales se profundizan por debajo de la superficie de falla, por lo general trabajan con su punta inferior empotrada dentro de un material duro (suelo firme). De esta forma, aumentan la resistencia al cortante sobre la superficie del deslizamiento y transmiten cargas a estratos de suelo más firmes.

Aunque la utilización de muros con pilotes es solo apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes, debido a que los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales



muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes (Suárez, 2003).

La profundidad de penetración es muy importante ya que dependiendo de la longitud de penetración se obtiene la reacción necesaria para estabilizar el talud y la profundidad de penetración requerida puede ser estimarse mediante un análisis de cada pilote.

Se puede construir muros de pilotes de tres formas (Fratelli, 1993):

- Con pilotes tangentes.- Los pilotes se encuentran el uno exactamente a continuación de la otra en línea recta. De esta forma se tienen un muro de contención continuo e impermeable, suelen ser económicos para alturas moderadas.
- Con pilotes secantes.- Los pilotes se traslapan el uno con el otro en la configuración en planta aunque en la práctica son tangentes
- Con pilotes y pantallas.- Este tipo de muro se refiere a la combinación de pilotes, distanciados de 1 a 1.5 m entre sí, y conectados mediante pantallas. Son muy óptimos para zonas de difícil acceso.

Los pilotes cuando se encuentran utilizados como muros de contención aparte de resistir las cargas verticales, también se van a encontrar sometidos a fuerzas horizontales. Aunque no existe un procedimiento adecuado para el cálculo de las fuerzas laterales ya que su modelación es muy completa (Viggiani, 1981), a continuación se describirá soluciones rápidas y sencillas para cuando un pilote se encuentra cargado lateralmente y verticalmente.

3.6.1. Pilotes cargados verticalmente

En esta parte del análisis lo que se busca es que un pilote con propiedades y forma propia, soporte y transmita de una forma eficiente las cargas generadas por una estructura hacia el suelo. La forma de conocer la capacidad última de carga de un pilote es a través de una simple ecuación que consiste en la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por



fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote (ver figura 3.13a).

$$P = Q_p + Q_s \quad (3.34)$$

Donde:

P = Carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su hundimiento (kN).

Q_p = Resistencia por punta (kN).

Q_s = Resistencia por fuste (kN).

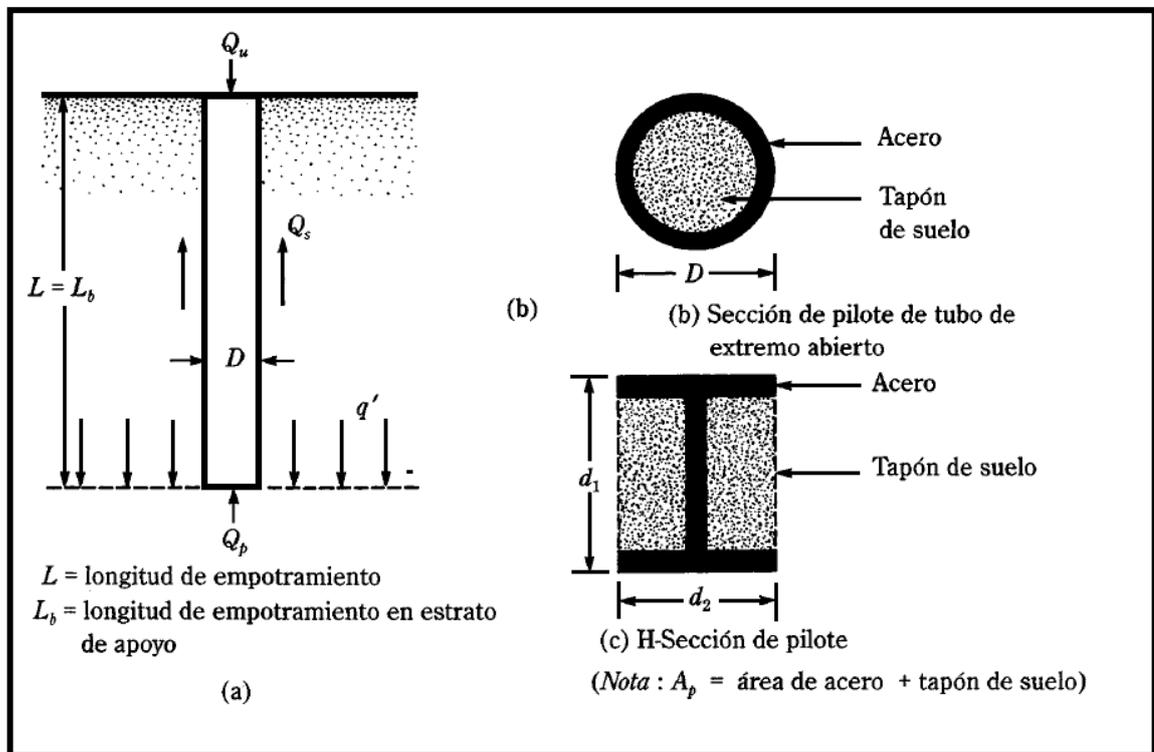


FIGURA 3.13.- Capacidad última de carga de un pilote

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 490

Los métodos de cálculo para determinar la resistencia por fuste y por punta fueron determinados por numerosos estudios proporcionados por Vesic (1977), Meyerhof (1976), y Cole y Castellano (1981), los mismos que son métodos conocidos y muy utilizados por su eficacia en los resultados y su sencillez en la aplicación.

Métodos de Análisis para determinar la resistencia por punta

- **Método de Meyerhof para estimar Q_p** según (Das, 2006).- Meyerhof realiza el análisis del para determinar el coeficiente de punta, de acuerdo a dos grupos de suelo arenas, arcillas.

Q_p en Arena

Meyerhof señaló que la capacidad de carga de punta Q_p de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Note que en un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote (figura 3.13a). Más allá de la relación de empotramiento crítico, $(L_b/D)_{cr}$ el valor de Q_p permanece constante ($q_p = q_l$). Es decir $L = L_b$, como muestra la figura 3.14 para el caso de un suelo homogéneo.

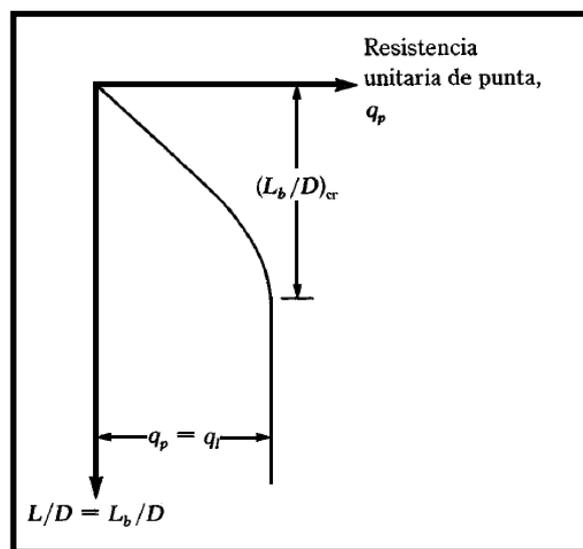


FIGURA 3.14.- Variación de resistencia unitaria de punta en arena homogénea

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 492

Cuando se dice que el suelo es una arena, la cohesión $c' = 0$, entonces se tiene:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' * N_c^* + \sigma'_v N_q^*) = A_p \sigma'_v N_q^* \quad (3.35)$$



Donde:

A_p = Área de la punta del pilote (m^2)

c' = Cohesión del suelo que soporta la punta (kN/m^2)

q_p = Resistencia de la punta unitaria (kN/m^2)

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo (kN/m^2)

N_q^* y N_c^* = Factores de capacidad de carga (ver figura 3.15)

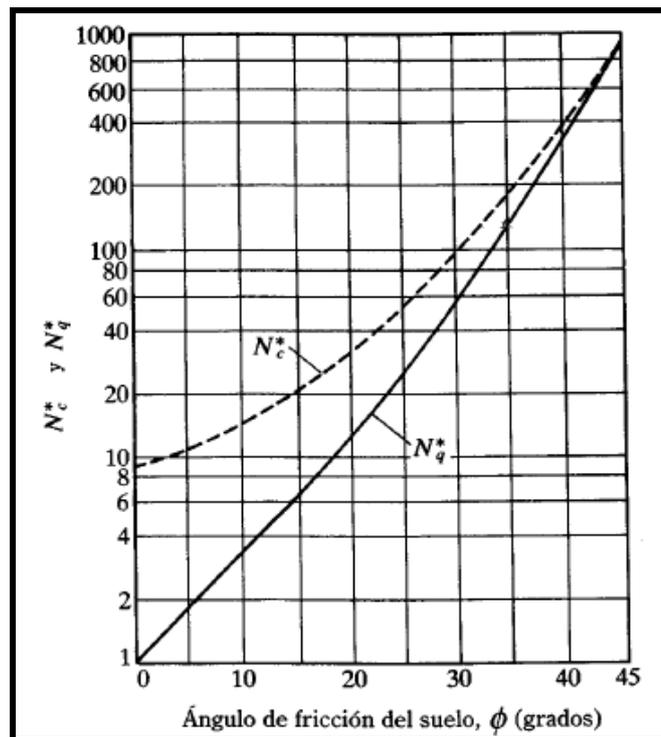


FIGURA 3.15.- Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* , con el ángulo de fricción del suelo

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 493

Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p * q_l$ o sea

$$Q_p = A_p * \sigma'_v * N_q^* \leq A_p * q_l \quad (3.36)$$

Siendo la resistencia límite de punta

$$q_l = [KN/m^2] = 50 * N_q^* * \tan \phi \quad (3.37)$$

Donde:

ϕ = Es el ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.



Q_p en Arcilla (condición $\phi = 0$)

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ($\phi = 0$),

$$Q_p = N_c^* * c_u * A_p = 9 c_u * A_p \quad (3.38)$$

Donde:

c_u = Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

- **Método de Vesic para estimar Q_p** según (Das, 2006).- Este método se basa en la teoría de expansión de cavidades y en parámetros de esfuerzo efectivo para estimar la capacidad de carga por punta de un pilote. (Vesic, 1977).

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' * N_c^* + \bar{\sigma}_o N_\sigma^*) \quad (3.39)$$

Donde:

$\bar{\sigma}_o$ = Esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote. (kN/m²)

$$\bar{\sigma}_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) \sigma'_v \quad (3.40)$$

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo (kN/m²)

K_o = Coeficiente de presión de tierra en reposo, se puede calcular con siguiente expresión:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (3.41)$$

N_c^* y N_σ^* = Factores de capacidad de carga

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{1 + 2K_o} \quad (3.42)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (3.43)$$

$$N_q^* = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} e^{\pi \text{tg } \phi} \quad (3.44)$$



Al reemplazar la ecuación 3.35 en la ecuación 3.35, entonces:

$$N_{\sigma}^* = \frac{3((N_c^* \tan\phi) + 1)}{1 + 2K_0} \quad (3.45)$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_{\sigma}^* = f(I_{rr}) \quad (3.46)$$

Donde

I_{rr} = Índice de rigidez reducida para el suelo.

Sin embargo:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (3.47)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + \sigma'_v \tan\phi)} = \frac{G_s}{c + \sigma'_v \tan\phi} \quad (3.48)$$

Donde

I_r = Índice de rigidez

E_s = Módulo de elasticidad del suelo (kN/m²)

μ_s = Relación de Poisson del suelo (adimensional)

G_s = Módulo cortante del suelo (kN/ m²)

Δ = Deformación Unitaria promedio en la zona plástica por debajo de la punta del pilote

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$, por lo que

$$I_r = I_{rr} \quad (3.49)$$

Para $\phi = 0$ (condición no drenada), se tiene

$$N_c^* = \left(\frac{4}{3}\right) [\ln(I_{rr}) + 1] + \left(\frac{\pi}{2}\right) + 1 \quad (3.50)$$

Los valores de I_r se obtienen de pruebas de laboratorio para consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de



esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar, se recomiendan los valores especificados en la tabla 3.7:

TABLA 3.7.- Valores de índice de rigidez del suelo

Tipo de suelo	I_r
Arena	70 - 150
Limos y Arcillas (condición drenada)	50 - 100
Arcillas (condición no drenada)	100 - 200

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 494

- **Método de Janbu; estimación de Q_p .**- Janbu (1976) propuso calcular Q_p con la expresión

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + \sigma'_v N_q^*) \quad (3.51)$$

Donde

Se observa que la ecuación 3.51 tiene la misma forma que la ecuación 3.35. Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote es similar a la mostrada en la figura 3.16. Las relaciones de capacidad de carga son entonces:

$$N_q^* = (\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2\phi})^2 (e^{2\eta'\tan\phi}) \quad (3.52)$$

El Angulo η' es en radianes

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot\phi \quad (3.53)$$

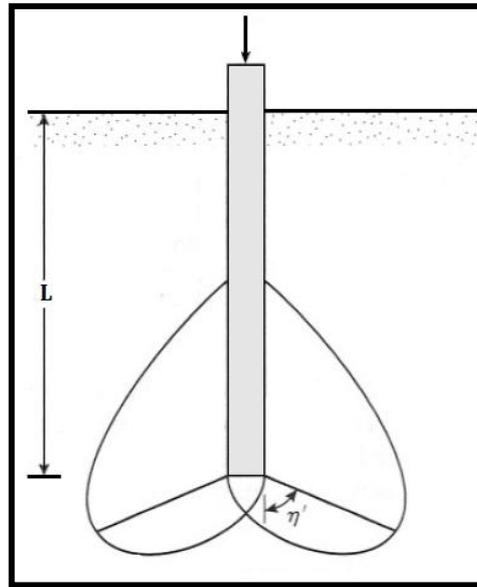


FIGURA 3.16.- Superficie de Falla en la punta del pilote

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 499

El ángulo η' varía aproximadamente 60° en arcillas blandas a aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

- **Método de la Normativa española para estimar Q_p .**- Cuando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr-Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente por punta (Dirección General de Carreteras, 2009)

$$Q_p = N_q^* \sigma'_{vo} + N_c^* c \quad (3.54)$$

Dónde:

σ'_{vo} = Presión vertical efectiva al nivel de la punta (kN/m^2).

N_q^* y N_c^* = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas

c = Cohesión en la punta (kN/m^2).



$$N_q^* = 1.5 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} e^{\pi \tan \phi} f_D \quad (3.55)$$

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi} \quad (3.56)$$

Donde:

ϕ = Es el ángulo de rozamiento interno del suelo (grados).

f_D = Factor de corrección por tamaño del pilote. Se tomará:

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} D > \frac{2}{3} \quad (3.57)$$

Donde:

D = Diámetro del pilote (m).

Métodos de Análisis para determinar la resistencia por Fricción

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \quad (3.58)$$

Donde

Σp = Perímetro de la sección del pilote

f = Resistencia unitaria por fuste

ΔL = Profundidad medida desde la superficie del terreno.

En general, la resistencia unitaria por fuste es variable con la profundidad, el cálculo de la misma normalmente requiere la integración indicada en la expresión precedente. En los casos en que la resistencia por fuste sea constante por tramos y también lo sea el contorno del pilote en cualquier sección horizontal.

- **Resistencia por fricción Q_s en arenas** (Das, 2006).- La resistencia por fricción en arenas está dado por la ecuación 3.58, en donde ΔL es el



espesor del estrato de suelo. Aunque la resistencia unitaria por fricción f , es difícil de estimar, se la puede calcular con la expresión siguiente:

$$f = K \sigma'_v \tan \delta \quad (3.59)$$

Donde:

K = Coeficiente de presión efectivo de la tierra

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración
(kN/m²)

δ = Ángulo de fricción entre suelo y pilote (grados)

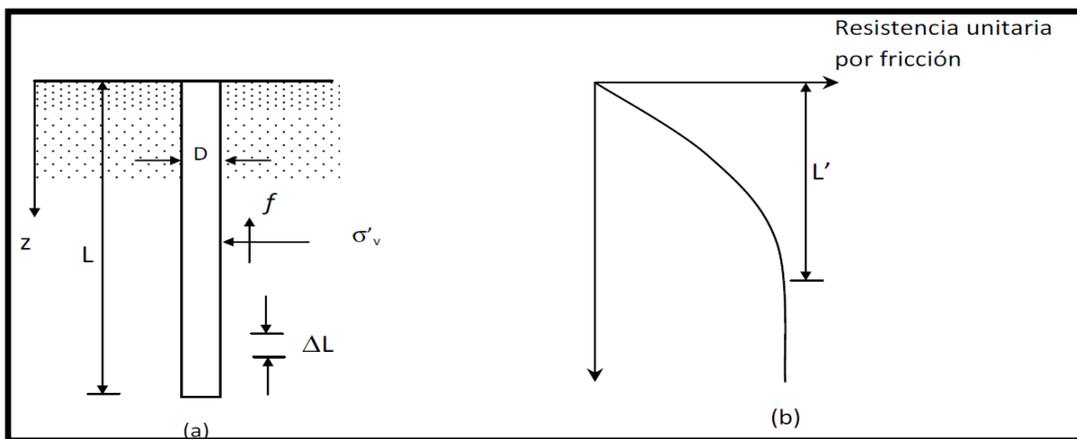


FIGURA 3.17.- Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 503

De la misma forma que en la carga por punta, la fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante (ver figura 3.17). La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería

$$L' = 15 D \quad (3.60)$$

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente, K_p de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_0 de la presión



en reposo a una profundidad mayor. Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación 3.59 (ver Tabla 3.8)

TABLA 3.8.- Coeficiente de presión efectivo de la tierra en función del tipo de pilote

TIPO DE PILOTE	K
Perforado	$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$1.40 K_0$
Hincado, de alto desplazamiento	$1.80 K_0$

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 504

Los valores de δ dados por varios investigadores están en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ .

- **Resistencia por fricción (superficial) en arcilla**

La estimación de la resistencia por fricción (superficial) de pilotes en arcilla es casi tan difícil como en arenas debido a la presencia de variables que no son cuantificadas fácilmente. Actualmente se dispone en la literatura técnica de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Tres de los procedimientos actualmente aceptados se describen a continuación:

Método λ (Vijayvergiya y Focht, 1972).- Este método se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es

$$f_{prom} = \lambda \cdot (\overline{\sigma'_v} + 2 \cdot \overline{c_u}) \quad (3.60)$$

Donde

$\sigma'_v =$ Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de



empotramiento

$c_u =$ Resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote (ver figura 3.18). La resistencia total por fricción se calcula de acuerdo a la ecuación 3.61:

$$Q_s = p L f_{prom} \quad (3.61)$$

Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}'_v$ y \bar{c}_u en suelos estratificados ya que son valores promedios. La figura 3.19 ayuda a explicar esto. De acuerdo con la figura 3.19b, el valor medio de c_u es:

$$\bar{c}_u = \frac{c_{u1} * L_1 + c_{u2} * L_2 + \dots}{L} \quad (3.62)$$

Similarmente, la figura 3.19c muestra la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad. El esfuerzo medio efectivo es:

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (3.63)$$

Donde

$A_1 + A_2 + A_3 + \dots =$ Áreas de los diagramas del esfuerzo vertical efectivo (m^2)

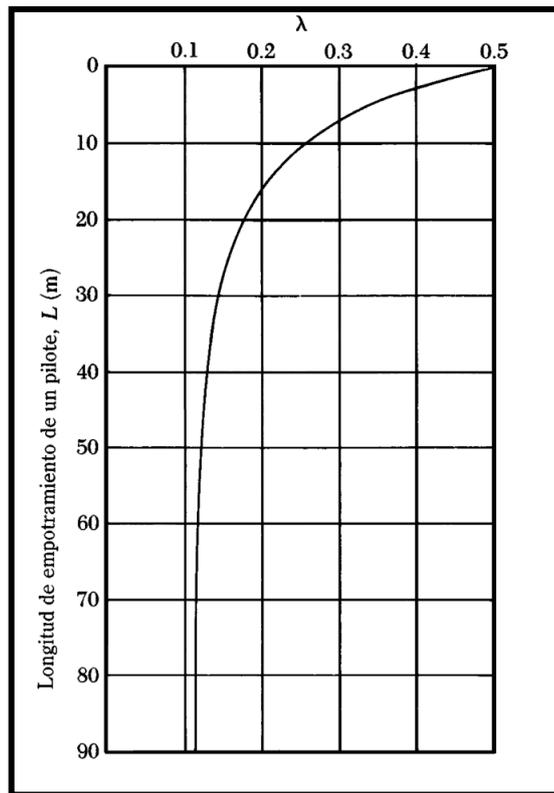


FIGURA 3.18.- Variación de λ con la longitud de penetración de un pilote (según McClelland, 1974)

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 508

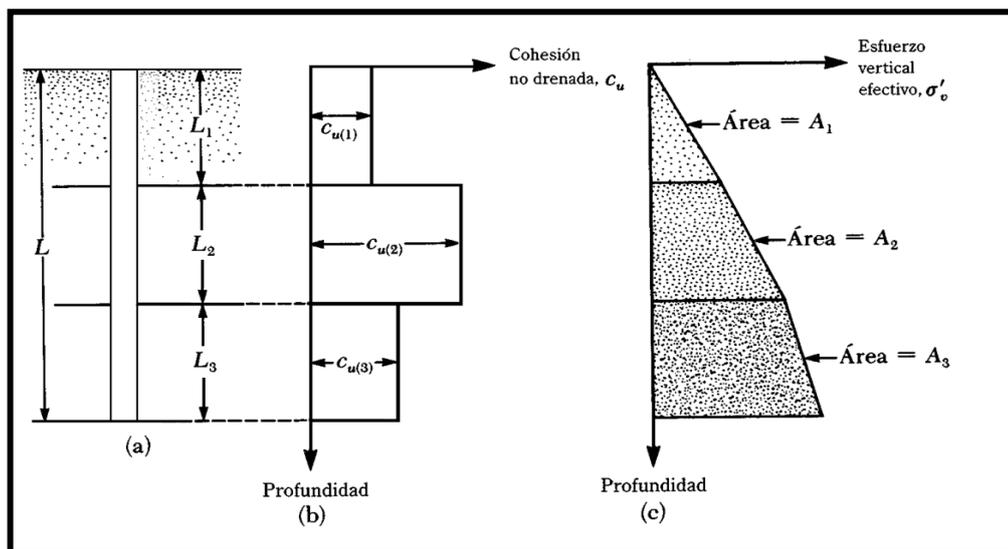


FIGURA 3.19.- Aplicación del método λ en suelo estratigráfico

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 509



Método α : De acuerdo a éste método, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación 3.64.

$$f = \alpha c_u \quad (3.64)$$

Donde

$\alpha =$ Factor empírico de adhesión

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 3.20. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u < \text{aprox. } 50 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 1$. Entonces

$$Q_s = \sum (f p \Delta L) = \sum (\alpha c_u p \Delta L) \quad (3.65)$$

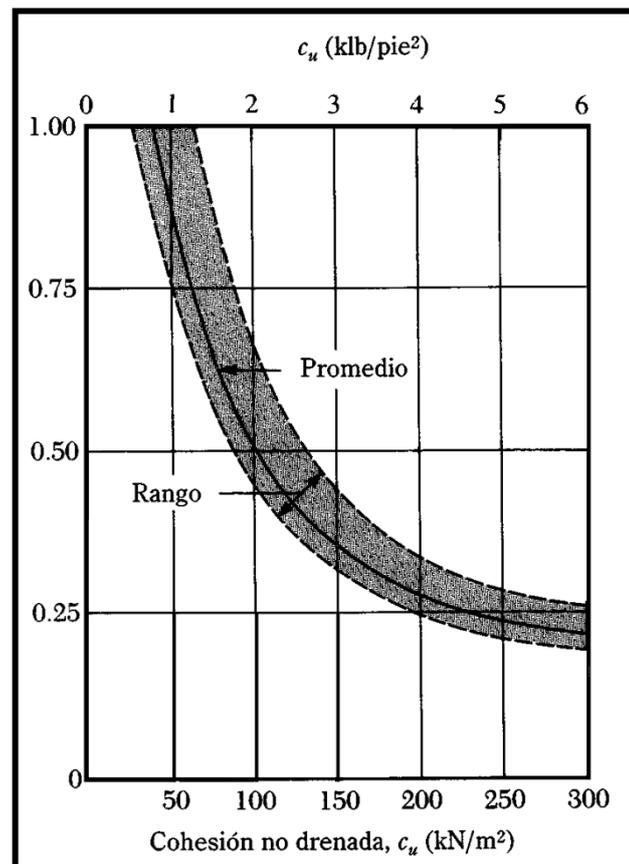


FIGURA 3.20.- Variación de α con la cohesión no drenada de la arcilla

Fuente: "FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA", Braja M. Das (2007), pág. 519



Método para estimar la resistencia por fuste a partir de la Normativa Española

Suelos Granulares.- La resistencia por fuste en suelos granulares se estimará con la expresión:

$$f = \sigma'_v K F \tan \phi \quad (3.66)$$

Donde:

σ'_v = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

K = Coeficiente de empuje empírico.

F = Factor de reducción del rozamiento del fuste.

ϕ = Ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

Para pilotes hincados se tomará $K = 0.75$ y para pilotes perforados se tomará $K = 0.5$. Para pilotes híbridos, ejecutados con ayudas que reducen el desplazamiento del terreno, se tomará un valor intermedio en función de los valores antes mencionados.

Para pilotes de hormigón in situ o de madera se tomará $F = 1$. Para pilotes prefabricados de hormigón se tomará $F = 1$ y para pilotes de acero en el fuste se tomará $F = 0.9$.

El valor de f , además, no sobrepasará los siguientes límites:

Pilotes hincados $f < 125 \text{ KPa}$

Pilotes excavados $f < 90 \text{ KPa}$

Suelos Cohesivos.-

Carga de hundimiento sin drenaje.- La carga unitaria de rotura por fuste será:

$$f = \frac{100s_u}{100+s_u} \quad (f \text{ y } s_u \text{ en KPa}) \quad (3.67)$$



La resistencia al corte sin drenaje del suelo s_u , se puede deducir mediante ensayos de campo y laboratorio. En pilotes con fuste de acero en contacto con el suelo cohesivo el valor de f se afectará por un coeficiente reductor de 0.8.

Carga de hundimiento con drenaje.- Se evalúa con la siguiente expresión:

$$f = \sigma'_v K F \tan\phi + c' \quad (3.68)$$

Donde:

c' = Cohesión efectiva del terreno.

y donde el resto de los parámetros tiene el significado que se indica en los suelos granulares.

3.6.2. Pilotes cargados lateralmente

Un pilote hincado verticalmente resiste cargas laterales movilizándolo la presión pasiva en el suelo que lo rodea. En general los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos: (1) pilotes cortos o rígidos y (2) pilotes largos o elásticos. Aunque la modelación para determinar las cargas laterales de un suelo es muy compleja, existen dos métodos gráficos actualmente disponibles para determinar la carga lateral última, estos métodos se los puede considerar como soluciones viables pero con la restricción de que solo trabajan con un estrato de suelo.

Método de Broms

Broms (1965), propuso soluciones simplificadas para calcular la capacidad última lateral de pilotes, considerando tanto el esfuerzo último del suelo y el límite de elasticidad del material del pilote, así presentó soluciones tanto para suelos cohesivos como para suelos no cohesivos. La carga máxima que puede aplicarse sobre el Pilote depende de los siguientes factores:



- El pilote es de cabeza fija o libre; por lo general los pilotes no son utilizados como elementos de cabeza libre debido a su estructura, por su diámetro y longitud teniendo poca resistencia a cargas laterales. Sin embargo los pilotes con cabeza fija poseen mayor resistencia que los de cabeza libre, por el hecho de estar en contacto con el terreno circundante.
- Relativa rigidez en comparación con el suelo circundante. Es decir que las condiciones de deformación pueden permitir considerar a un pilote como corto, si el suelo que rodea al elemento falla antes que el pilote, y se considera a un pilote largo si ocurre lo contrario.

Broms propuso cuatro graficas generales, para la determinación cargas teniendo en cuenta los factores antes mencionados. Para iniciar con el método lo primero hay que conocer con qué tipo de pilote se trabaja, para lo cual se utilizara la expresión:

$$L \geq 5T \quad \text{Se considera pilote Largo} \quad (3.69)$$

$$L \leq 2T \quad \text{Se considera pilote Corto} \quad (3.70)$$

Donde:

L = Longitud del pilote (m)

T = Longitud característica del sistema suelo pilote (m)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (3.71)$$

E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote (kN/m^2)

I_p = Momento de inercia de la sección del pilote (m^4)

n_h = Constante del módulo de reacción horizontal (kN/m^3). Al no tener este dato se puede utilizar los valores representativos de la tabla 3.9



TABLA 3.9.- Valores representativos de n_h

SUELO	n_h
	kN/m ³
Arena seca o húmeda	
Suelta	1 800 – 2 200
Media	5 500 – 7 000
Densa	15 000 – 18 000
Arena sumergida	
Suelta	1 000 – 1 400
Media	3 500 – 4 500
Densa	9 000 – 12 000

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 534

Una determinado el tipo de pilote, se debe determinar en qué tipo de suelo se encuentra cimentado éste con el fin de seleccionar que grafica aplicar. Si el pilote se lo considera como corto se debe aplicar la expresión $\frac{L}{D}$ en donde L es la longitud de penetración y D es el diámetro del pilote. Si el pilote se lo considera como largo hay que analizar el momento de fluencia de este con la expresión:

$$M_y = SF_y \quad (3.72)$$

Donde:

M_y = Momento de fluencia (kN-m)

S = Módulo de sección del pilote (m³)

F_y = Esfuerzo de fluencia del material del pilote

Igualmente Broms considera coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine K_p y la cohesión no drenada del suelo c_u si fuera el caso, estas dos variables



pueden ser determinadas según Broms por las expresiones:

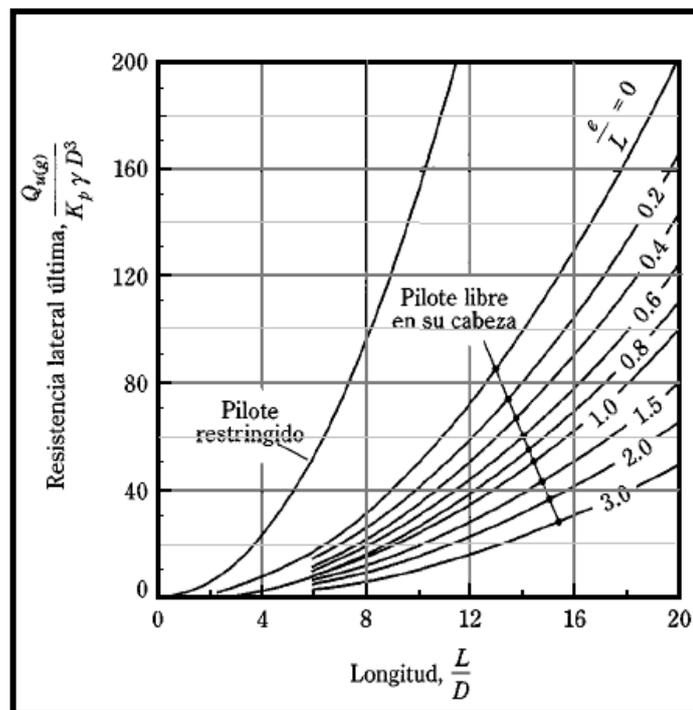
$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.73)$$

$$c_u \approx \frac{0.75 q_u}{FS} = \frac{0.75 q_u}{2} = 0.375 q_u \quad (3.74)$$

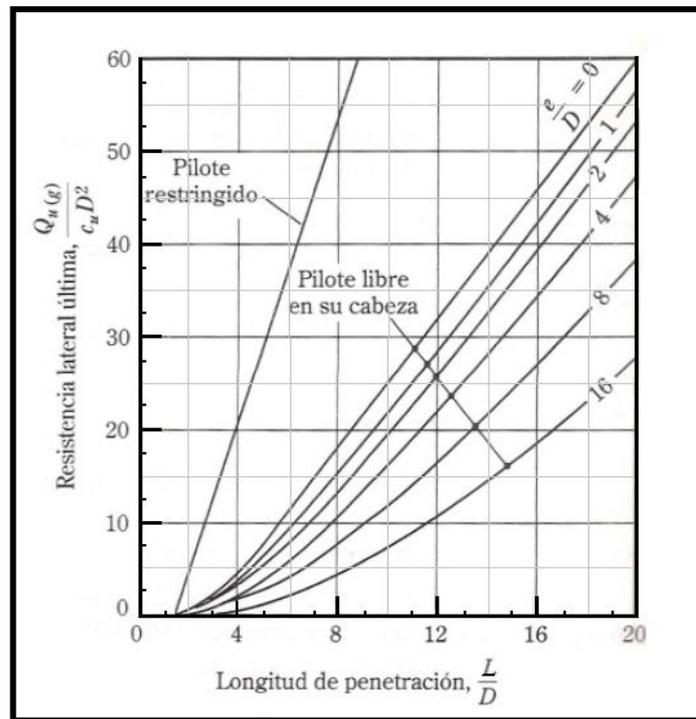
Donde:

- ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados)
- q_u = Resistencia a compresión no confinada
- FS = Factor de seguridad (=2)

Una vez determinado estos valores se puede ir a las figuras 3.21 y 3.22, y leer los valores en el eje y, despejando de las ecuaciones determinar $Q_{u(g)}$ que viene hacer la carga lateral ultima que soporta un pilote.



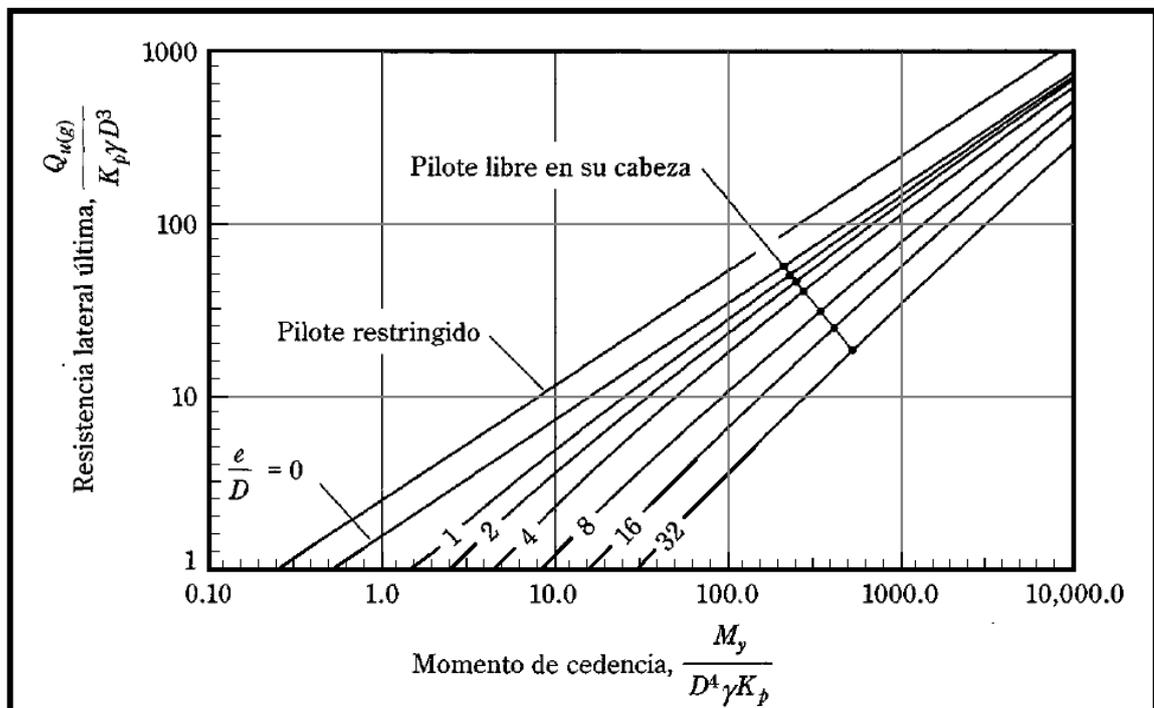
(a)



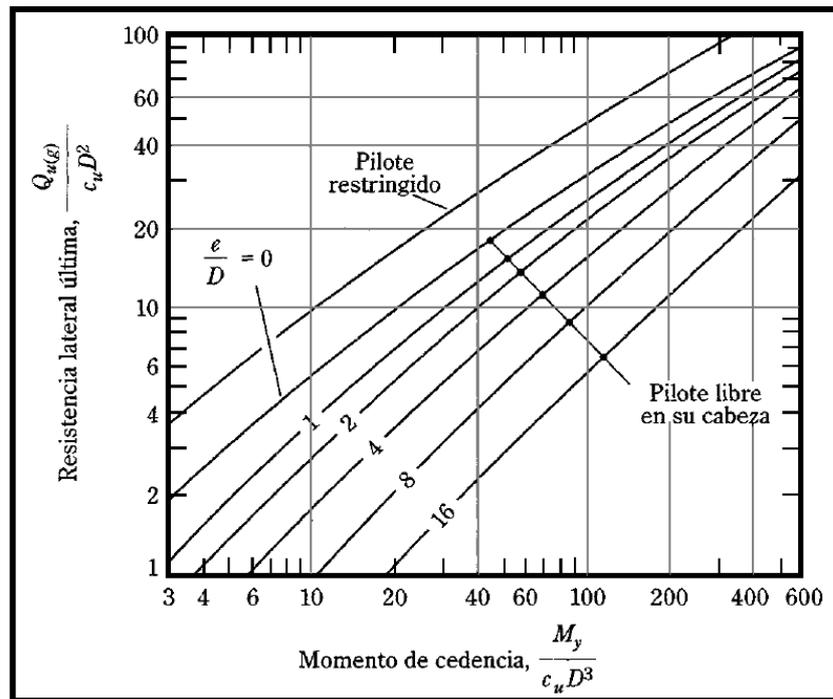
(b)

FIGURA 3.21.- Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes cortos (a) arenas (b) en arcillas

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 535



(a)



(b)

FIGURA 3.22.- Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes largos (a) arenas (b) en arcillas

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 537

Broms aconseja hacer una revisión del pilote con ambos casos, es decir analizarlo como pilotes y corto a la vez y seleccionar el valor más conveniente.

Método de Meyerhof

Meyerhof en 1995 proporciono un método para determinar las cargas laterales sobre un pilote, a los cuales los clasifico como rígidos (pilotes cortos) y flexibles (a pilotes largos). Determinando la siguiente expresión:

$$K_r = \text{rigidez relativa del pilote} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (3.75)$$

Donde:

E_p = Módulo de elasticidad del material del pilote (kN/m²)

I_p = Momento de inercia de la sección del pilote (m⁴)

L = Longitud del pilote (m)



E_s = Módulo de elasticidad horizontal promedio del suelo. Al no poseer un dato de laboratorio se puede utilizar los valores representativos de la tabla 3.10

TABLA 3.10.- Parámetros elásticos para diferentes suelos.

SUELO	Módulo de Elasticidad
	E_s MN/m ²
Arena Suelta	10.50 – 24.00
Arena Densa Media	17.25 – 27.60
Arena Densa	34.50 – 55.20
Arena Limosa	10.35 – 17.25
Arena y Grava	69.00 – 172.5
Arcilla Suave	4.10 – 20.70
Arcilla Media	20.70 – 41.40
Arcilla Firme	41.40 – 96.60

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 223

Cuando un pilote corto se encuentra hincado en arena la resistencia por carga última se expresa como:

$$Q_{u(g)} = 0.12 \gamma D L^2 K_{br} \leq 0.4 p_l D L \quad (3.76)$$

Donde:

γ = Pesos específico del suelo (kN/m³)

L = Longitud del pilote (m)

D = Diámetro del pilote (m)

p_l = Presión límite obtenida en pruebas de presiómetros. Que se expresa como:

$$p_l = 0.4 p_a N_q \tan \phi' \quad (\text{para el presiómetros de Menard}) \quad (3.77)$$

$$p_l = 0.6 p_a N_q \tan \phi' \quad (\text{para el presiómetros autopercutores}) \quad (3.78)$$



p_a = Presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

N_q = Factor de capacidad de carga (ver ecuación 2.5)

K_{br} = Coeficiente de la presión neta resultante del suelo. (ver figura 3.23)

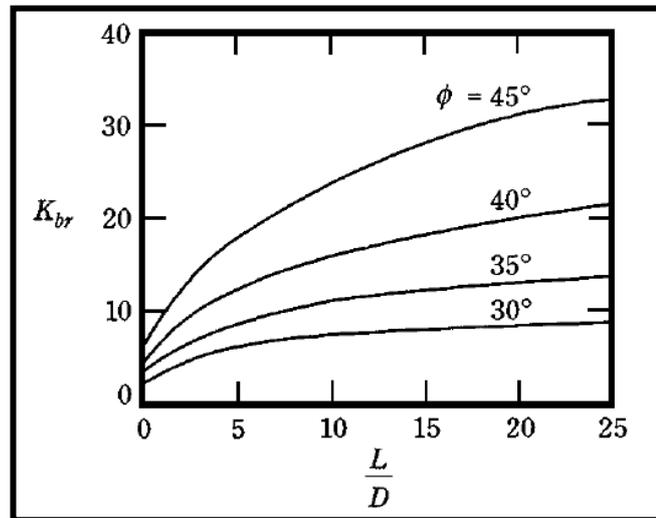


FIGURA 3.23.- Variación del coeficiente K_{br} de la presión neta resultante del suelo

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 539

En el caso de que el pilote hay resultado como flexible se estima la carga lateral última $Q_{u(g)}$ sustituyendo L por la longitud efectiva L_e en la ecuación 3.76, dónde L_e es:

$$\frac{L_e}{L} = 1.65 K_r^{0.12} \leq 1 \quad (3.79)$$

Si el pilote se hincara en arcillas, la carga lateral última aplicada en la superficie del terreno para pilotes cortos (rígidos) viene dada por la expresión:

$$Q_{u(g)} = 0.4 c_u K_{cr} D L \leq 0.4 p_l D L \quad (3.80)$$

Donde:

p_l = Presión límite obtenida en pruebas de presiómetros.

K_{cr} = Coeficiente de presión neta del suelo (ver figura 3.24).

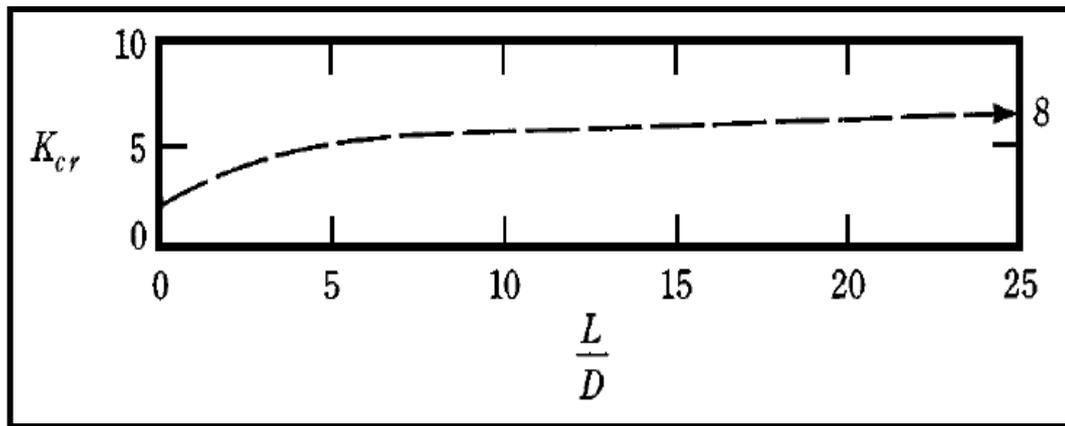


FIGURA 3.24.- Variación de K_{cr}

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 540

En el caso de que el pilote hay resultado como flexible se estima la carga lateral última $Q_{u(g)}$ sustituyendo L por la longitud efectiva L_e en la ecuación 3.80, dónde L_e es:

$$\frac{L_e}{L} = 1.50 K_r^{0.12} \leq 1 \quad (3.81)$$

3.7. Ventajas y desventajas entre los Muros

MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
MUROS A GRAVEDAD	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para estabilizar los taludes.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.



<p>MUROS EN VOLADIZO</p>	<p>Los muros de concreto reforzado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a ocho metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.</p>	<p>Requieren de buen piso de cimentación. Son poco económicos en alturas muy grandes, su poco peso los hace poco efectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.</p>
<p>MUROS ANCLADOS</p>	<p>Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.</p>	<p>Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia existen pérdidas en los elementos de anclaje. Su construcción es dificultosa y muy costosa por la utilización de equipos no comunes.</p>
<p>MUROS CON PILOTES</p>	<p>Se pueden construir rápidamente. Hay disponibilidad de equipos para escoger.</p>	<p>Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento. No son efectivos para deslizamientos profundos. Pueden fallar por flexión</p>

Fuente: "Deslizamientos: Técnicas de Remediación", Suarez Jaime (2003)



4

IMPLEMENTACIÓN DE LA APLICACIÓN

4.1. Laboratorio Virtual de Geotecnia

La herramienta de cálculo para el análisis y diseño de Muros de Contención se encuentra disponible en el Laboratorio Virtual de Geotecnia (VLEG). La dirección de la página de inicio es “www.utpl.edu.ec/vleg”. La aplicación se encuentra disponible para todo el público en general, basta que se inscriban al servicio prestado por la Universidad Técnica Particular de Loja el mismo que es gratuito (ver figura 4.1), una vez inscritos deberán identificarse e ir a la pestaña “DISEÑO” en donde se debe seleccionar “MUROS” y a continuación “MUROS DE CONTENCIÓN”



FIGURA 4.1.- Página de inicio del laboratorio virtual de Ingeniería Geotécnica

Fuente: www.utpl.edu.ec/vleg



FIGURA 4.2.- Ubicación del Laboratorio dentro del sitio Web VLEG

Fuente: www.utpl.edu.ec/vleg

4.2. Aplicación en Microsoft VisualStudio.net según (Blanco, 2002)

La herramienta cuenta con una extensión aspx.net dentro de Microsoft Visual Studio 2010. Se utilizó el Framework 3.5 para crear la aplicación.

Las páginas ASP (Active Server Pages).- Es el medio con el que en Windows DNA, se puede programar aplicaciones para Internet utilizando la tecnología de Microsoft. El hecho de ser código interpretado, carece de una



herramienta de depuración y poca estructuración. Pero todas las herramientas de desarrollo tienden progresivamente hacia un modelo orientado a objetos.

El lenguaje Visual Basic (VB).- El papel de VB dentro de Windows DNA ha sido el de la escritura de componentes para su uso por parte de las páginas ASP. El VB es un lenguaje sencillo y de fácil manejo.

El .NET.- Es toda una nueva arquitectura tecnológica, desarrollada por Microsoft para la creación y distribución del software como un servicio. En consecuencia los programadores podrán crear aplicaciones basadas en servicios para la web.

Las características principales que conforman .NET son las siguientes:

- La plataforma .NET Framework. Proporciona la infraestructura para crear aplicaciones y el entorno de ejecución para las mismas.
- Los productos de Microsoft enfocados hacia .NET, entre los que se encuentran:
 - Windows .NET Server.- Sistema operativo que incluirá de forma nativa la plataforma .NET Framework
 - Visual Studio .NET. Herramienta integrada para el desarrollo de aplicaciones;
 - Office .NET; base central para .NET, etc.
- Servicios para .NET desarrollados por terceros, que podrán ser utilizados por otras aplicaciones que se ejecuten en Internet.

En este sentido, un programador puede crear Web Services para que sean utilizados por sus propias aplicaciones a modo de componentes (pero de una forma mucho más avanzada que empleando el modelo COM clásico), siguiendo una estructura de programación ya conocida.

.NET Framework.- .NET Framework constituye la plataforma y elemento principal sobre el que se asienta Microsoft .NET. De cara al programador, es la pieza fundamental, ya que proporciona las herramientas y servicios



que necesitará en su labor habitual de desarrollo.

.NET Framework permite el desarrollo de aplicaciones a través del uso de un conjunto de herramientas y servicios. Las cuales pueden agruparse en tres bloques principales:

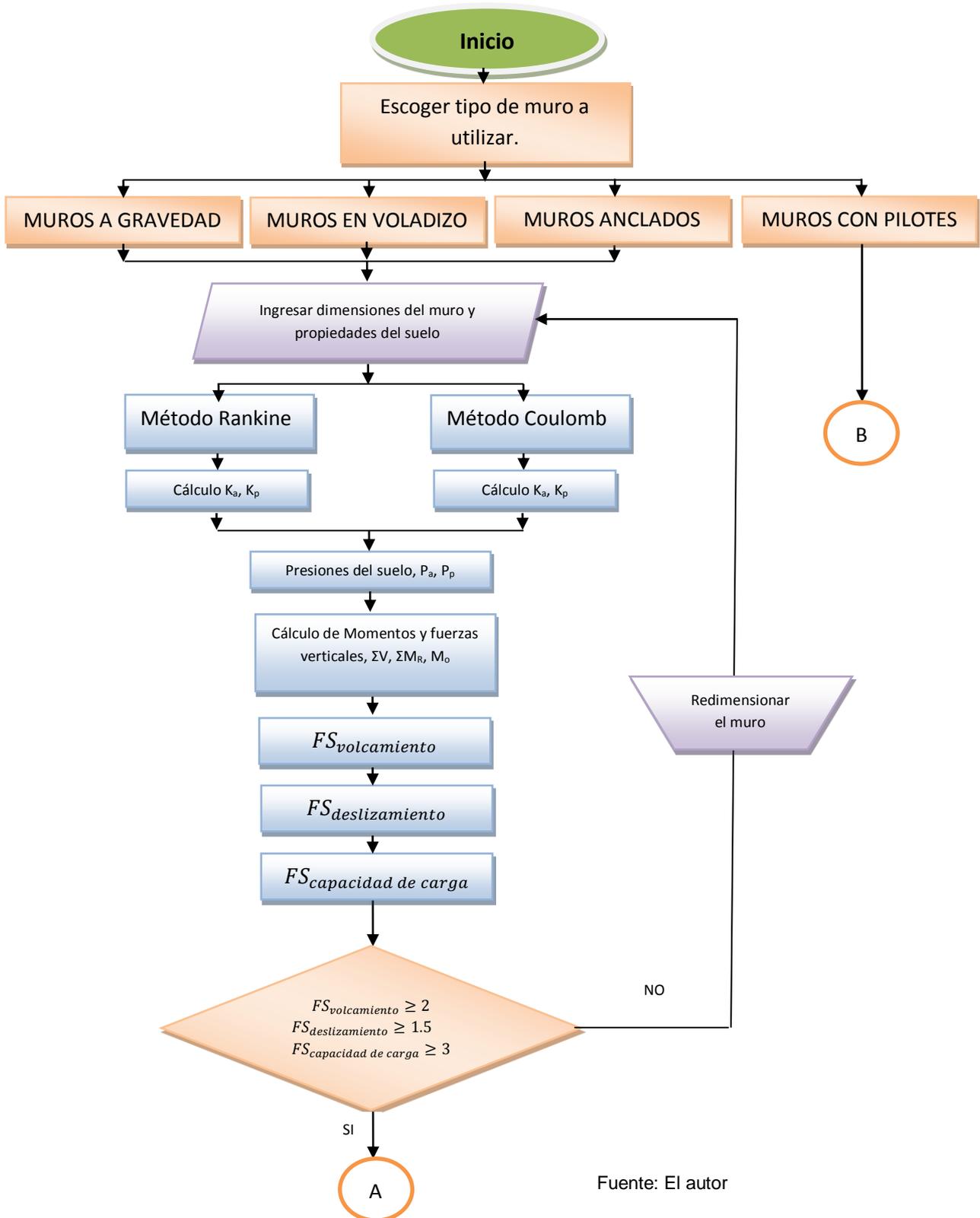
- El Entorno de Ejecución Común o Common Language Runtime (CLR).
- La jerarquía de clases básicas de la plataforma (.NET Framework Base Classes).
- Permite crear interfaces para la web o para el tradicional entorno Windows. Así como servicios para ambos entornos operativos.

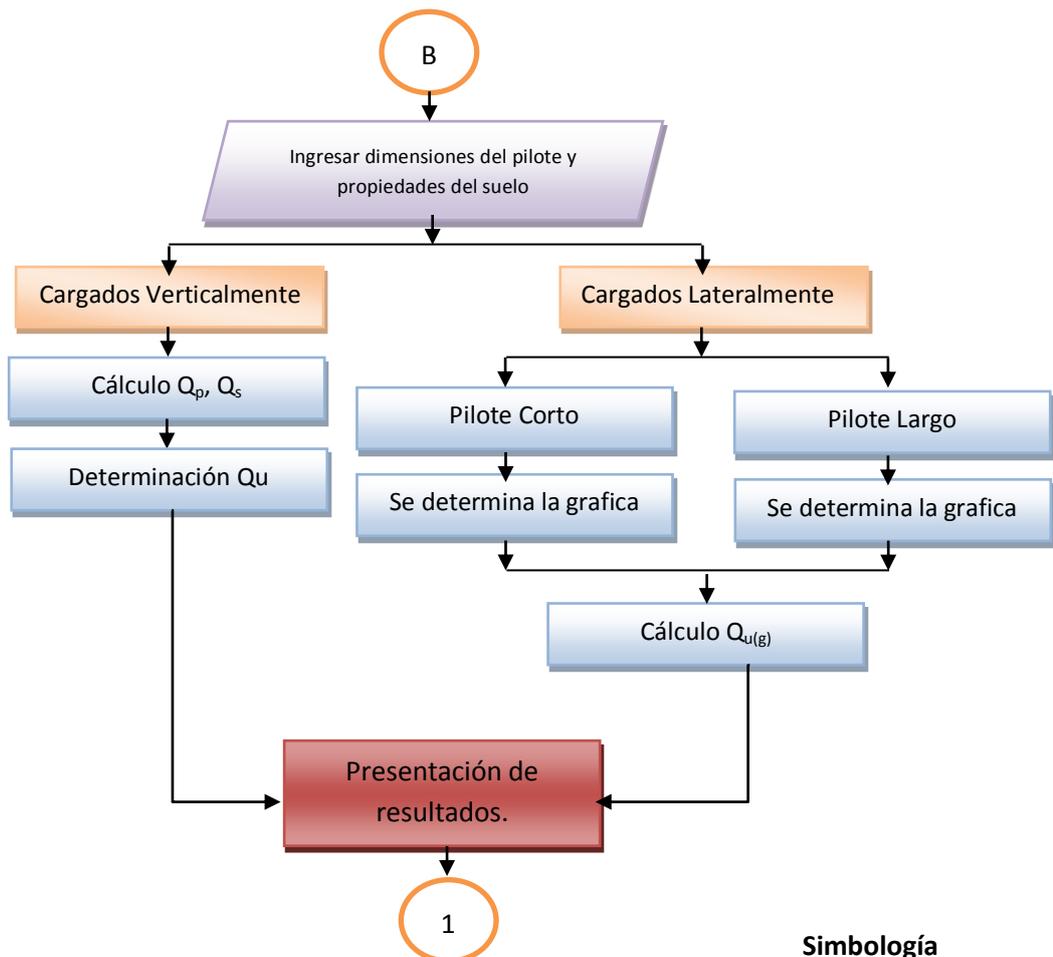
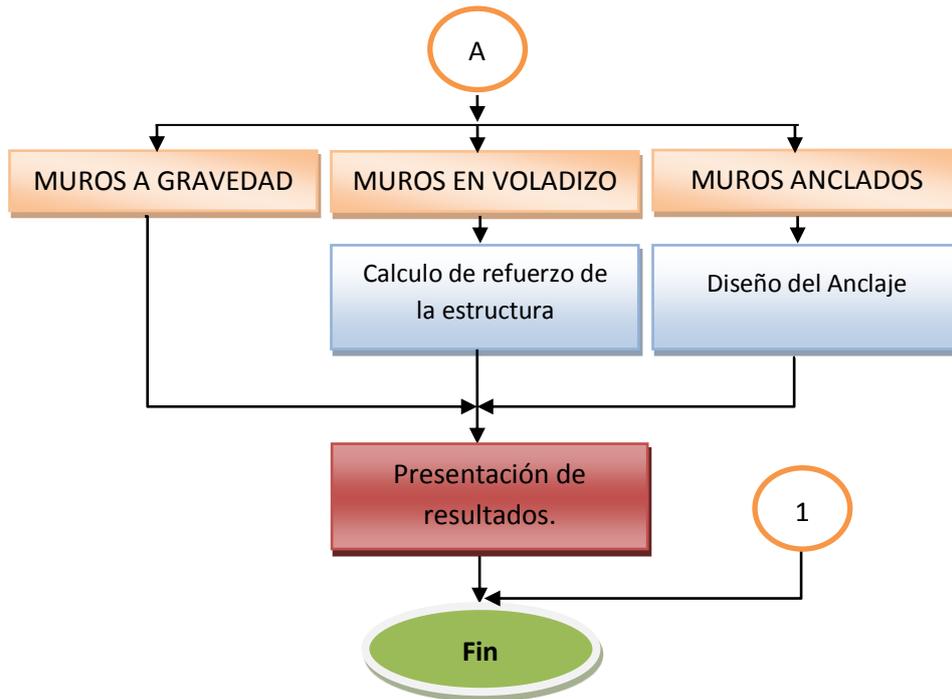
4.3. Diagrama de flujo general para la aplicación

El siguiente diagrama de flujo sirve para ilustrar el flujo de datos, información y el análisis realizado por la aplicación. Cada símbolo indica el tipo de operación que se realizó en la aplicación. Cabe destacar que la aplicación por el tipo de análisis realizado y la secuencia seguida en cada cálculo, se la puede clasificar como un análisis secuencial y todos los procedimientos de cálculo son los enunciados en este trabajo:



FIGURA 4.3.- Diagrama de flujo de general de la aplicación





Fuente: El autor

Simbología

Las variables se encuentran descritas en el índice



4.4. Interface del usuario

La aplicación presenta una interface de usuario amigable que a través de imágenes y botones que se activan secuencialmente, permitirá al usuario de forma sencilla realizar el diseño de una estructura de contención en unos pocos minutos.

Se ha creído conveniente que los cuatro tipos de muros tratados en este trabajo, se presenten en páginas separadas para una mejor comprensión y fácil entendimiento de la secuencia a seguir al introducir los datos. Por lo tanto se ha creado una página de inicio, en donde se encontrar los tipos de muros diferenciados con imágenes y descripciones propias; e igualmente cada uno cuenta con un manual de usuario que puede ser descargado gratuitamente (ver figura 4.4)

LABORATORIO DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

DESCRIPCIÓN:
Esta herramienta se ha desarrollado con la finalidad de analizar y diseñar Muros de Contención por métodos conocidos para el análisis de la presión del suelo como: Rankine y Coluomb. Permitiendo obtener un diseño definitivo.

MURO A GRAVEDAD

MURO VOLADIZO

MURO ANCLADO

MURO CON PILOTES

MANUAL DE USUARIO

Copyright © 2009-2015 VLEG UTPL. All Rights Reserved. Reservad.

FIGURA 4.4.- Página de Inicio de la Aplicación

Fuente: Autor



En forma general cada página se encuentra dividida en dos partes, la primera parte es para que el usuario ingrese los datos correspondiente al muro y en la segunda parte se presenta los resultados, los mismos que deberán ser convalidados de acuerdo a la experiencia del diseñador (ver figura 4.5 y 4.6).

ALTIMA (m): 6.70
MÉTODO COULOMB SELECCIONAR
EJEMPLO LIMPIAR

ELEMENTO	VALOR	DESCRIPCIÓN
CORONA	0.30 m	La corona no debe ser menor de 0.2 m
ALTURA DE CIMENTACIÓN	0.50 m	La profundidad de cimentación no será menor a 0.50 m
PUNTA	0.50 m a 0.97 m	Longitud de punta será de 0.11 a 0.17 H
BASE	1.25 m a 2.99 m	Longitud de la base será de 0.2 a 0.7H
ESPESES DE BASE	0.97 m a 0.50 m	El espesor de la base será de 0.15 a 0.17H

INGRESE LOS SIGUIENTES DATOS:

ALTURA MURO:	6.70	Ver imagen
ALTURA DE CIMENTACIÓN:	1.50	m
CORONA:	0.60	m
PUNTA:	0.80	m
B1:	0.30	m
B2:	1.55	m
TALÓN:	0.30	m
ESPESES:	0.80	m
A. DE INCLINACIÓN TALUD (α):	0.00	°
ANGULO DE FRICCIÓN:	<input checked="" type="radio"/> 2/3 <input type="radio"/> 1/2	
A. INCLINACIÓN MURO (β):	74.79	°
SOBRE CARGA:	0.00	kN/m ²
SUELO DE RELLENO		
γ 1:	18.50	kN/m ³
θ 1:	32.00	°
SUELO CIMENTACIÓN		
γ 2:	18.00	kN/m ³
θ 2:	24.00	°
c 2:	30.00	kN/m ²
DATOS AUXILIARES		
Peso del Concreto (γ c):	23.58	kN/m ³
FSV:	2.00	⊕
FSD:	1.50	⊕

Deca considerar Sobrecarga dentro de la Estabilidad: NO
Deca Deciar considerando Sismos: NO
Deca considerar Fuerzas Pasivas dentro de la Estabilidad: NO

Seleccione la zona sísmica: I II III IV
NO

K1: 0.67 K1 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.50 a 0.6667
K2: 0.50 K2 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.30 a 0.6667
NO

FIGURA 4.5.- Espacio destinado para el ingreso de datos por usuario (referencia)

Fuente: Autor

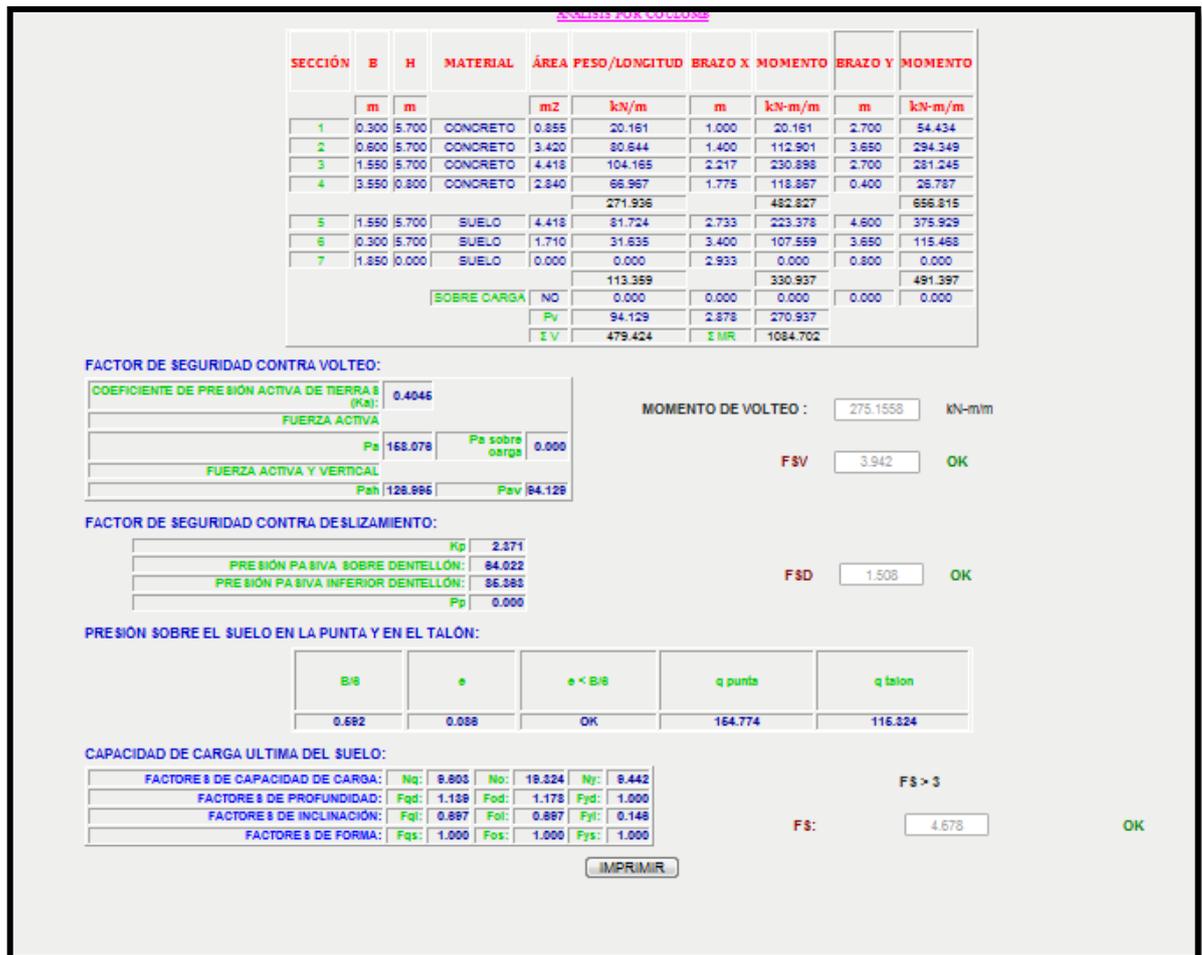


FIGURA 4.6.- Espacio destinado para presentar datos obtenidos por la aplicación (referencia)

Fuente: Autor

Igualmente las cuatro páginas presentan cinco botones generales, que estarán presentes en cada una de ellas:

- Un botón **LIMPIAR**: le permite poner la aplicación en cero, lista para nuevo cálculo.
- Un botón **EJEMPLO**: le permite cargar un ejemplo guía, al hacer clic sobre él se cargaran los datos necesarios para el cálculo, como recomendación una vez entendido el ejemplo presione el botón LIMPIAR, para poder comenzar con el análisis de la estructura y así mantener una secuencia de entrada de datos.
- Un botón **SELECCIONE OTRO TIPO DE MURO**: le permite si fuera el caso regresar a la página de inicio para seleccionar otro tipo de muro.



- Igualmente encontrara un botón , que permite imprimir el análisis en un documento tipo texto ("VLEG_RESULTADO.txt"), el cual contendrá los principales resultados generados por el análisis.
- Un botón con la figura , el mismo que contiene información que ayudara a ingresar los datos o podrá sugerir algunos datos guía

La aplicación web igualmente presenta imágenes dinámicas que van variando de acuerdo a los movimientos que realice el usuario, sirviendo de guía para una mejor comprensión de las variables a ingresar.

A continuación se va a describir cada una de las aplicaciones:

- **Aplicación de Muros a Gravedad.-** La aplicación web de muros a gravedad es una herramienta destinada al cálculo de estructuras que generan la estabilidad de taludes a través de su propio peso.

El procedimiento que utiliza la aplicación para garantizar la estabilidad, es a través del cálculo de factores de seguridad, en donde se considera que el muro no debe volcarse, no debe deslizarse y que no se produzca un asentamiento de este (ver ejemplo 1). Pero no se garantiza al cumplir estas condiciones la estabilidad global de la estructura, es decir que se produzca un fallo el suelo con el muro.

Para iniciar el cálculo de la estabilidad solo se requiere el ingreso de dos tipos de variables, las primeras variables son referentes a las dimensiones del muro y las segundas al tipo de suelo. La aplicación solo considera dos tipos de suelo dentro del análisis, el primer tipo de lo suelo es el suelo de relleno por lo general deberá ser granular para implementar los drenajes, y el segundo tipo de suelo se refiere al suelo de cimentación el cual puede ser de características mixtas (cohesivo y no cohesivo).

Aparte la aplicación permite al usuario si desea no considerar fuerzas como sismos, empujes pasivos o la introducción del dentellón.

En cuestión de resultados se presenta el mayor número de datos que la



aplicación ha considerado para determinar los factores, por ejemplo presenta el cuadro de peso, la presión activa, los coeficientes para determinar la capacidad de carga entre otras (ver Manual).

- **Aplicación de Muros en Voladizo.**- la aplicación destinada al cálculo de los muros en voladizo, utiliza el mismo procedimiento que se realiza en los muros a gravedad para determinar la estabilidad. Al ser las estructuras delgadas y altas hay que determinar el refuerzo para que la estructura resista los momentos flectores.

En cuestión de resultados se presenta tablas con los peso y momentos estabilizadores, todos los factores calculados y además se presenta el área de acero requerida por la estructura en cada una de sus partes, la misma que será distribuida de acuerdo al diseñador. En el diseño del refuerzo se han todas las recomendaciones dadas por la ACI y mencionadas en este trabajo en el apartado 2.4 (ver Manual).

- **Aplicación de Muro Anclados.**- con referente a la aplicación de muros anclados, esta presenta una nueva innovación en cuanto al ingreso de la estratigrafía se puede incluir ya el nivel freático y un mayor número de estratos. También permite incluir anclajes, que se distribuyen en un metro lineal de muro (dirección vertical), los que podrán tener propiedades propias o ser similares.

El procedimiento que utiliza la aplicación para determinar el diseño de muros anclados, es a través del cálculo de factores de seguridad al igual que los muros normales, con la única excepción que se considera una fuerza resistente generada por los anclajes.

Una vez cumplida la estabilidad la aplicación pide ingreso de tres datos más, la resistencia a compresión del hormigón, la fluencia del acero y la adherencia límite; con estos datos la aplicación diseña el anclaje individualmente.

En cuanto a los resultados se presenta igualmente tablas que contiene



los pesos, momentos y presiones utilizadas para calcular la estabilidad, en los anclajes se dará la sección necesaria y la longitud del bulbo y el diámetro de este (ver Manual).

- **Aplicación de Muros con pilotes.**- esta aplicación presenta dos formas de analizar un pilote; la primera trata del diseño vertical, es decir, la capacidad de carga que soporta el pilote; y la segunda es el diseño horizontal.

En el diseño vertical la aplicación tiene cargado cuatro métodos para el cálculo de la capacidad de carga por punta y tres métodos para determinar la resistencia por fricción. Estos métodos pueden ser seleccionados individualmente o todos a la vez.

Referente al ingreso de datos, se puede ingresar cuatro estratos de suelo (incluye nivel freático), la geometría del pilote dando como dos tipos de secciones la H y circular.

En los resultados se presentan dos tablas, la primera destinada a los valores de carga por punta y la segunda a los resultados obtenidos por carga por fricción. En forma de ayuda presenta también el cálculo de los esfuerzos que se produce en el terreno (ver Manual).

La aplicación también permite descargar los resultados en un archivo de texto con extensión “.txt”, el cual tendrá los datos más importantes generados por la aplicación (ver figura 4.7).

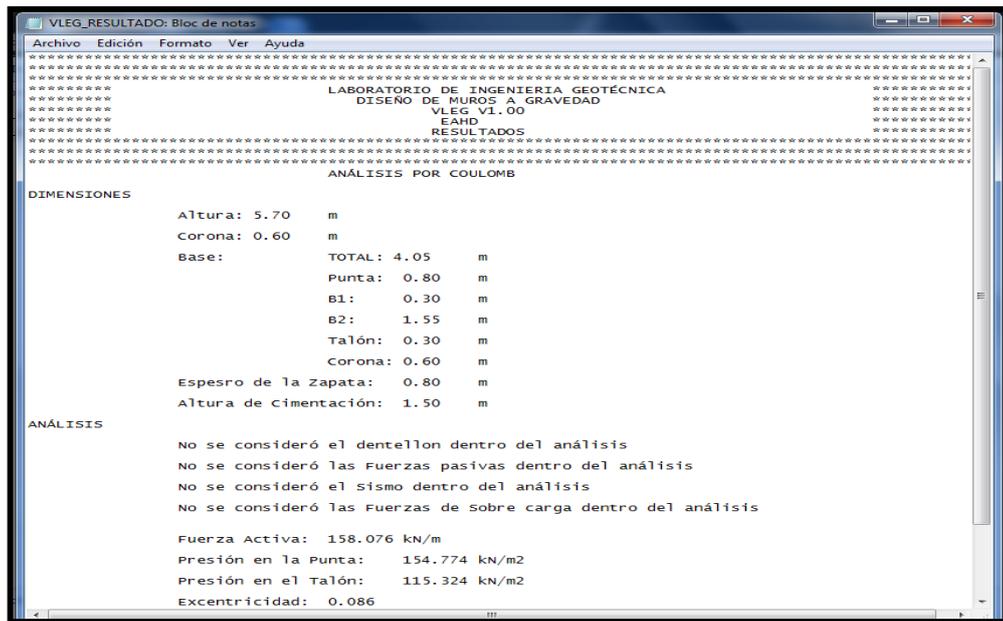


FIGURA 4.7.- Documento de descarga

Fuente: Autor

La aplicación cuenta en total con cuatro manuales de usuario uno para cada tipo de muro, que pueden ser descargados abiertamente, en formato PDF y cada uno cuenta con descripción de las variables, proceso para ingreso de datos e interpretación de resultados (ver Anexo VI).

4.5. Ventajas de la aplicación

La aplicación permite realizar el diseño de cuatro tipos de muros, a través del ingreso de sus dimensiones y propiedades del suelo que los rodean. De igual manera permite el análisis de los muros por varios métodos que son muy reconocidos por la bibliografía dentro del cálculo de estructuras de contención.

Tiene una interface de usuario amigable, con imágenes que ayuda a comprender mejor cada variable de ingreso y un orden de secuencia lineal que le permite al usuario ingresar de datos de forma ordenada.

Permite la consideración dentro del análisis sí o no la intervención de fuerzas externas e internas en la interacción suelo estructura, como son los sismos, fuerzas pasivas, dentellones.



Presenta todo el análisis realizado dentro de tablas y secciones que se encuentran identificadas con nombres de acuerdo al análisis realizado. De igual forma la aplicación carga dentro de la sección de resultados la mayor cantidad de datos utilizados dentro del diseño, para que sirvan como guía en nuevos cálculos o para validar el diseño.

Con el uso de la aplicación es fácil y rápido realizar varios cálculos, con los cuales se podrá obtener un muro más eficiente, permitiendo el ahorro de tiempo y recursos económicos.

Se puede descargar los resultados en un documento de texto con extensión “.txt”, el cual contendrá los principales resultados del análisis realizado.

4.6. Desventajas y Limitación Técnicas de la Aplicación

La aplicación es muy dependiente del usuario, algún error de este al ingresar un dato provocaría resultados erróneos e incoherentes, por lo que el usuario debe de contar con experiencia dentro el diseño de muros para poder convalidar los resultados.

Proporciona un limitado ingreso de datos en cuestión a tipos de suelo, es decir, no se puede ingresar más de dos tipos de suelo en muros a gravedad y en voladizo; y más de cuatro tipos de suelo en muros anclados y con pilotes.

Las imágenes de ayuda no se descargan automáticamente, sino el usuario debe guardarlas en un documento a parte. Estas imágenes son necesarias en algunos casos para entender los resultados.

Aunque la aplicación tiene algunas variables dentro de las dimensiones del muro que rigen la forma de este, las secciones de los muros se encuentran limitadas a los valores que puedan tomar esas variables.



5

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Introducción

Para realizar la comparación de resultados arrojados por la herramienta se tomaron cuatro ejemplos:

- Los dos primeros ejemplos son tomados del libro “Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”, los cuales servirán para comprobar los resultados del diseño de estabilidad suelo estructura.
- El tercer y cuarto son ejemplos desarrollados por la guía de estudio que se facilitan en la carrera de Ingeniería Civil.

5.2. Ejemplo 1

En este primer ejemplo se va a diseñar un muro a gravedad, cuyas características son representadas en la figura 5.1, para lo cual se va a utilizar la teoría de presión activa de tierras por Coulomb. Se usará $\delta = 2/3 \phi'_1$, con el objeto de comprobar la estabilidad suelo estructura, es decir determinar:

- a. El factor de seguridad contra el volteo
- b. El factor de seguridad contra deslizamiento
- c. La presión sobre el suelo en la punta y el talón
- d. El factor de seguridad de la capacidad de carga.

Solución:

El primer paso que hay que realizar es encontrar la altura total del muro, para lo cual se puede ver la figura 5.1, en donde, se nota que la altura de la pantalla es

5.70 m y el espesor de la zapata es 0.80 m. Teniendo como la altura total:

$$H' = 5.70 + 0.80 = 6.50 \text{ m}$$

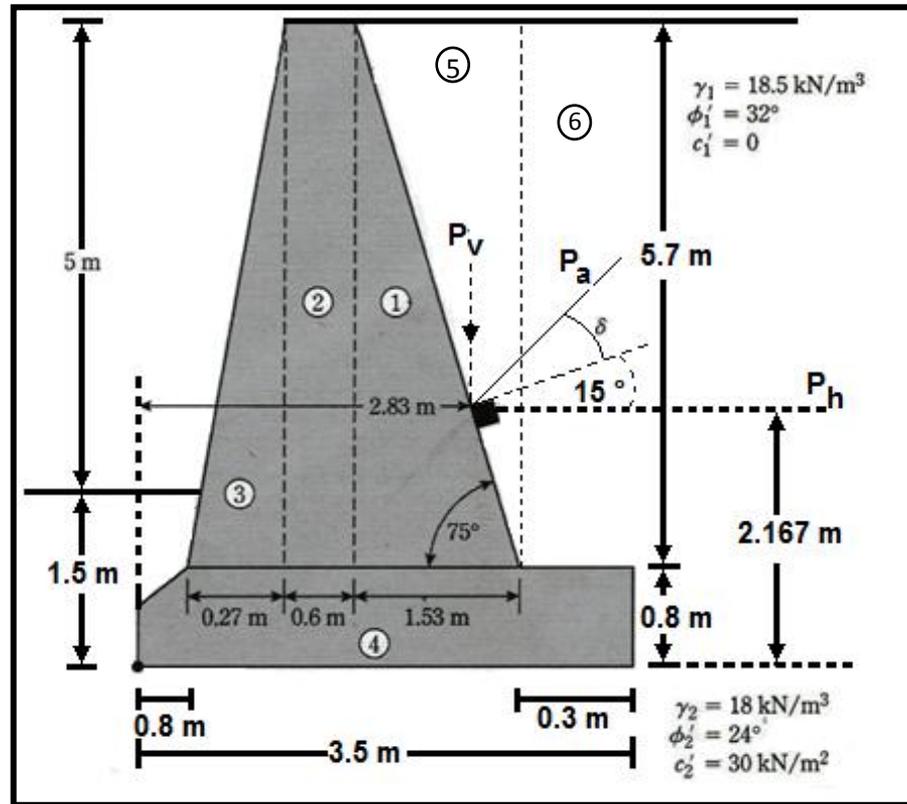


FIGURA 5.1.- Muro de contención a gravedad (fuera de escala)

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 354

Con la altura total encontrada se procede a determinar la fuerza activa del suelo, para lo cual el ejemplo sugiere la teoría de Coulomb, la misma que determina el coeficiente K_a y K_p . Estos coeficientes se los pueden terminar aplicando la ecuación 2.37 y 2.38, o a su vez se los puede leer en el Anexo II tabla 3, 4 y 5. Donde $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 75^\circ$, $\delta = 2/3 \phi'_1$, y $\phi'_1 = 32^\circ$:

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



$$K_a = \frac{\text{sen}^2(75 + 32)}{\text{sen}^2 75 \text{ sen} \left(75 - \frac{2}{3} * 32\right) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} \left(32 + \frac{2}{3} * 32\right) \text{ sen}(32 - 0)}{\text{sen} \left(75 - \frac{2}{3} * 32\right) \text{ sen}(0 + 75)}}\right]^2} = 0.4023$$

K_p se lo va determinar en el estrato de cimentación ya que ahí es donde va actuar, en donde $\alpha = 0^\circ$, $\phi'_2 = 24^\circ$, $\delta = 0$ ya que no existe fricción con las paredes del muro y $\beta = 90^\circ$ ya que se considera que se aplica sobre una pared horizontal:

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

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(90 - 24)}{\text{sen}^2 90 \text{ sen}(90 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(24 + 0) \text{ sen}(24 + 0)}{\text{sen}(90 + 0) \text{ sen}(0 + 90)}}\right]^2} = 2.3712$$

Para calcular la fuerza activa se aplica la ecuación 2.28 ya que es un suelo granular:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H'^2 K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} (18.5)(6.5)^2 (0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

P_a es la fuerza total de empuje, pero como la fuerza que produce que se deslice o se volqué es la componente horizontal de esta, entonces se tiene:

$$P_h = P_a \cos \left(15 + \frac{2}{3} \phi'_1\right) = 157.22 * \cos 36.33 = 126.65 \text{ kN/m}$$

También P_a se encuentra conformado por una componente vertical, la cual actúa como una fuerza estabilizadora.

$$P_v = P_a \text{ sen} \left(15 + \frac{2}{3} \phi'_1\right) = 157.22 \text{ sen } 36.33 = 93.14 \text{ kN/m}$$

Para iniciar el cálculo de la estabilidad solo faltaría determinar las fuerzas y momentos estabilizadores para lo cual se hace uso de la tabla 3.1. Lo primero



que la tabla sugiere es dividir al muro y al suelo es secciones geométricas conocidas:

Sección	Área (m ²)	Peso (kN/m)	Brazo de momento desde C (m)	Momento (kN-m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	$(0.60)(5.70) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.70) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.80$	66.02	1.75	115.54
5	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	80.66	2.69	216.98
6	$(0.30)(5.70) = 1.71$	31.64	3.35	105.99
		P_v= 93.14	2.83	263.59
		ΣV= 473.07	ΣM_R=	1054.51

* $\gamma_{concreto} = 23.58 \text{ kN/m}^3$

El momento de volteo se lo determina con la ecuación 3.3:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 126.65 (2.167) = 274.45 \text{ kN} - \text{m/m}$$

Con todos estos datos se puede calcular la estabilidad:

- Factor de seguridad contra el volcamiento.- aplicar ecuación 3.1

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{1054.51}{274.45} = 3.842 > 2 \text{ OK}$$

- Factor de seguridad contra deslizamiento.- se aplica la ecuación 3.13b en donde $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) \tan \left(\frac{2}{3} \phi'_2 \right) + \frac{2}{3} C'_2 + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2 C'_2 \sqrt{K_p} D \quad (\text{Ver ecuación 3.14})$$



Por lo consiguiente,

$$P_p = \frac{1}{2}(2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Entonces

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{473.07 \tan\left(\frac{2}{3} \times 24\right) + \frac{2}{3}(30)(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{135.65 + 70 + 186.59}{126.65} = \mathbf{3.097} \geq \mathbf{1.50 Ok}$$

Si se ignora P_p , el factor de seguridad es **1.62**.

- Presión sobre el suelo en la punta y el talón.- para determinar estas presiones se utilizara las ecuaciones 3.17, 3.18, 3.19 y 3.22

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.5}{2} - \frac{1054.51 - 274.45}{473.07} = 0.101 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{473.07}{3.5} \left[1 + \frac{(6)(0.101)}{3.5} \right] = \mathbf{158.565 \text{ kN/m}^2}$$

Y

$$q_{\text{talón}} = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{473.07}{3.5} \left[1 - \frac{(6)(0.101)}{3.5} \right] = \mathbf{111.760 \text{ kN/m}^2}$$

- Factor de seguridad por capacidad de carga.- para determinar este factor se aplicara la ecuación 3.23, en donde se debe encontrar primero la capacidad de carga ultima del suelo haciendo uso de las ecuaciones dela sección 2.2.1

La ecuación general para determinar la capacidad de carga última del suelo se expresa como (ver ecuación 2.3):

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$



En donde:

$$q = \gamma_2 D = (18)(1.5) = 27.00 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 3.50 - 2(0.101) = 3.298 \text{ m}$$

Como $\frac{D}{B'} = 0.455 \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.298} \right) = 1.182$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen} \phi')^2 \frac{D}{B'} = 1 + 0.313 \left(\frac{1.5}{3.298} \right) = 1.143$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

Y

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{126.65}{473.07} \right) = 14.988^\circ$$

Entonces

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{14.988}{90} \right)^2 = 0.695$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2} \right)^2 = \left(1 - \frac{14.988}{24} \right)^2 = 0.141$$

Por último los factores de capacidad de carga se los puede calcular con las ecuaciones 2.5, 2.6 y 2.7 o a través de la tabla 1 del Anexo I. Teniendo así que para $\phi'_2 = 24^\circ$, $N_c = 19.32$, $N_q = 9.60$ y $N_\gamma = 9.44$, los factores de forma (F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$) vienen tienen el valor 1

Por lo tanto,



$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \frac{1}{2}(19)(5.939)(3.188)(1)(0)$$

$$q_u = (30)(19.32)(1)(1.182)(0.695) + (27)(9.60)(1)(1.143)(0.695) + \frac{1}{2}(18)(3.298)(9.44)(1)(1)(0.141) = 721.548 \text{ kN/m}^2$$

Se reemplaza los valores obtenidos en la ecuación 3.23

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{721.548}{158.565} = 4.550 > 3.00, \text{OK}$$

Con estos resultados se puede concluir que el muro es estable.

5.3. Ejemplo 2

En este segundo ejemplo se va a diseñar un muro en voladizo, cuyas características son representadas en la figura 5.2, para lo cual se va utilizar la teoría de presión activa de tierras por Rankine. Con el objeto de comprobar la estabilidad suelo estructura, es decir determinar:

- El factor de seguridad contra el volteo
- El factor de seguridad contra deslizamiento
- La presión sobre el suelo en la punta y el talón
- El factor de seguridad de la capacidad de carga.

Solución:

Lo primero será determinar la altura total del muro, este punto es importante ya que el talud contiene una inclinación:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 = 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

Como se va aplicar la teoría de Rankine se puede utilizar las ecuaciones 2.34 y 2.35 para determinar los coeficientes de presión activa y pasiva. O igualmente se puede leer los valores en el anexo II tabla 1 y tabla 2.



$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4 (\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

Sección	Área (m ²)	Peso (kN/m)	Brazo de momento desde C (m)	Momento (kN-m/m)
1	(6)(0.5) = 3.00	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.20)(6.00) = 0.60$	14.15	0.833	11.79
3	(4.00)(0.70) = 2.80	66.02	2.00	132.04
4	(6.00)(2.60) = 2.80	280.80	2.70	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.60)(0.458) = 4.36$	10.71	3.13	33.52
		P_v= 28.03	4.00	112.12
		ΣV= 470.45	ΣM_R=	1 128.98

$$\gamma_{\text{concreto}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

El momento de volteo se lo determina con la ecuación 3.3:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN} - \text{m/m}$$

- Factor de seguridad contra el volcamiento.- aplicar ecuación 3.1

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{1128.98}{379.25} = 2.977 > 2, OK$$

- Factor de seguridad contra deslizamiento.- se aplica la ecuación 3.13b

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. También

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} D \quad (\text{Ver ecuación 3.14})$$

Entonces

$$P_p = \frac{1}{2} (2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) = 214.999 \text{ kN/m}$$

Por lo consiguiente,



$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(470.45) \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4) \left(\frac{2}{3}\right) (40) + 215}{158.95} = 2.729 > 1.5, \text{OK}$$

- Presión sobre el suelo en la punta y el talón.- para determinar estas presiones se utilizara las ecuaciones 3.17, 3.18, 3.19 y 3.22

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} = 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

$$q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{470.45}{4.00} \left[1 + \frac{(6)(0.406)}{3.5} \right] = 189.2 \text{ kN/m}^2$$

Y

$$q_{talón} = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{470.45}{4.00} \left[1 - \frac{(6)(0.406)}{3.5} \right] = 45.990 \text{ kN/m}^2$$

- Factor de seguridad por capacidad de carga.- para determinar es te factor se aplicara la ecuación 3.23, en donde se debe encontrar primero la capacidad de carga ultima del suelo haciendo uso de las ecuaciones dela sección 2.2.1

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi'_2 = 20^\circ$ (véase la tabla 1 del Anexo I), $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$. Además

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \text{sen} \phi'_2)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$



Y

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$

Entonces

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90} \right)^2 = 0.628$$

Y

$$F_{ri} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2} \right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 = 0.0044$$

Por lo tanto,

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) \\ + \frac{1}{2}(19)(5.939)(3.188)(1)(0.0044) = \mathbf{574.861 \text{ kN/m}^2}$$

Y aplicando la ecuación 3.23

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{574.861}{189.20} = \mathbf{3.039 > 3, OK}$$



5.4. Ejemplo 3

Refiérase al muro de pantalla mostrado en la figura 5.3. Se dan: $H = 7.5m$, $\gamma = 18 kN/m^3$, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 13.5kN/m^2$ y $\alpha = 10^\circ$. Calcule la estabilidad con la ayuda de anclajes y una pantalla de 25 cm.

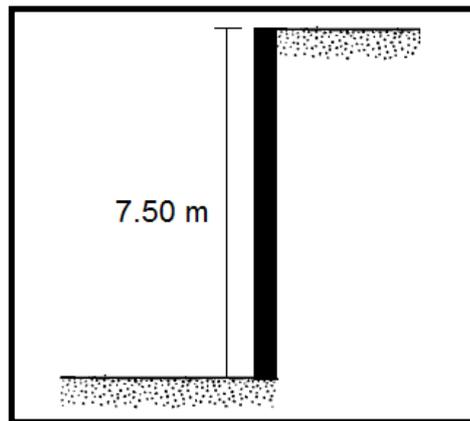


FIGURA 5.3.- Muro de Pantalla

Fuente: Autor

Solución:

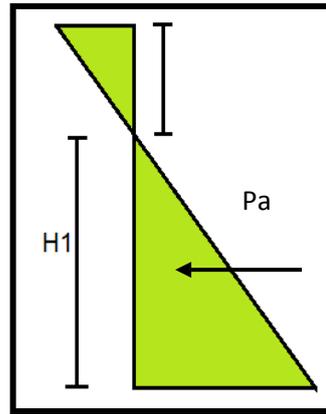
Lo primero que hay que determinar es la presión activa que genera el suelo, para lo cual se puede considerar de la teoría de Rankine.

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} = \cos 0 \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 20}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 20}} = \mathbf{0.4903}$$

El esfuerzo horizontal es:

$$\sigma_o = \gamma H K_a - 2c' \sqrt{K_a} = (18)(7.5)(0.490) - 2(13.5)\sqrt{0.490} = 47.25$$

Al ser un suelo cohesivo se tiene el siguiente diagrama de esfuerzos:



P_a estaría aplicado a la altura de H_1 , cuando ocurre la grieta de tensión, H_1 se lo encuentra aplicando la semejanza de triángulos dando como resultado:

$$H_1 = H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 7.5 - \frac{2(13.5)}{(18)\sqrt{0.490}} = 5.36$$

Y

$$P_a = \frac{1}{2}H_1\sigma_o = 126.56$$

Al considerar la teoría de Rankine y al no tener ángulo de inclinación del talud P_a es horizontal. El momento de volteo se lo determina con la ecuación 3.3:

$$M_o = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 126.56 \left(\frac{5.36}{3} \right) = 226.12 \text{ kN} - \text{m/m}$$

En los momentos resistentes el peso del muro es casi insignificantes, y al no tener talón la pantalla el peso del suelo no actúa. Pero igualmente se considerara

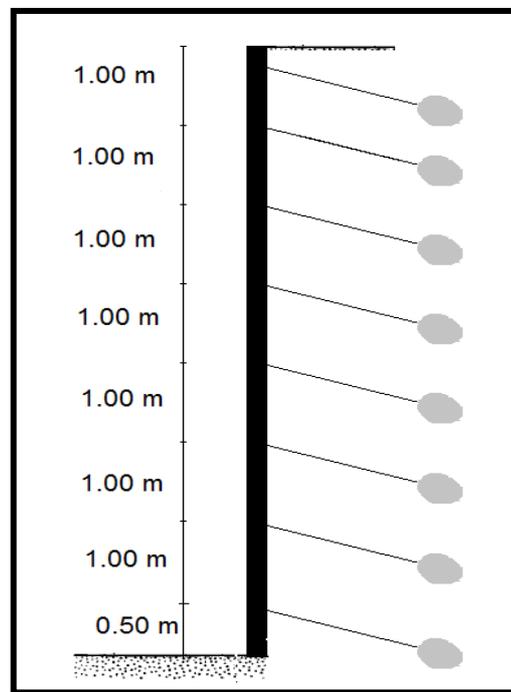
Sección	Área (m ²)	Peso (kN/m)	Brazo de momento desde C (m)	Momento (kN-m/m)
1	(0.25)(7.50) = 1.875	44.21	0.125	5.523
		$P_v =$ 0.00	0.00	0.00
		$\Sigma V =$ 44.21	$\Sigma M_R =$	5.523



Con el momento resistente igual a 5.523 el muro tiende a volcar por que se hará su de los anclajes. Se va considerar un anclaje por cada metro lineal de muro es decir en total ≈ 8 anclajes. Cada anclaje estará distribuido dentro de 1 m y con una inclinación de 10 grados. Se tendrá una tensión 250 kN/m y un separación horizontal de 2.50 m.

La tensión del ancla será:

$$T = \frac{250}{2.50} = 100 \text{ kN}$$



Estos 100 kN tendrá cada anclaje de tensión, por el ángulo de inclinación del anclaje se tendrá la componente horizontal:

$$T_h = 100 * \cos 10 = 98.48 \text{ kN}$$

Se determina el momento estabilizador

$$M = 98.48 * 0.50 + 98.48 * 1.5 + 98.48 * 2.5 + 98.48 * 3.5 + 98.48 * 4.5 + 98.48 * 5.5 + 98.48 * 6.5 + 98.48 * 7.40 = 3141.51 \text{ kN} - m$$



$$T_h = 98.48 * 8 = 787.84$$

- Factor de seguridad contra el volcamiento.- aplicar ecuación 3.1

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{5.52 + 3141.51}{226.12} = 13.92 > 2, OK$$

- Factor de seguridad contra deslizamiento.- se aplica la ecuación 3.13b

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(44.21 + 787.84) \tan\left(\frac{2}{3}20\right) + (0.25)\left(\frac{1}{2}13.5\right) + 0}{126.56} = 1.57 > 1.5 OK$$

Cumplida la estabilidad se procede a diseñar el anclaje individualmente para lo cual se va emplear las ecuaciones del aparatado 3.5.1

El primer paso a realizarse es la determinación que tipo de anclaje se va poner, en este caso será un anclaje permanente. Se mayora las cargas de tensión a través de la ecuación 3.24

$$PN_d = F_1 * P_N = 1.50 * 98.48 = 147.42 \text{ kN}$$

Se determina la sección del tirante con la ecuación 3.28, en donde $F_y = 411.88 \text{ MPa}$.

$$\frac{PN_d}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1.15}$$

$$A_t = PN_d * \frac{1.15}{f_{pk}} = \frac{147.42}{1000} * \frac{1.15}{411.88} = 4.12 \times 10^{-4} m^2 = 4.12 \text{ cm}^2$$

Se determina la longitud del bulbo con la ecuación 3.29

$$\frac{PN_d}{L_b * p_T} \leq \frac{\tau_{lim}}{1.20}$$



$$\frac{PN_d}{L_b * 2 * \sqrt{\pi * A_T}} \leq \frac{6.9 \left(\frac{f_{ck}}{22.5} \right)^{2/3}}{1.20}$$

$$\frac{147.42/1000}{L_b * 2 * \sqrt{\pi * 4.12 \times 10^{-4}}} \leq \frac{6.9 \left(\frac{20.59}{22.5} \right)^{2/3}}{1.20}$$

$$\frac{0.147}{L_b * 0.0720} \leq 5.42$$

$$L_b = \frac{0.147}{0.0720 * 5.42} = 0.377 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

Y por último el diámetro del bulbo con la ecuación 3.31, para lo cual adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea el bulbo se a determinado mediante las gráficas del anexo IV.

$$\frac{PN_d}{\pi * D_N * L_b} \leq a_{adm}$$

$$\frac{0.147}{\pi * D_N * 0.377} \leq \frac{0.2}{1.65} \text{ MPa}$$

$$D_N = 1.0239 \text{ m} = 102.40 \text{ cm}$$

5.5. Ejemplo 4

Ejemplo 4.1

En ejemplo 4 se tratará el diseño de un pilote cargado verticalmente para lo cual se hará uso de la figura 5.4, en donde se busca determinar la capacidad de carga que posee la estructura.

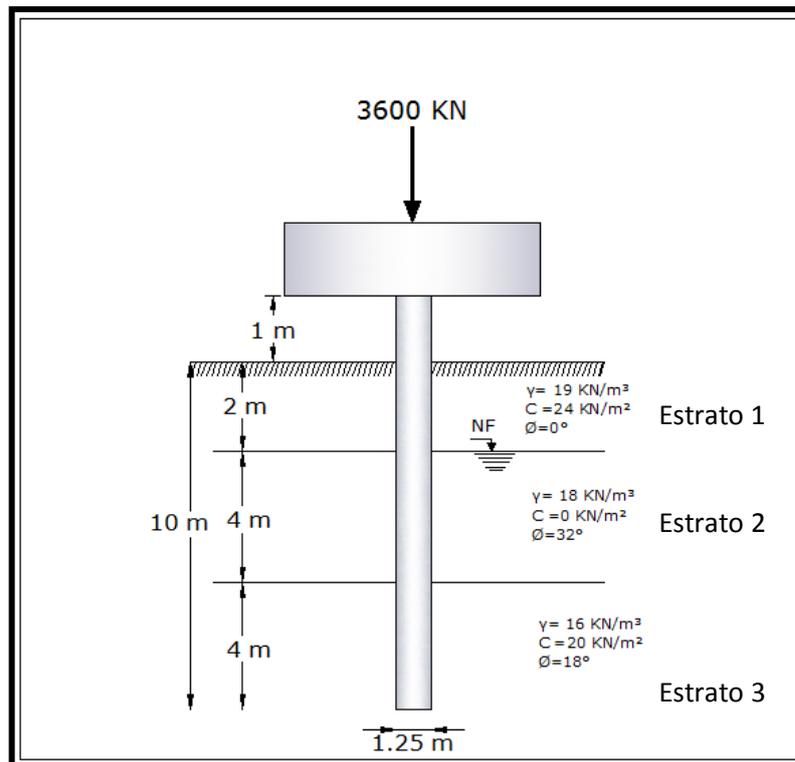


FIGURA 5.4.- Cálculo de la capacidad de carga de un pilote

Fuente: "GUÍA DE CIMENTACIONES PROFUNDA"

De acuerdo a la teoría el análisis de la capacidad de carga última de un pilote, se la determina a través del cálculo separado de la capacidad de punta del pilote y la resistencia por fricción.

Para el cálculo de la capacidad por punta, esta se la determinara en el estrato donde se encuentra cimentada. Se utilizara los mencionados en el apartado 3.6.1.

- **Método de Meyerhof.**- el método de Meyerhof considera dos tipos de suelos arenas y arcillas. El suelo donde se encuentra cimentada la punta se lo puede considerar como un suelo mixto por lo cual se suman las ecuaciones 3.35 y 3.38 dando como resultado la ecuación general por carga por punta:

$$Q_p = A_p \sigma'_v N_q^* + N_c^* c_u A_p$$



En donde se tiene que:

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(1.25)^2}{4} = 1.23 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_v = \Sigma(\gamma \cdot \Delta L) = (19 \times 2) + (18 - 9.81)(4) + (16 - 9.81)(4) = 95.52 \text{ kN/m}^2$$

De la figura 3.15 se obtiene N_q^* y N_c^* en base a $\phi = 18^\circ$:

$$N_q^* = 11$$

$$N_c^* = 28$$

Remplazando todos los valores en la primera enunciada, se tiene:

$$Q_p = A_p \sigma'_v N_q^* + N_c^* c_u A_p = (1.23)(95.52)(11) + (28)(20)(1.23) = 1\,981.19 \text{ kN}$$

- **Método de Vesic.-** para determinar la capacidad por punta por el método de Vesic se hará uso de la ecuación 3.39

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' * N_c^* + \bar{\sigma}_o N_\sigma^*)$$

En donde:

$$A_p = 1.23 \text{ m}^2, c' = 20 \text{ kN/m}^2$$

Lo primero que se va determinar es el esfuerzo efectivo medio $\bar{\sigma}_o$ para lo cual se hará uso de la ecuación 3.40

$$\bar{\sigma}_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) \sigma_v$$

Donde : $\sigma_v = 95.52 \text{ kN/m}^2$ y K_o se lo determina con la ecuación 3.41

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen}(18^\circ) = 0.69$$

Entonces:

$$\bar{\sigma}_o = \frac{1 + 2(0.69)}{3} (95.52) = 75.84 \text{ kN/m}^2$$



Para aplicar la ecuación 3.39 solo restaría encontrar los valores de N_c^* y N_q^* , en donde el módulo de rigidez reducida mediante pruebas de laboratorio es: $I_{rr} = 80$. Se aplica las ecuaciones 3.50 y la 3.45

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = \frac{4}{3}(\ln(80) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = 9.75$$

$$N_q^* = \frac{3((N_c^* \tan \phi) + 1)}{1 + 2K_o} = \frac{3((9.75)(\tan(18^\circ)) + 1)}{1 + 2(0.69)} = 5.25$$

Entonces la carga por punta será:

$$Q_p = 1.23((20)(9.75) + (75.84)(5.25)) = 729.59 \text{ KN}$$

- **Método de Jambu.-** El método de Jambu es un poco más sencillo, lo único que se debe considerar que el $\eta' = 90^\circ$ y aplicando las ecuaciones 3.53, 3.52 y 3.51 se obtiene la carga por punta.

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 (e^{2\eta' \tan \phi})$$

$$N_q^* = (\tan 18 + \sqrt{1 + \tan^2 18})^2 (e^{2(90 \cdot \pi / 180) \tan 18}) = 5.258$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi = (5.258 - 1) \cot 18 = 13.104$$

$$Q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

$$Q_p = (1.23)((20 * 13.104) + (95.52 * 5.258)) = 940.119 \text{ kN}$$

- **Normativa Española.-** Para determinar la capacidad de carga por punta de un pilote se aplicara la ecuación 3.54:

$$Q_p = N_q^* \sigma'_{vo} + N_c^* c$$

En donde

$$N_q^* = 1.5 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \cdot f_D$$



$$f_D = 1 - \frac{1}{3}D = 1 - \frac{1}{3}(1.25) = 0.58$$

$$N_q^* = 1.5 \frac{1 + \text{sen}(18^\circ)}{1 - \text{sen}(18^\circ)} e^{\pi \text{tg}(18^\circ)} \cdot (0.58) = 4.57$$

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan\phi} = \frac{4.57 - 1}{\tan(18^\circ)} = 11$$

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c = (4.57 * 95.52) + (11 * 20) = 656.52 \text{ kN}$$

A este valor de Resistencia unitaria por punta se lo afecta por el área de la punta para obtener la carga total por punta

$$Q_p = (1.23)(656.52) = 807.52 \text{ kN}$$

Una vez determinado la capacidad de carga por punta, se procede a determinar la resistencia por fricción que se produce en la interacción suelo pilote. Para realizar este cálculo lo primero que se debe tener en cuenta es que las arenas y las arcillas se calculan la fricción por separado.

- **Fricción en suelos no cohesivos.-** esta fricción se la determina a través del método de Meyerhof que es descrito en donde manifiesta que la resistencia en los suelos cohesivos se incrementa hasta una cierta profundidad y de ahí para adelante se mantiene constante. Para determinara esta profundidad la ecuación 3.60

$$L' = 15 D = (15)(1.25) = 18.75 \text{ m}$$

Con una longitud de pilote igual a 10 m, entonces la resistencia se incrementara en toda la longitud del pilote. Como se analiza por separado, de los tres estratos existentes el segundo está constituido en su totalidad por arena y el tercer estrato contiene tanto arcilla como arena, por lo tanto se lo considerará en los cálculos. Para determinar la resistencia por fricción se hará uso de las ecuaciones 3.58 y 3.59



$$\text{Perímetro} = \pi D = \pi(1.25\text{m}) = 3.93 \text{ m}$$

Estrato 2

$$\Delta L = 4 \text{ m}$$

$$\gamma = 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 32^\circ$$

Por lo tanto proseguimos con el cálculo

$$K_o = 1.4(1 - \text{sen}\phi)$$

$$K_o = 1.4(1 - \text{sen}(32^\circ)) = 0.66$$

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}(32^\circ) = 21.33^\circ$$

$$f = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

$$f = (0.66)(70.76)(\tan(21.33^\circ)) = 18.24 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s2} = \Sigma p \Delta L f = (3.93)(4)(18.24) = 286.68 \text{ kN}$$

Estrato 3

$$\Delta L = 4 \text{ m}$$

$$\gamma = 16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 18^\circ$$

Por lo tanto proseguimos con el cálculo

$$K_o = 1.4(1 - \text{sen}(18^\circ)) = 0.97$$

$$\delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}(18) = 12^\circ$$

$$f = (0.97)(95.52)(\tan(12^\circ)) = 19.69 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s3} = (3.93)(4)(19.69) = 309.59 \text{ KN}$$

- **Fricción en suelos cohesivos.-** El estrato 1 está conformado totalmente por arcilla, y el estrato 3 también será considerado en el cálculo debido a sus características. Para determinar la fricción se determinara tres métodos



Método λ .- Lo más importante de este método es que los esfuerzos verticales y la cohesión del suelo son promedios (ver figura 3.19).

Estrato 1

$$\Delta L = 2 \text{ m}$$

$$\gamma = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$c_u = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

De la figura 3.18 se obtiene: $\lambda = 0.15$

$$f_{prom} = \lambda \cdot (\sigma'_v + 2 \cdot c_u)$$

$$\sigma'_{v1} = 19(2) = 38 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\sigma'_v} = \frac{A_1}{L} = \frac{38(2)}{10} = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{c_u} = \frac{c_{u1}L_1}{L} = \frac{24(2)}{10} = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{prom} = 0.26(3.8 + 2(4.8)) = 3.48 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{s1} = (3.93)(10)(3.48) = 136.37 \text{ kN}$$

Estrato 3

$$\Delta L = 4 \text{ m}$$

$$\gamma = 16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$c_u = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{v2} = (19 * 2) + (18 - 9.81)(4) = 70.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{v3} = (16 - 9.81)(4) = 95.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{\sigma'_v} = \frac{70.76 + 95.52}{2} * 4 + \frac{274.68}{L} (\text{presion de agua}) = 60.724 \text{ kN/m}^2$$

$$\overline{c_u} = \frac{c_{u3}L_3}{L} = \frac{20(4)}{10} = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{prom} = 0.26(60.724 + 2(8)) = 19.95 \text{ kN/m}^2$$



$$Q_{s3} = (3.93)(10)(19.95) = 783.96 \text{ KN}$$

Método α .- Este método es muy sencillo solo basta leer el valor de α en la figura 3.20 y aplicar la ecuación 3.65

Estrato 1

$$Q_s = \sum(\alpha \cdot c_u \cdot p \cdot \Delta L)$$

De la figura 3.20 se obtiene el valor de $\alpha = 1.16$

$$Q_{s1} = (3.93)(2)(24)(1.16) = 218.82 \text{ KN}$$

Estrato 3

De la figura 3.20 se obtiene el valor de $\alpha = 1.2$

$$Q_{s3} = (3.93)(4)(20)(1.04) = 377.28 \text{ KN}$$

Normativa española.- Se hará uso de las ecuaciones 3.67 y la ecuación general 3.58

$$Q_s = f \cdot p \cdot \Delta L$$

$$f = \frac{100c_u}{100 + c_u}$$

Estrato 1

$$f = \frac{100c_u}{100 + c_u}$$

$$c_u = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$f = \frac{100(24)}{100 + 24} = 19.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s1} = (19.35)(3.93)(2) = 152.13 \text{ KN}$$



Estrato 3

$$c_u = 20 \frac{KN}{m^2}$$

$$f = \frac{100(20)}{100 + 20} = 16.67 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q_{s3} = (16.67)(3.93)(4) = 262.05 KN$$

Solo lo que resta es: en los valores de la carga por punta seleccionar el más adecuado o realizar un promedio entre los más cercanos. Mientras que en los valores por fricción se hará un promedio entre los métodos por cada estrato y cada tipo de suelo (cohesivo y no cohesivo), luego se sumara para obtener el valor por resistencia por fricción.

TABLA COMPARATIVA DE RESULTADOS
CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA (kN)

Método de Meyerhoff	Método de Vesic	Método de Jambu	Método de la Norma Española
1 981.19	729.59	940.119	807.52

CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN (kN)

ESTRATO	FRICCIÓN EN ARENAS	FRICCIÓN EN ARCILLAS		
	Meyeroff	Método λ	Método α	Método de la norma española
1	-	136.37	218.82	152.13
2	286.68	-	-	-
3	309.59	783.97	377.28	262.05



Ejemplo 4.2

Este ejemplo tiene el fin de encontrar la capacidad de carga lateral de un pilote a través del Método de Broms. Considere un pilote H de acero (HP 250 x 85) de 25 m de longitud entibado totalmente en suelo granular. Suponga $n_h = 12\,000\text{ kN/m}^2$. Suponga que su cabeza es libre, la fluencia del material del pilote es $F_y = 248\text{ MN/m}^2$, el peso del suelo $\gamma = 18\text{ kN/m}^2$ y un ángulo de fricción de suelo $\phi' = 35^\circ$.

Solución:

De acuerdo al tipo de pilote este tiene las siguientes características:

$$I_p = 123 \times 10^{-6}\text{ m}^4 \text{ (Respecto al eje fuerte)}$$

Y sea

$$E_p = 207 \times 10^6\text{ kN/m}^2$$

El primer paso a realiza es determinar qué tipo de pilote es rígido o flexible. Para lo cual se hará uso de las ecuaciones 3.69, 3.70 y 3.71.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}{12000}} = 1.16\text{ m}$$

$L \geq 5T$ Se considera pilote Largo o $L \leq 2T$ Se considera pilote Corto

Aquí $\frac{L}{T} = \frac{25}{1.16} = 21 \geq 5$ por lo que se lo considera como un pilote flexible. De acuerdo a esto se hará uso de las figuras 3.21.

El siguiente paso es determinar la falla por flexión del pilote utilizando la ecuación 3.72:

$$M_y = SF_y$$



Donde:

$$S = \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\frac{0.254}{2}} = 9.685 \times 10^{-4}$$

$$M_y = SF_y = 9.685 \times 10^{-4}(248\ 000) = 240.20 \text{ kN} - m$$

Y de acuerdo a la figura 3.21 el valor de entrada es:

$$\frac{M_y}{D^4 \gamma K_p} = \frac{240.20 \text{ kN} - m}{(0.254)^4 (18) \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right)} = \mathbf{868.8}$$

De acuerdo a la lectura en la figura 3.21a $\frac{Q_{u(g)}}{D^3 \gamma K_p}$ para un pilote con cabeza libre e/D= 0, el valor es aproximadamente 200. Se despeja $Q_{u(g)}$ y listo:

$$Q_{u(g)} = 200 D^3 \gamma K_p = 200 (0.254)^3 (18) \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) = \mathbf{217.70 \text{ kN}}$$

5.6. Simulación y comparación de resultados

Para simular los ejemplos 1, 2, 3 y 4 dentro del laboratorio virtual de ingeniería geotécnica (VLEG) se sigue el procedimiento descrito en los Manuales de usuario (ver Anexos VI). En el Anexo V se muestran los resultados obtenidos por la simulación dentro de la aplicación.

Ejemplo 1.-

Si se compara los resultados obtenidos con el ejercicio propuesto en el apartado 5.2 y los resultados de la aplicación (anexo V), existe variaciones pequeñas en estos datos. Estas variaciones se dan por el motivo de que la aplicación calcula el ángulo β (ángulo de la pared interna del muro) automáticamente dando como resultado 74.97, valor cercano al ángulo de 75° utilizado en el ejemplo manual.

Esta pequeña variación en los ángulos da una variación en los resultados, pero



es mínima como se nota en la siguiente tabla 5.1.

TABLA 5.1.- Comparación de resultados

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	3.842	3.844
Factor de Seguridad contra deslizamiento	3.097	3.096
Factor de Seguridad de la capacidad de carga	4.550	4.552

Fuente: Autor

Comparando estos resultados se puede concluir que la aplicación funciona correctamente.

Ejemplo 2.-

Si se compara los resultados obtenidos con el ejercicio propuesto en el apartado 5.3 y los resultados de la aplicación (anexo V), existe variaciones una variación en el segundo y tercer decimal por que la aplicación se la considera que está funcionando aceptablemente (ver tabla 5.2).

TABLA 5.2.- Comparación de resultados

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	2.977	2.980
Factor de Seguridad contra deslizamiento	2.729	2.728
Factor de Seguridad de la capacidad de carga	3.039	3.043

Fuente: Autor



Ejemplo 3.-

Comparando los resultados obtenidos manualmente con los de la aplicación existe una pequeña variación y la misma que es debida al número de decimales considerados. Pero dentro de un cálculo donde mayor las cargas esta variación es insignificante (ver Tabla 5.3). Los demás resultados obtenidos en aplicación se presentan en el anexo V

TABLA 5.3.- Comparación de resultados

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	13.92	13.955
Factor de Seguridad contra deslizamiento	1.57	1.571
Sección de tirante	4.12 cm ²	4.41 cm ²
Longitud de Bulbo	38 cm	39.14 cm
Diámetro de Bulbo	102.40 cm	100.64 cm

Fuente: Autor

Ejemplo 4.-

Los resultados obtenidos manualmente y por la aplicación se presentan en las Tablas 5.4, 5.5 y 5.6, en donde existe una variación en los resultados por dos razones, primero la consideración de decimales y segundo que son métodos basados en gráficas y la lectura de estas puede variar de acuerdo al ojo del diseñador. Por tal motivo se dice que las variaciones son aceptables.



TABLA 5.4.- Comparación de resultados Carga por punta

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Capacidad de carga por punta		
Método de Meyerhoff	1 981.19	1 976.65
Método de Vesic	729.59	727.67
Método de Jambu	940.119	937.92
Método de la Norma Española	807.52	811.23

Fuente: Autor

TABLA 5.5.- Comparación de resultados de la resistencia por punta- Datos obtenidos manualmente

ESTRATO	FRICCIÓN EN ARENAS	FRICCIÓN EN ARCILLAS		
	Meyeroff	Método λ	Método α	Método de la norma española
1	-	136.37	218.82	152.13
2	286.68	-	-	-
3	309.59	783.97	377.28	262.05

Fuente: Autor



TABLA 5.6.- Comparación de resultados de la resistencia por punta- Datos obtenidos en la aplicación

ESTRATO	FRICCIÓN EN ARENAS	FRICCIÓN EN ARCILLAS		
	Meyeroff	Método λ	Método α	Método de la norma española
1	-	131.55	218.65	152.01
2	285.67	-	-	-
3	308.52	714.71	376.99	261.80

Fuente: Autor

Los demás resultados obtenidos en la aplicación se presentan en el anexo V



6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Para iniciar siempre un cálculo de una estructura de contención el primer paso es conocer la presión de tierras, y las teorías más aceptadas son la de Rankine y la de Coulomb.
- Las teorías de Rankine y Coulomb son muy efectivas al considerar suelos residuales, por lo que sus resultados son muy alejados de la realidad.
- En una estructura de contención que funciona a gravedad (muros a gravedad), el peso es el principal agente estabilizador.
- El factor de seguridad de 3 por la capacidad de carga no garantiza que el asentamiento de la estructura se encuentre en los límites tolerables.
- Los factores de seguridad contra el deslizamiento o el volcamiento no son fijos sino pueden variar de acuerdo a la experiencia o al sector en el que se va implementar la estructura.
- Las propiedades del suelo retenido son muy importantes ya estas determinan los valores de presiones de las presiones de tierra que se generan, siendo datos muy sensibles que no se debe tomar a la ligera.
- La aplicación tiene un algoritmo secuencial sencillo de ser modificado en el momento de ser requerido. El mismo que ha sido escrito en código Basic.
- La aplicación en la web trabaja con la versión del Framework 3.5, la misma que puede ser cambiada si fuera el caso a versiones superiores o inferiores.
- La aplicación web está destinada para la determinación de estabilidad de la estructura de contención, y no para un análisis de estabilidad global suelo estructura.



- La aplicación depende de los datos que introduce el usuario, al ser estos datos imprecisos no se puede asegurar tener una estabilidad de la estructura.
- La aplicación reduce en un 60 % en el tiempo de diseño en estructura de contención, siendo una ganancia este tiempo.

6.2 Recomendaciones

- La presiones mínimas nunca podrá ser negativa ($e > B/6$), ya que se genera un esfuerzos de tensión y el suelo no es capaz de resistir es tipo de fuerzas.
- Dentro de la aplicación en el momento de considerar sobrecargas, siempre considerar una sobre carga uniformemente distribuida. Al no tener este tipo de sobrecarga colocar un valor equivalente.
- Que las propiedades de los suelos sean obtenidos mediante análisis de laboratorio, ya que un dato erróneo puede generar algún tipo de inconsistencia dentro del cálculo de la estabilidad de la estructura.
- Seguir las imágenes que se encuentra en la aplicación, ya que estas puede resolver alguna inquietud de los datos a ingresar.
- No quedar con el primer diseño que ha cumplido las condiciones, sino probar comprobar con otras soluciones para tener una mejor visión de la solución.
- Leer el manual de usuario antes de comenzar a utilizar la aplicación para evitar posibles errores de cálculo, de ingreso de datos o de manejo general de la aplicación.
- Se puede completar la aplicación agregándole una opción que determine la estabilidad global de la estructura.



BIBLIOGRAFÍA

- Angeli, Pontoni, & Gasparetto. (1996). *Estructuras de Contención o Anclaje Cap. 14*.
- Blanco, L. M. (2002). *Programación en Visual Basic.NET*. Madrid (España): Grupo EIDOS.
- Braja M. Das. (2007). *FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA*. Mexico: Thomson Editores.
- Calavera, J. (2000). *Muros de Contención y Muros de Sótano* (Tercera ed.). Madrid, España: INTEMAC.
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canles y Puertos. (2005). *Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control e anclajes al terreno*. Madrid.
- Crespo Villaza, C. (2004). *MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES* (Quinta ed.). México: LIMUSA S.A.
- Das, B. M. (2006). *PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES* (Quinta ed.). México: Thomson Editores.
- Dirección General de Carreteras. (2003). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno* (Segunda ed.). Madrid, España.
- Dirección General de Carreteras. (2009). *Guía de Cimentaciones en obras de Carretera*. Madrid, España.
- Esparza, C. (2009). *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*. Loja: No publicado.
- Esparza, C., Zárate, B., Guanín, J., & Tapia, Á. (2008). *GUÍA DE PREPARACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CERTIFICACIÓN VIAL (PCV)*. Loja.
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas.
- González Caballero, M. (2001). *El terreno*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).
- GUEVARA, M. (2008). TALLER #1 MUROS DE CONTENCIÓN. Guayaquil, Guayas, Ecuador.
- SANHUEZA PLAZA, C. X. (2008). CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO PARA PANTALLAS CONTINUAS EN MADRID. Madrid: Tesis Doctoral.
- Suárez Diaz, J. (2010). *Sito Web del Ingeniero Jaime Suárez*. Recuperado el 11 de Marzo de 2011, de <http://www.erosion.com.co/>
- Suárez, J. (2003). *Deslizamientos - Técnicas de Remediación* (Vol. II). Colombia.
- Suárez, J. (2003). *Método para el análisis de estabilidad, Cap4*.



ANEXOS



ANEXO I.- Factores de Capacidad de Carga

Tabla 1.- Factores de Capacidad de carga

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.21
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.34	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.02
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.21
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.37	155.54
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.01	186.53
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.63
19	13.93	5.80	4.68	45	133.87	134.87	271.75
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.50	330.34
21	15.81	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.65
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.30	496.00
23	18.05	8.66	8.20	49	229.92	265.50	613.14
24	19.32	9.60	9.44	50	266.88	319.06	762.86
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 138



ANEXO II.- Coeficientes de presión activa y pasiva según Rankine y Coulomb

Tabla 1.- Coeficiente K_a de la presión activa de tierra (ecuación 2.34 – Rankine)

$\downarrow \alpha$ (grados)	ϕ' (grados) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.26	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	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	0.460	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

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 305

Tabla 2.- Coeficiente K_p de la presión pasiva de tierra (ecuación 2.35 – Rankine)

$\downarrow \alpha$ (grados)	ϕ' (grados) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 305

Tabla 3.- Coeficiente K_a de la presión activa de tierra (ecuación 2.37 – Coulomb) para $\delta = \frac{2}{3}\phi'$

α (grados)	ϕ' (grados)	β (grados)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824	



	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
	<hr/>						
	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
5	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
	<hr/>						
	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
10	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
	<hr/>						
	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
15	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895



	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4363	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4232	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 309

Tabla 4.- Coeficiente K_a de la presión activa de tierra (ecuación 2.37 – Coulomb) para $\delta = \frac{1}{2}\phi'$

α (grados)	ϕ' (grados)	β (grados)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4763	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2361	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599



	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
5	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
10	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3729	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
15	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338



	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
20	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 311-312

Tabla 5.- Coeficiente K_p de la presión pasiva de tierra (ecuación 2.38 – Coulomb) para $\beta = 90^\circ$ y $\alpha = 0^\circ$

$\downarrow \phi' (\text{grados})$	$\delta (\text{grados}) \rightarrow$				
	0	5	10	15	20
0	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
5	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
10	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
15	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
20	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
25	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

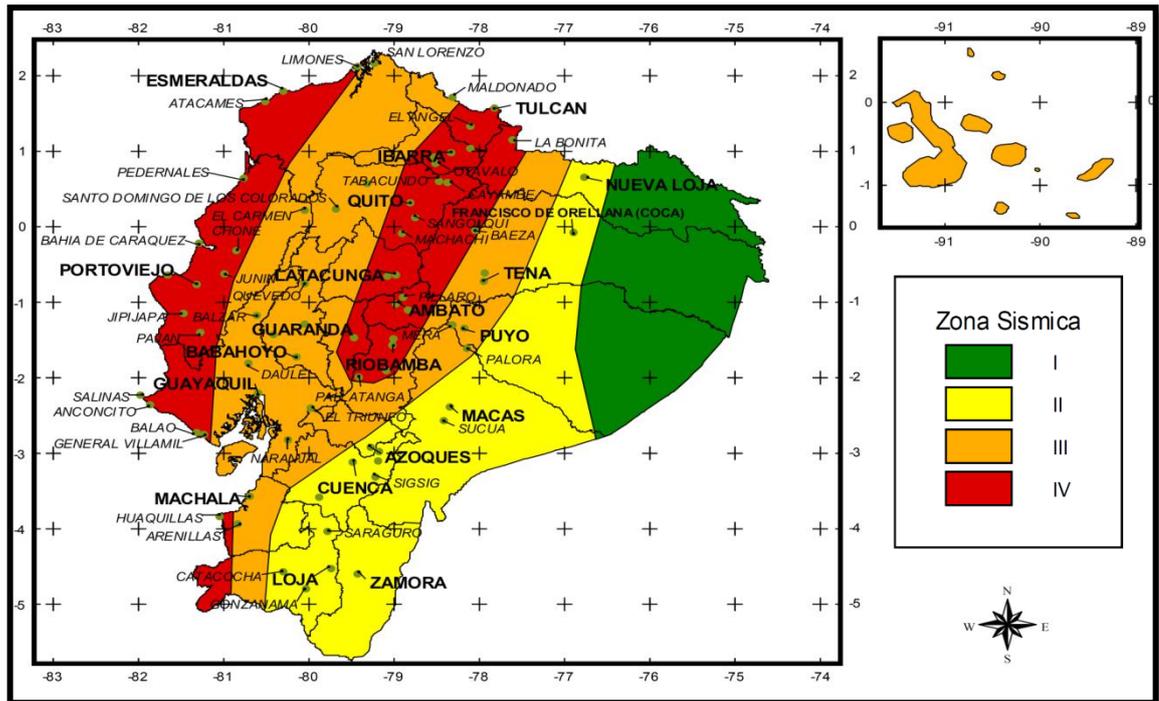
Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 323



ANEXO III.- Aceleración del suelo – Zonas Sísmicas

Valores del factor A_0 en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor A_0	0.15	0.25	0.30	0.4



CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	2
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	2
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	2
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	2
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	2
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	2
NOBON	AZUAY	NABON	NABON	2
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	2
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	2
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	2
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	2



SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	2
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	2
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	2
CALUMA	BOLIVAR	CALUMA	CALUMA	3
ECHANDIA	BOLIVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	3
LAS NAVES	BOLIVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	3
CHILANES	BOLIVAR	CHILLANES	CHILLANES	4
GUARANDA	BOLIVAR	GUARANDA	GUARANDA	4
SAN JOSE DE CHIMBO	BOLIVAR	CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	4
SAN MIGUEL	BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	4
AZOQUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	2
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	2
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	2
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	3
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	3
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	3
BOLIVAR	CARCHI			4
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	4
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	4
MIRA	CARCHI			4
SAN GABRIEL	CARCHI			4
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	4
ALASI	CHIMBORAZO	ALASI	ALASI	3
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	3
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	3
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	4
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	4
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	4
LA UNION	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	4
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	4
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	4
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	4
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	3



LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	3
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	3
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	4
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	4
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	4
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	4
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	2
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	2
PIÑAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	2
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	2
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	2
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	3
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	3
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	3
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	3
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	3
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	3
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	3
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	3
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	4
LA UNION	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNION	3
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	3
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	3
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	4
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	4
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	4
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	4
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO (JUJAN)	ALF. BAQUE. MORENO(JUJAN)	3
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	3
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	3
COLIMIES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	3
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	3
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	3
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	3
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	3
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	3



GRAL ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	3
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	3
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	3
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	3
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	3
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	3
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	3
NARCISA DE JESUS (BOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESUS	3
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	3
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	3
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	3
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	3
SIMON BOLIVAR	GUAYAS	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	3
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL EMPALME)	3
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	3
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	4
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	4
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	4
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	4
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	4
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	4
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	4
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	4
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	4
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	2
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	2
CATACOCCHA	LOJA	PALTAS	CATACOCCHA	2
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	2
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	2
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	2
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	2



QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	2
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	2
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	2
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	3
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	3
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	3
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	3
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	4
BABA	LOS RÍOS	BABA	BABA	3
BABAHOYO	LOS RIOS	BABAHOYO	PIMOCHA	3
CATARAMA	LOS RIOS	URDANETA	CATARAMA	3
MONTALVO	LOS RIOS	MONTALVO	MONTALVO	3
PALENQUE	LOS RIOS	PALENQUE	PALENQUE	3
PUEBLO VIEJO	LOS RIOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	3
QUEVEDO	LOS RIOS	QUEVEDO	QUEVEDO	3
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RIOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	3
VALENCIA	LOS RIOS	VALENCIA	VALENCIA	3
VENTANAS	LOS RIOS	VENTANAS	VENTANAS	3
VINCES	LOS RIOS	VINCES	VINCES	3
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	3
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	3
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	3
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	4
CALCETA	MANABI	BOLIVAR	CALCETA	4
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	4
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	4
JIPIJAPA	MANABI	JIPIJAPA	JIPIJAPA	4
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	4
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	4
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	4
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	4
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	4
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	4
PUERTO LOPEZ	MANABI	PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	4
ROCAFUERTE	MANABÍ	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	4
SANTA ANA	MANABÍ	SANTA ANA	SANTA ANA	4
SUCRE	MANABÍ	24 DE MAYO	SUCRE	4
TOSAGUA	MANABÍ	TOSAGUA	TOSAGUA	4



GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMON INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	2
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	2
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	2
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	2
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	2
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	2
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESUS	2
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	3
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	3
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	3
TENA	NAPO	TENA	TENA	3
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	4
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	4
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	2
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	2
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	2
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	3
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	3
SANTA CLARA	PASTAZA			3
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	3
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	3
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	3
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	3
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	4
MACHACHI	PICHINCHA	MEJIA	MACHACHI	4
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	4
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	4
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	4

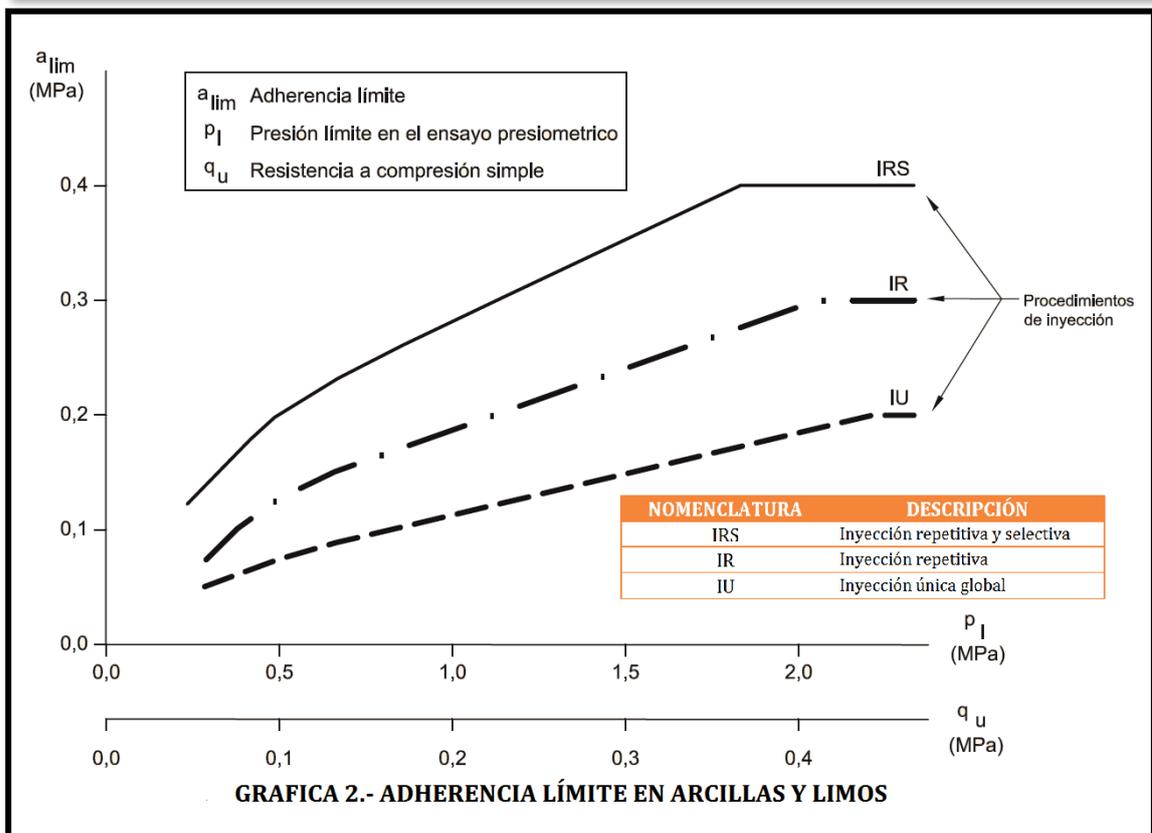
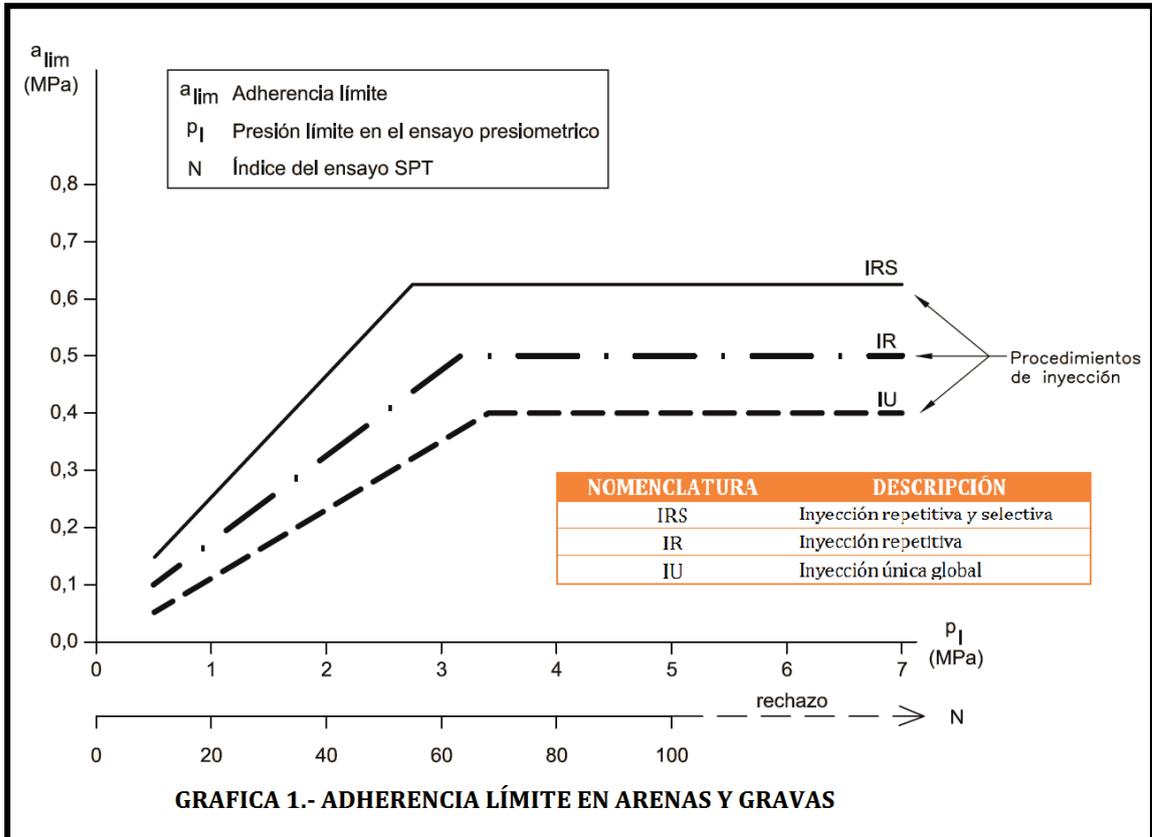


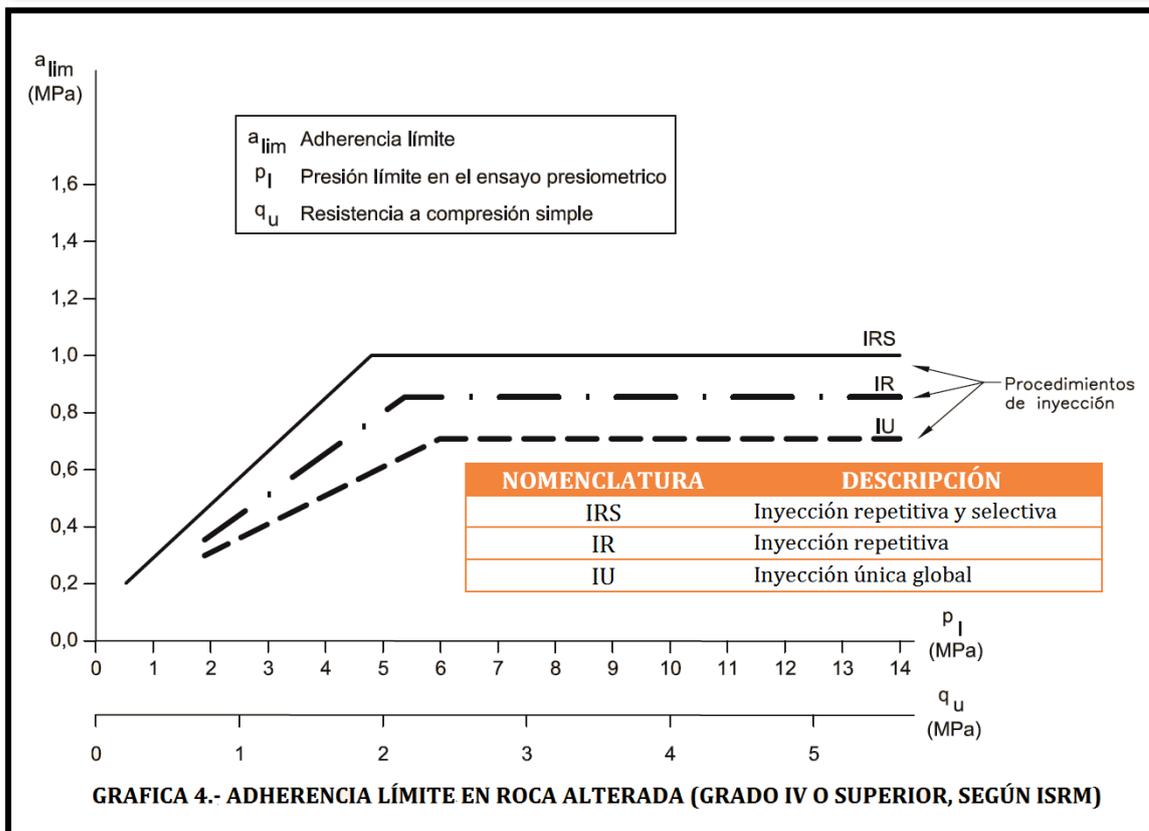
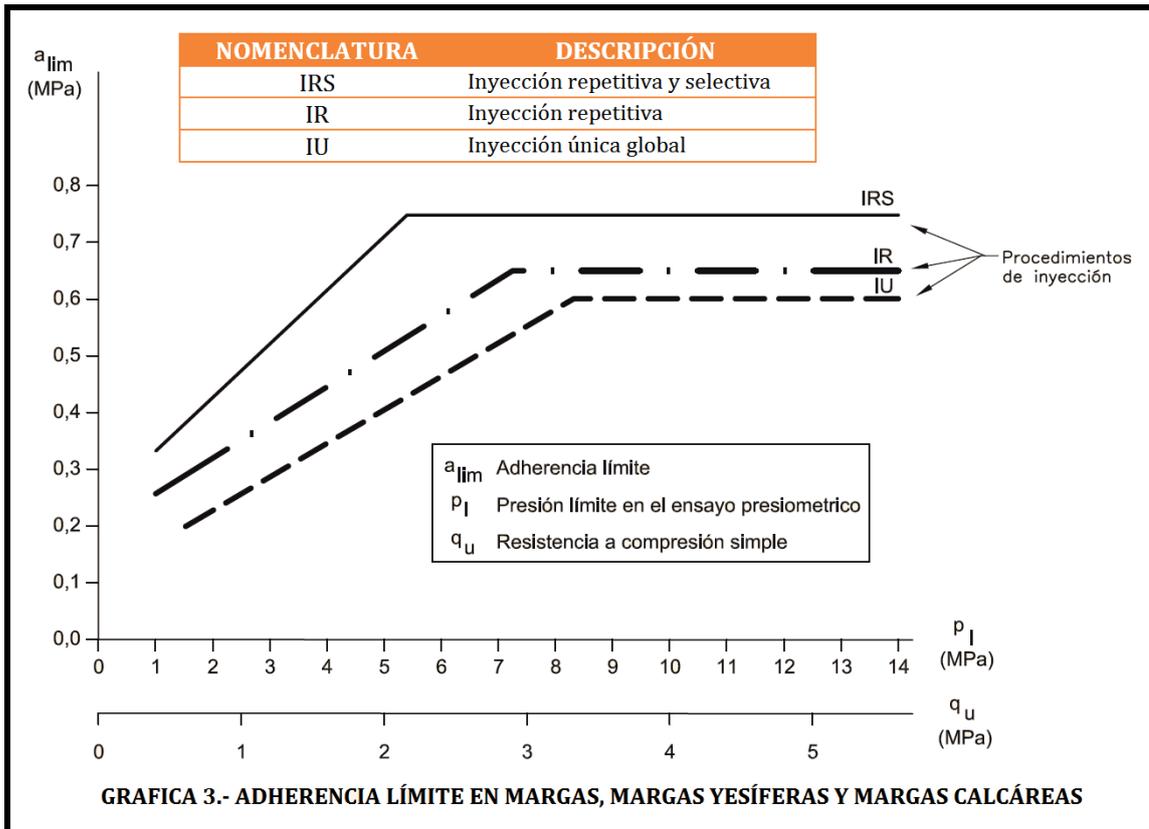
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	1
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	1
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	2
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	3
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	3
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	4
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	4
BADOS	TUNGURAHUA	BADOS	BADOS	4
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	4
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	4
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	4
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	4
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	4
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	4
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	4
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSE DE YACUAM)	2
EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	2
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	2
YANTZAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTZAZA	YANTZAZA	2
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	2
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	2
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CONDOR	ZUMBI	2

Fuente: "Código Ecuatoriano de la Construcción – 2002"



ANEXO IV.- Ábacos para la determinación de la adherencia límite (a_{lim})





Fuente: "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno", Dirección general de Carreteras (2003), España.



ANEXO V.-

Resultados obtenidos de los ejemplos
introducidos en la aplicación



EJEMPLO 1

Los datos del ejemplo 1 han sido introducidos como lo explica el manual (ver Anexos VI), teniendo los siguientes resultados:

Desea considerar Sobrecarga dentro de la Estabilidad:	<input type="text" value="NO"/>
Desea Diseñar considerando Sismos:	<input type="text" value="NO"/>
Seleccione la zona sísmica:	
	<input type="radio"/> I <input type="radio"/> II <input type="radio"/> III <input type="radio"/> IV
Desea considerar Fuerzas Pasivas dentro la Estabilidad:	<input type="text" value="SI"/>
K1:	<input type="text" value="0.66667"/> <small>K1 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.50 a 0.6667</small>
K2:	<input type="text" value="0.66667"/> <small>K2 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.50 a 0.6667</small>
Desea considerar Dentellón:	<input type="text" value="NO"/>
ANCHO:	<input type="text" value="0.50"/> m
ALTURA:	<input type="text" value="0.50"/> m

SECCIÓN	B	H	MATERIAL	ÁREA	PESO/LONGITUD	BRAZO X	MOMENTO	BRAZO Y	MOMENTO
	m	m		m ²	kN/m	m	kN-m/m	m	kN-m/m
1	0.270	5.700	CONCRETO	0.770	18.145	0.980	17.782	2.700	48.991
2	0.600	5.700	CONCRETO	3.420	80.644	1.370	110.482	3.650	294.349
3	1.530	5.700	CONCRETO	4.361	102.821	2.180	224.149	2.700	277.616
4	3.500	0.800	CONCRETO	2.800	66.024	1.750	115.542	0.400	26.410
					267.633		467.955		647.365
5	1.530	5.700	SUELO	4.361	80.669	2.690	217.000	4.600	371.079
6	0.300	5.700	SUELO	1.710	31.635	3.350	105.977	3.650	115.468
7	1.830	0.000	SUELO	0.000	0.000	2.890	0.000	0.800	0.000
					112.304		322.978		486.546
			SOBRE CARGA	NO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Pv	93.268	2.833	264.243		
				Σ	473.205	Σ MR	1055.175		



FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO:

COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS (Ka):	0.4026		
FUERZA ACTIVA			
Pa	157.325	Pa sobre carga	0.000
FUERZA ACTIVA Y VERTICAL			
Pah	126.697	Pav	93.268

MOMENTO DE VOLTEO: 274.5102 kN-m/m

FSV: 3.844 OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO:

Kp	2.371
PRESIÓN PASIVA SOBRE DENTELLÓN:	64.022
PRESIÓN PASIVA INFERIOR DENTELLÓN:	85.363
Pp	186.604

FSD: 3.096 OK

PRESIÓN SOBRE EL SUELO EN LA PUNTA Y EN EL TALÓN:

B/6	e	e < B/6	q punta	q talon
0.583	0.100	OK	158.439	111.964

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL SUELO:

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:	Nq:	9.603	Nc:	19.324	Ny:	9.442
FACTORES DE PROFUNDIDAD:	Fqd:	1.142	Fcd:	1.182	Fyd:	1.000
FACTORES DE INCLINACIÓN:	Fqi:	0.695	Fci:	0.695	Fyi:	0.141
FACTORES DE FORMA:	Fqs:	1.000	Fcs:	1.000	Fys:	1.000

FS > 3

FS: 4.552 OK



EJEMPLO 2

Los datos del ejemplo 2 han sido introducidos como lo explica el manual de muros en voladizo (ver Anexos VI), teniendo los siguientes resultados:

Desea considerar Sobrecarga dentro de la Estabilidad:	<input type="text" value="NO"/>
Desea Diseñar considerando Sismos:	<input type="text" value="NO"/>
Seleccione la zona sísmica:	
	<input checked="" type="radio"/> I <input type="radio"/> II <input type="radio"/> III <input type="radio"/> IV
Desea considerar Fuerzas Pasivas dentro la Estabilidad:	<input type="text" value="SI"/>
	K1: <input type="text" value="0.666667"/> K1 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.50 a 0.6667 K2: <input type="text" value="0.666667"/> K2 se encuentra por lo General en el intervalo de 0.50 a 0.6667
Desea considerar Dentellón:	<input type="text" value="NO"/>
	ANCHO: <input type="text" value="0.50"/> m
	ALTURA: <input type="text" value="0.50"/> m

ANÁLISIS POR RANKINE

SECCIÓN	B	H	MATERIAL	ÁREA	PESO/LONGITUD	BRAZO X	MOMENTO	BRAZO Y	MOMENTO
	m	m		m ²	kN/m	m	kN-m/m	m	kN-m/m
1	0.200	6.000	CONCRETO	0.600	14.148	0.833	11.790	2.700	38.200
2	0.500	6.000	CONCRETO	3.000	70.740	1.150	81.351	3.700	261.738
3	0.000	0.000	-----	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	4.000	0.700	CONCRETO	2.800	66.024	2.000	132.048	0.350	23.108
					150.912		225.189		323.046
5	0.000	0.000	-----	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2.600	6.000	SUELO	15.600	280.800	2.700	758.160	3.700	1038.960
7	2.600	0.458	SUELO	0.596	10.728	3.133	33.614	1.311	14.067
					291.528		791.774		1053.027
			SOBRE CARGA	NO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				Pv	27.991	4.000	111.964		
				Σ V	470.431	Σ MR	1128.927		



FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO:

COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS (Ka):	0.350		
FUERZA ACTIVA			
Pa	161.195	Pa sobre carga	0.000
FUERZA ACTIVA Y VERTICAL			
Pah	158.746	Pav	27.991

MOMENTO DE VOLTEO: 378.792 kN-m/m

FSV: 2.980 OK

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO:

Kp	2.040
PRESIÓN PASIVA SOBRE DENTELLÓN:	58.129
PRESIÓN PASIVA INFERIOR DENTELLÓN:	77.505
Pp	214.974

FSD: 2.728 OK

PRESIÓN SOBRE EL SUELO EN LA PUNTA Y EN EL TALÓN:

B/6	e	e < B/6	q punta	q talon
0.667	0.405	OK	189.130	46.085

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DEL SUELO:

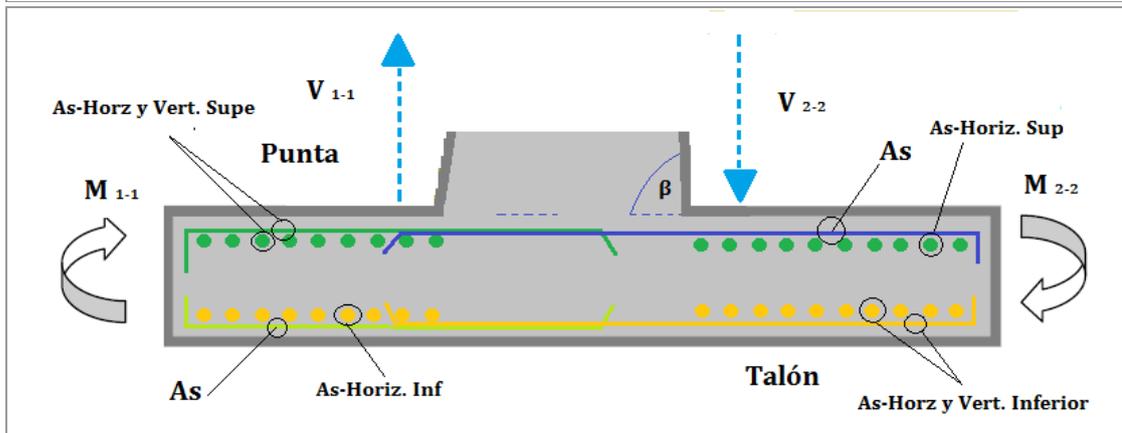
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:	Nq:	6.399	Nc:	14.835	Ny:	5.386
FACTORES DE PROFUNDIDAD:	Fqd:	1.148	Fcd:	1.188	Fyd:	1.000
FACTORES DE INCLINACIÓN:	Fqi:	0.629	Fci:	0.629	Fyi:	0.005
FACTORES DE FORMA:	Fqs:	1.000	Fcs:	1.000	Fys:	1.000

FS > 3

FS: 3.043 OK



DISEÑO DE LA ZAPATA

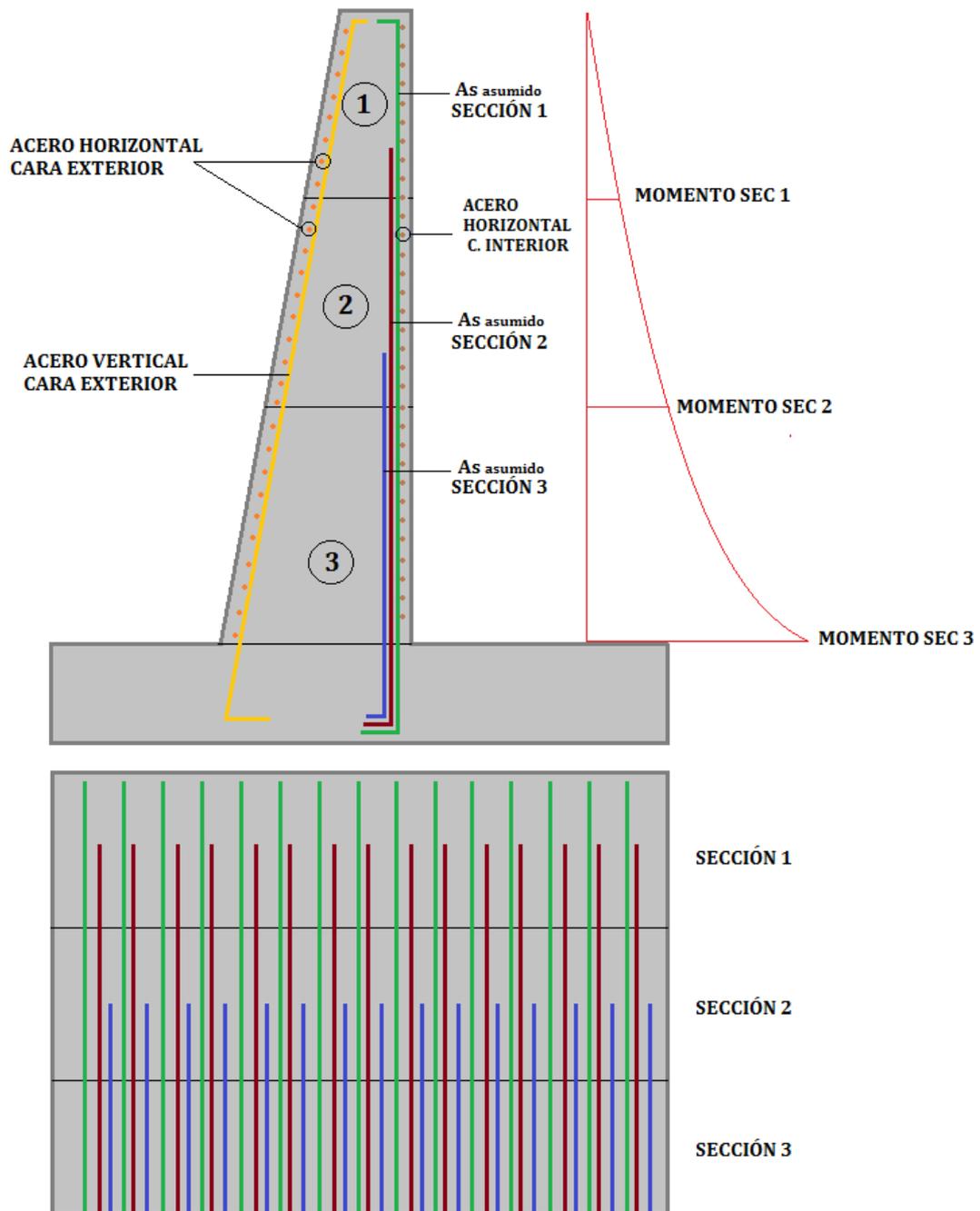


PUNTA			TALÓN		
V_{1-1} :	112.075	kN	V_{2-2} :	93.750	kN
M_{1-1} :	40.249	kN-m	M_{2-2} :	178.902	kN-m
A_s :	12.60	cm ² /ml	A_s :	12.60	cm ² /ml
$A_{s-Horiz. Vert. Supe.}$:	11.67	cm ² /ml	$A_{s-Horiz. Sup.}$:	11.67	cm ² /ml
$A_{s-Horiz. Inf.}$:	5.83	cm ² /ml	$A_{s-Horiz y Vert. Inferior}$:	5.83	cm ² /ml

DISEÑO DE LA PANTALLA

SECCIÓN (Y m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	F_y (cm)	d_y (cm)	ϕV_c		A_s min	A_s requerido	A_s asumido
SECCIÓN 1 - 2.00	2 016.0	1 344.00	56.667	51.667	29 761.67	OK	17.22	0.69	17.22
SECCIÓN 2 - 4.00	8 064.0	1 0752.00	63.333	58.333	33 601.88	OK	19.44	4.93	19.44
SECCIÓN 3 - 6.00	1 8144.0	36 288.00	70.000	65.000	37 442.10	OK	21.67	15.19	21.67

ESPESOR DE PANTALLA REQUERIDO:	36.873	OK
ACERO HORIZONTAL CARA EXTERIOR :	10.00	
ACERO VERTICAL CARA EXTERIOR:	7.20	
ACERO HORIZONTAL CARA INTERIOR:	5.00	





EJEMPLO 3

Los datos del ejemplo 3 han sido introducidos como lo explica el manual de muros anclados (ver Anexos VI), teniendo los siguientes resultados:

ANÁLISIS POR RANKINE

COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA DEL SUELO:

	Ka	Kp	σ_1	σ_2	Ph	Pv	M
1 ESTRATO	0.4903	2.0396	-18.9056	47.2836	126.6676	0.0000	226.2189
					126.6676	0.0000	226.2189



DETERMINACIÓN DEL PESO DEL MURO Y SUELO:

SECCIÓN	B	H	MATERIAL	ÁREA	PESO/LONGITUD	BRAZO X	MOMENTO	BRAZO Y	MOMENTO
	m	m		m ²	kN/m	m	kN-m/m	m	kN-m/m
2	0.250	7.500	CONCRETO	1.875	44.213	0.125	5.527	3.750	165.797
					44.213		5.527		165.797
				Pv	0.000	0.250	0.000		
				ΣV	44.213	ΣMR	5.527		



ANÁLISIS DE LA FUERZAS DE ANCLAJE

	RESULTADO GLOBAL
CENTRO DE GRAVEDAD EN EL EJE X	4.0000
TENSIÓN EN EL EJE X	787.8462
MOMENTOS EN X	3151.3848

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO:

MOMENTO DE VOLTEO: 226.2189 kN-m/m

FSV: 13.955 **OK**

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO:

FSD: 1.571 **OK**

DISEÑO DEL ANCLAJE

TIPO DE ANCLAJE	<input type="radio"/> PROVISIONAL <input checked="" type="radio"/> PERMANENTE	
	F'c:	20.59
Fy:	411.88	MPa
Adherencia Limite: Estimada Suelo-Bulbo (más crítico):	0.20 ?	MPa

GRAFICAS PARA DETERMINACIÓN DE ADHERENCIA LIMITE

Sección del Tirante

1 ANCLAJE :	4.4085	cm ²

Longitud del Bulbo

1 ANCLAJE:	39.1410	cm

Diámetro del Bulbo

1 ANCLAJE :	100.6384	cm



EJEMPLO 4.1

Los datos del ejemplo 4.1 han sido introducidos como lo explica el manual de muros de pilotes (ver Anexos VI), teniendo los siguientes resultados:

	σ_1	σ_2
1 ESTRATO	0.0000	38.0000
NF ESTRATO	38.0000	70.7600
2 ESTRATO	70.7600	95.5200



CAPACIDAD PORTANTE POR PUNTA:

Método de Vesic	Método de Meyerhoff	Método de Jambu	Método de la Norma Española
727.6745	1976.6508	937.9161	811.2344

CAPACIDAD PORTANTE POR FRICCIÓN:

ESTRATO	FRICCIÓN EN ARENAS - Meyeroff	FRICCIÓN EN ARCILLAS - Método λ	FRICCIÓN EN ARCILLAS - Método α	FRICCIÓN EN ARCILLAS - Método de la Norma Española
1 ESTRATO	0.0000	131.5542	218.6548	152.0125
NF ESTRATO	285.6863	0.0000	0.0000	0.0000
2 ESTRATO	308.5206	714.7123	376.9911	261.7994



EJEMPLO 4.2

Los datos del ejemplo 4.2 han sido introducidos como lo explica el manual de muros de pilotes (ver Anexos VI), teniendo los siguientes resultados:

TIPO DE PILOTE:		LARGO-FLEXIBLE
$\frac{M_Y}{D^4 \gamma K_p}$	868.75€	Utilice este valor para leer las Gráficas
e/L:	0.000	Utilice este valor para leer las Gráficas
e/D:	0.000	Utilice este valor para leer las Gráficas
ηL:	21.508	Utilice este valor para leer las Gráficas
PARA ARENAS	200	Ingrese el valor leído. ?
DEFLEXIÓN ARENA	0.15	Ingrese el valor leído. ?
CALCULAR		
Qu (g):	217.69€	kN ?
Qg:	40.203	kN ?



ANEXO VI.- Manuales de Usuario

IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS ARMADOS NORMALES, CON ANCLAJES, CON PILOTES DE HORMIGÓN CICLÓPEO PARA EL LABORATORIO VIRTUAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA (LVIG)

Edward Alcívar Hurtado Duarte

UTPL, Loja - Ecuador

Email: eahurtado@utpl.edu.ec

Resumen:

El diseño de las estructuras contención es a través de métodos repetitivos de prueba y error, por lo cual se los puede programar dentro de una aplicación. El diseño de las estructuras de contención es a través de la determinación de estabilidad que depende de tres opiniones: primero evitar que el muro gire (volqué), segundo evitar que el muro se deslice y tercero evitar que el muro se asiente. Tomando en cuenta estas características se ha generado una aplicación web gratuita que abarque los cuatro tipos de estructuras de contención (muros) más utilizados en Ecuador. La aplicación se conforma de cuatro páginas individuales, en donde el usuario debe ingresar todos los datos necesarios como: dimensiones del muro, estratigrafía de suelo, etc., para luego convalidar los resultados de acuerdo a su experiencia.

Palabras clave: Presión de tierras, Teoría de Rankine, Teoría de Coulomb, pilote, anclaje, estructuras de contención, factores de seguridad.

Abstract:

The design of the structures contention is through repetitive methods of test and error, reason why it can program them inside an application. The design of the contention structures is through the determination of stability that depends on three opinions: first to avoid the retaining wall crumbles, second to avoid a landslide of the retaining wall and third to avoid the retaining wall tamps down. Taking into account these characteristics an application gratuitous web has been generated that embraces the four types of contention (walls) structures more used in Ecuador. The application has four individual pages, where the user should enter all the necessary data as: dimensions of the wall, floor stratigraphy, etc., it stops then to authenticate the results according to their experience.

Keywords: Pressure of the soil, Theory of Rankine, Theory of Coulomb, piles, anchorage, structures of containment, factors of safety



INTRODUCCIÓN

Los muros son elementos estructurales generalmente de forma prismática, su función es soportar el empuje temporal o permanente ejercido por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la cimentación. En la actualidad, el procedimiento habitual a seguir en el diseño de muros, según Terzaghi y Peck (1967), consiste en la repetición sucesiva de dos pasos:

- Primero la selección tentativa de las dimensiones de la estructura;
- Y segundo el análisis de la estabilidad de la estructura frente a las fuerzas actuantes.

Para garantizar la estabilidad de un muro de contención, se debe evitar que este pueda fallar en cualquiera de las siguientes maneras (Das, 2006):

- Se voltee respecto a su talón.
- Se deslice a lo largo de su base.

- Que falle debido a la pérdida de la capacidad de carga del suelo que soporta la base.
- Por cortante del terreno a mayor profundidad.
- Por asentamiento excesivo.

MATERIALES Y MÉTODOS:

Estabilidad al Volcamiento

Uno de los principales análisis que hay que realizar para que una estructura mantenga su estabilidad, es que ésta no sufra un volcamiento, si se observa la figura 1 el muro tiende con respecto a un punto C a girar al lado libre, en este momento se dice que el muro a fallo por volcamiento. Las fuerzas que producen que la estructura gire alrededor del punto C (ver figura 1) son principalmente el empuje del suelo que actúa sobre el muro y las fuerzas que se oponen a que ello ocurra son precisamente todas las fuerzas verticales capaces de producir momentos en sentido contrario respecto al mismo punto (Das, 2006).

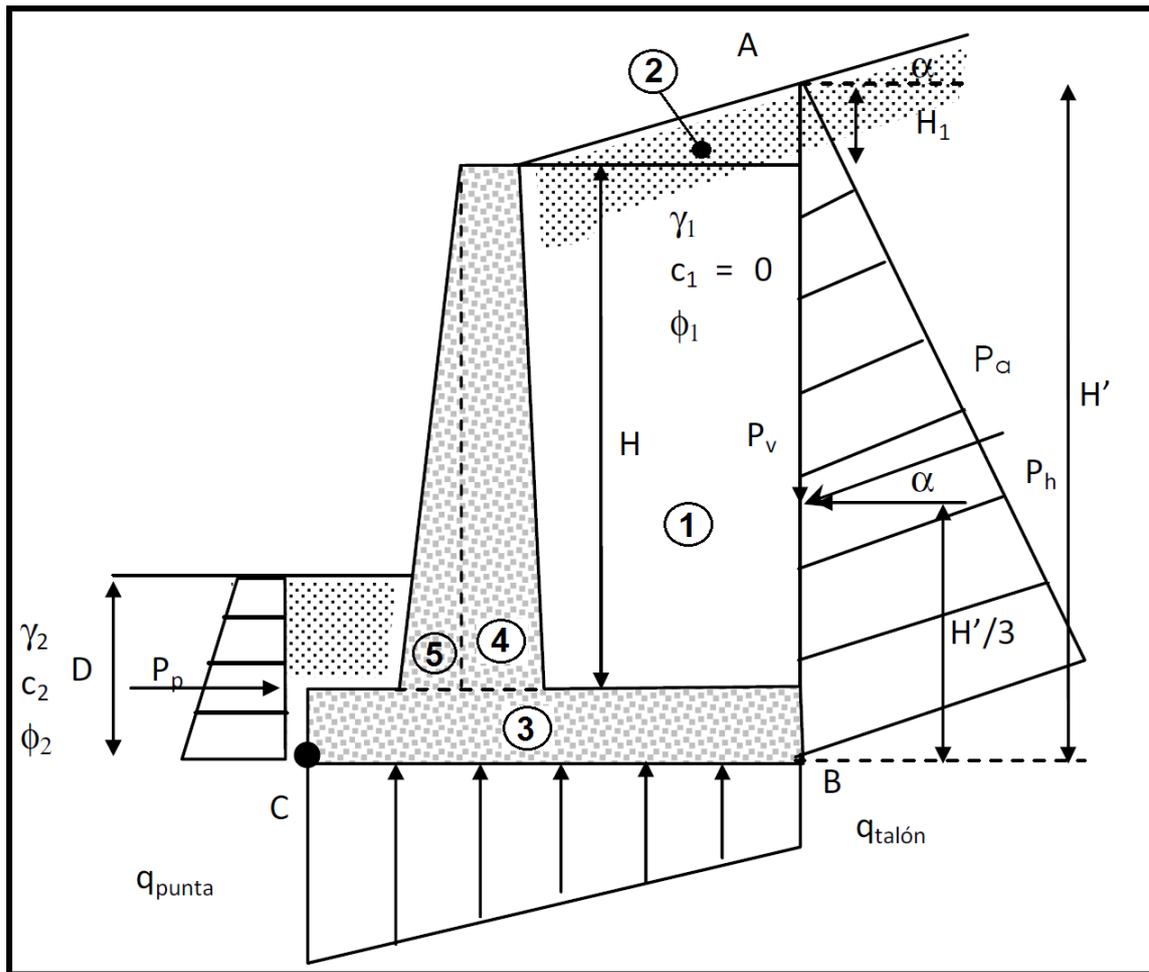


FIGURA 1.- Revisión por volteo, suponiendo que es válida la presión de Rankine

Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 10

$$\sum M_o = P_a * \frac{H'}{3} \quad (2)$$

Entonces el factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C (ver figura 1) vendría dado con una simple ecuación:

$$FS_{volteo} = \frac{\sum \text{Momentos RESISTENTES}}{\sum \text{Momentos DESESTABILIZADORES}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (1)$$

De acuerdo a la figura 1 la única fuerza horizontal que genera momentos que tienden a voltear el muro respecto al punto C es la presión activa del suelo, entonces:

Según la figura 1 P_a presenta una inclinación igual a la inclinación del talud teniendo así:

$$\sum M_o = P_h * \frac{H'}{3} \quad (3)$$

Donde:

$$P_h = P_a * \cos \alpha \quad (4)$$

M_R = Momentos resistentes (kN-m)
 M_o = Momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro (kN-m)



H' = Altura del muro más la altura de inclinación del talud (m)

α = Ángulo de inclinación del talud (grados)

P_a = Presión activa del suelo [kN/m]

P_h = Componente horizontal de la presión activa del suelo (kN/m)

Mientras que para el cálculo de los momentos resistentes se va considerar todas las fuerzas verticales que actúan sobre el muro, principalmente el peso propio de la estructura, el peso del suelo que se encuentra sobre el talón y si fuera el caso la componente vertical de la presión activa del suelo.

Para el cálculo de la fuerza vertical del peso propio del muro y el peso del suelo: se considera que esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera

fácil subdividiendo al muro y al suelo sección de áreas parciales sencillas (ver figura 1) y de propiedades geométricas conocidas. Para el cálculo de $\sum M_R$ se va utilizar la tabla 1

En donde:

$$P_v = P_a * \text{sen } \alpha \quad (5)$$

γ_s = Peso específico del suelo de relleno (kN/m³)

γ_c = Peso específico del hormigón (kN/m³)

P_h = Componente vertical de la presión activa del suelo (kN/m)

ΣV = Sumatoria de todas las fuerzas verticales (kN/m)

El valor mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 ó 3 (Das, 2006).

TABLA 1.- Procedimiento para el cálculo $\sum M_R$

SECCIÓN	ÁREA	PESO/ UNIDAD DE LONGITUD DE MURO	BRAZO DE MOMENTO RESPECTO A C	MOMENTO CON RESPECTO A C
1	A_1	$W_1 = \gamma_s * A_1$	X_1	$M_1 = W_1 * X_1$
2	A_2	$W_2 = \gamma_s * A_2$	X_2	$M_2 = W_2 * X_2$
3	A_3	$W_3 = \gamma_c * A_3$	X_3	$M_3 = W_3 * X_3$
4	A_4	$W_4 = \gamma_c * A_4$	X_4	$M_4 = W_4 * X_4$
5	A_5	$W_5 = \gamma_c * A_5$	X_5	$M_5 = W_5 * X_5$
		P_v	B	$M_v = P_v * X_B$
		$\sum V$		$\sum M_R$

Fuente: "Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Braja M. Das (2006), pág. 345



Estabilidad al Desplazamiento según (Das, 2006)

Cuando el muro experimenta un desplazamiento en la dirección libre, se dice que el muro ha fallado por deslizamiento. Al igual que el caso anterior existen fuerzas horizontales que desplazan al muro y otras fuerzas horizontales que las resistentes. La fuerza que trata movilizar el muro es principalmente la componente horizontal del empuje activo de suelos, mientras que las fuerzas de oposición son: la fricción o rozamiento que existe entre el suelo y el muro, y la fuerza pasiva que se generan en la parte frontal de la punta del muro.

La fuerza de rozamiento es función tanto de la magnitud de las fuerzas verticales que ejercen presión en el terreno como del coeficiente de fricción entre el material del muro y el suelo de fundación; aunque lo correcto sería usar la resistencia de este al esfuerzo cortante.

Entonces el factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F'_R}{\sum F_d} \quad (6)$$

Donde:

$\sum F'_R$ = Suma de la fuerzas resistentes horizontales. (kN)

$FS_{deslizamiento}$ = Factor de seguridad contra el deslizamiento.

$\sum F_d$ = Suma de las fuerzas horizontales de empuje (kN)

De acuerdo a la figura 2 la resistencia cortante del suelo debajo de la losa de base se representa como:

$$s = \sigma' \tan \delta + c_a \quad (7)$$

Donde

s = Esfuerzo cortante del suelo (kN/m²).

δ = Angulo de fricción entre el suelo y la losa (grados).

c_a = Adhesión del suelo y la base de la estructura de contención (kN/m²)

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es:

$$R' = s * (\text{área de la sección transversal}) \quad (8)$$

Al ser un muro de contención uniforme en su sección, el diseño se realiza siempre para un metro lineal de muro, entonces:

$$R' = s * (B * 1) = B\sigma' \tan \delta + Bc_a \quad (9)$$

En donde:

B = Ancho de la zapata (m)



Sin embargo:

$B\sigma' =$ es la suma de las fuerzas verticales = ΣV

(ver tabla 1), entonces:

$$R' = \Sigma V \tan \delta + Bc_a \quad (10)$$

La ecuación 10 representa las fuerzas de fricción que impiden el deslizamiento, pero si se observa la figura 2 otra fuerza que contribuya a la resistencia del deslizamiento es la presión pasiva que se genera en la parte frontal de la punta, entonces al

valor de R' habría que sumarle el valor de P_p :

$$R' = \Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p = \Sigma F'_R \quad (11)$$

Aunque la presión pasiva es una fuerza estabilizadora, esta consideración no es muy recomendable ya que algunas ocasiones no se puede mantener la profundidad de cimentación estable y al reducir la profundidad se reduce la fuerza, pudiendo ocasionar un fallo en

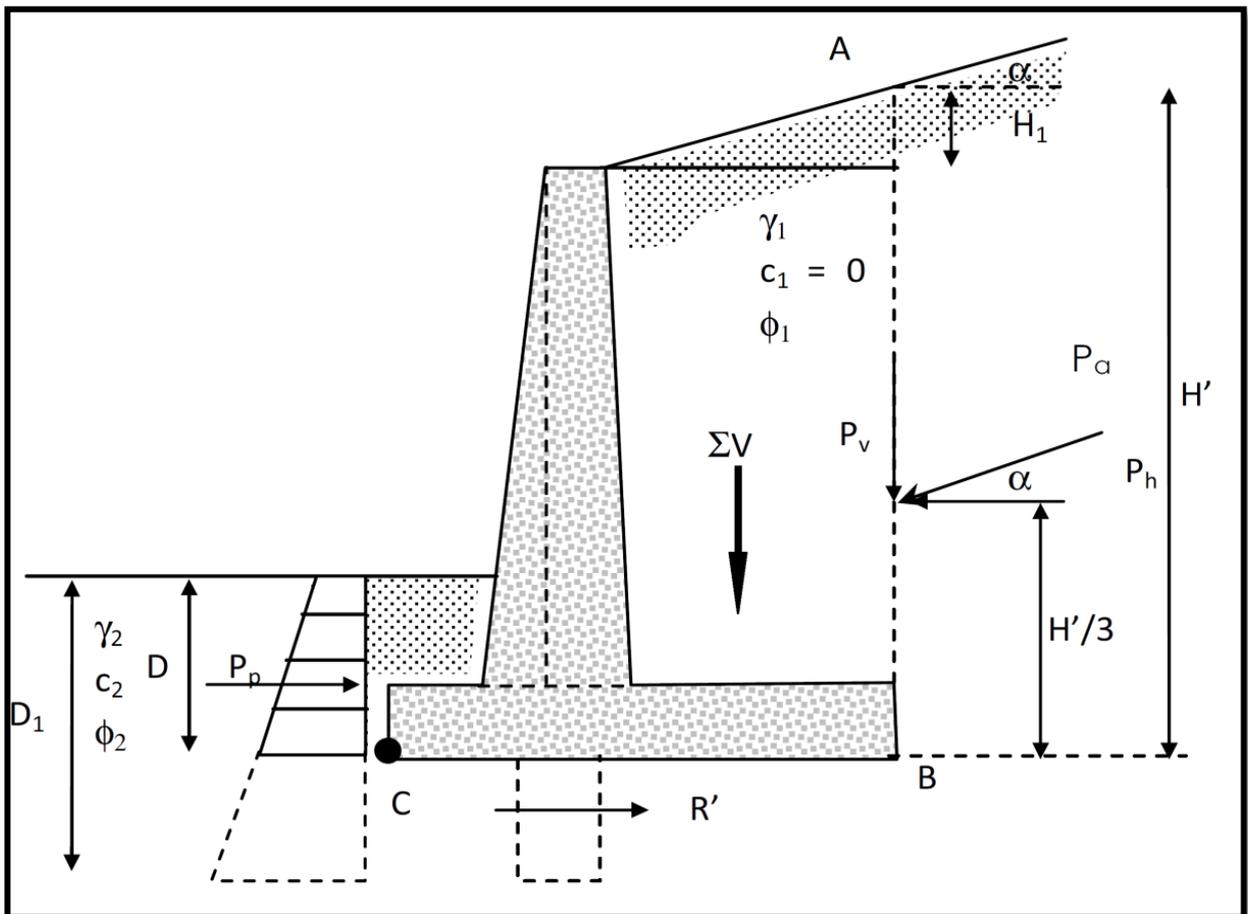


FIGURA 2.- Revisión por deslizamiento bajo la base del muro
Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 12



la estabilidad.

Mientras que la única fuerza que genera un deslizamiento es el empuje activo del suelo, pero su componente horizontal si fuera el caso:

$$\Sigma F_d = P_a = P_a \cos \alpha \quad (12)$$

Se reemplaza los valores de 11 y 12 en la ecuación 6, y se tiene:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma V \tan \delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (13a)$$

Los valores de δ y c_a son valores reducidos por seguridad, para lo cual escribimos: $\delta = k_1 \phi$ y $c_a = k_2 c_2$, en donde la mayoría de los casos k_1 y k_2 son valores que se encuentran entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma V \tan (k_1 \phi) + B(k_2 c_2) + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (13b)$$

El valor se comendado para $FS_{deslizamiento}$ es de 1.50, pero en la mayoría de los casos esto no se cumple para lo cual se utiliza un dentellón, que no es más que una estructura de hormigón que se coloca en la parte inferior de la zapata. Para la consideración de las fuerzas resistentes generadas por el dentellón se hace a través de la ecuación 14:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma D_1^2 K_p + 2c' D_1 \sqrt{K_p} \quad (14)$$

Donde:

D_1 = Profundidad de cimentación (m)

Estabilidad por Capacidad de Carga

Como en toda estructura la zapata se encarga de transmitir las cargas verticales hacia el suelo, ésta misma recibe presión hacia arriba por parte del suelo sobre el cual descansa. Esta presión se la conoce como presión de contacto y se supone que se encuentra distribuida alrededor de la zapata, aunque en realidad la distribución de esta presión de contacto tiende a variar de acuerdo al tipo de suelo.

En la figura 3 se puede notar la distribución no uniforme de la presión de contacto, en donde existe una presión máxima que se genera en la punta del muro (q_{punta}) y la mínima en el talón ($q_{talón}$), lo que quiere decir que el muro se encuentra cargado excéntricamente, aunque esto no es recomendable porque se puede tener inclinaciones no deseadas es lo más común dentro de los diseños de muros de contención.

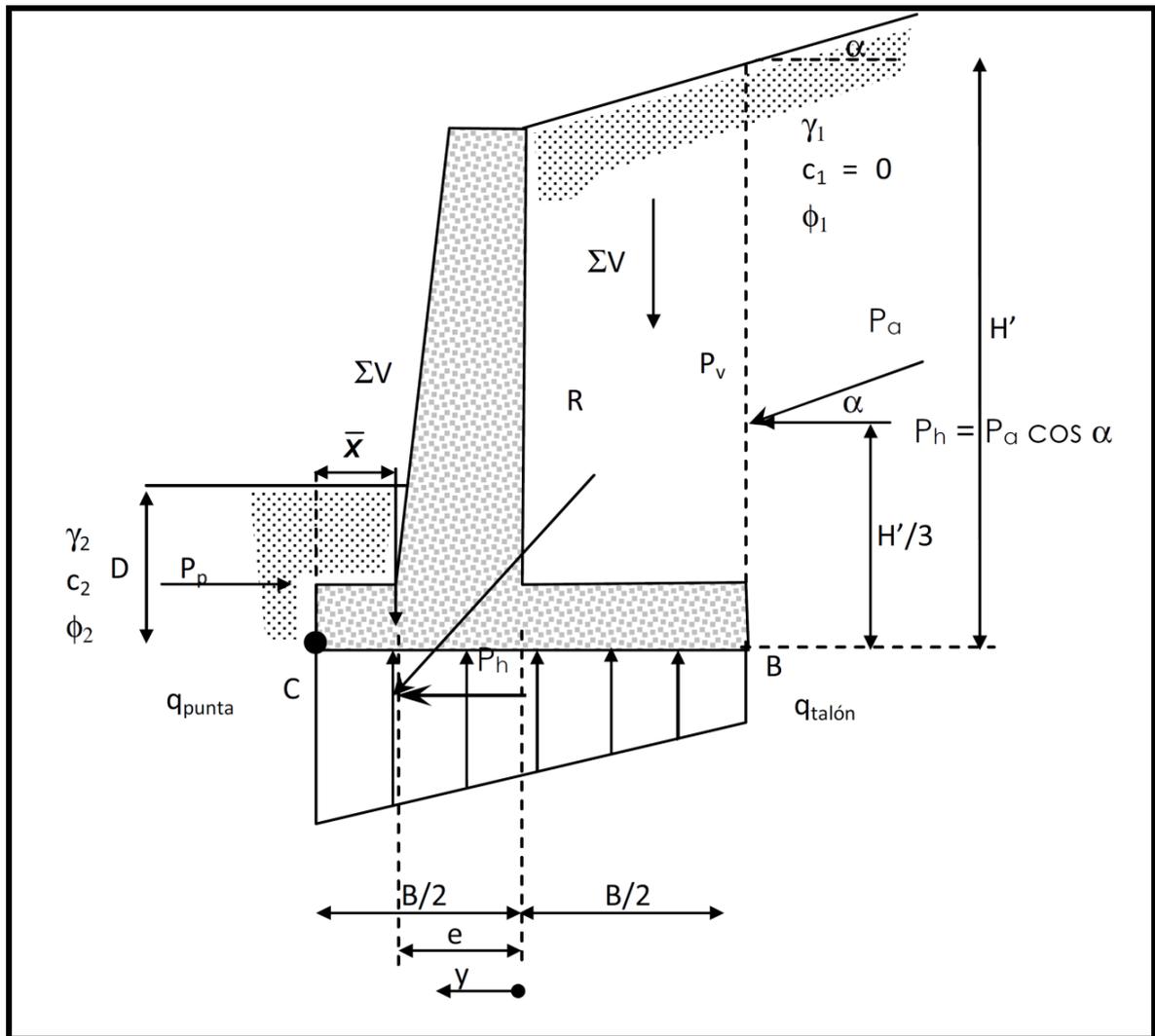


FIGURA 3.- Revisión de falla por capacidad de carga.

Fuente: "Guía de Geotecnia Parte II", Carmen Esparza (2009), pág. 14

Para determinar las magnitudes de q_{punta} y $q_{talón}$, lo primero que se debe tomar en cuenta que la suma de las fuerzas verticales que actúan en la zapata del muro y la componente horizontal del empuje activo da como resultado una fuerza resultante (Das, 2006):

$$R = \Sigma V + P_a \cos \alpha \quad (15)$$

Al igual existe un momento neto de esas fuerzas:

$$M_{neto} = M_R - M_o \quad (16)$$

El desplazamiento de la fuerza con respecto a centro también llamado excentricidad es igual a (ver figura 3):

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} \quad (17)$$



En donde la distancia \bar{X} viene dado por:

$$\bar{X} = \frac{M_{neto}}{R} \quad (18)$$

La excentricidad e de la fuerza resultante vertical R , medida desde el centro de la base del muro B , no puede no debe exceder del sexto del ancho de ésta. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya va existir presiones de tensión y el suelo no es apto para resistir fuerzas de tracción (Das, 2006).

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (19)$$

Si se utiliza los principios de mecánica de materiales se determina las presiones bajo la losa:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{M_{neto}y}{I} \quad (20)$$

Donde:

ΣV = Sumatoria de las fuerzas verticales (kN) [ver Tabla 3.1].

A = Área de la zapata (m^2)

M_{neto} = Momento neto = $\Sigma V * e$

y = $B/2$ (m)

I = Inercia por unidad de longitud de la sección de la base (m^4) = $\frac{1}{12} 1 * B^3$

Si se sustituye todos los anteriores en la ecuación 18, se tiene:

$$q = \frac{\Sigma V}{B * 1} + \frac{(\Sigma V * e) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} 1 * B^3} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (21)$$

Similarmente:

$$q_{min} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (22)$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina;

$$FS_{capacidad\ de\ carga} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (23)$$

Donde:

$FS_{capacidad\ de\ carga}$ = Factor de seguridad de capacidad de carga este valor no puede ser menor de 3

q_u = Capacidad de carga ultima

APLICACIÓN WEB

El desarrollo de la aplicación se basó en los dos pasos propuestos por Terzaghi y Peck (1967), en donde, la prueba y el error son las principales hipótesis para generar el algoritmo de programación. Mediante la aplicación de la teorías de estabilidad de la estructura, se realizó una aplicación para el sitio web del Laboratorio virtual de Geotecnia, la misma que tiene una extensión aspx.net dentro de Microsoft



Visual Studio 2008, el Framework que utiliza es el 3.50 (Blanco L. M., 2002)

Interface del usuario

La aplicación presenta una interface de usuario amigable que a través de imágenes y botones que se activan secuencialmente, permitirá al usuario de forma sencilla realizar el diseño de una estructura de contención en unos pocos minutos.

Se ha creído conveniente que los cuatro tipos de muros tratados en este

trabajo, se presenten en páginas separadas para una mejor comprensión y fácil entendimiento de la secuencia a seguir al introducir los datos. Por lo tanto se ha creado una página de inicio, en donde se encontrar los tipos de muros diferenciados con imágenes y descripciones propias; e igualmente cada uno cuenta con un manual de usuario que puede ser descargado gratuitamente (ver figura 4)

LABORATORIO DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

DESCRIPCIÓN:
Esta herramienta se ha desarrollado con la finalidad de analizar y diseñar Muros de Contención, aplicando métodos conocidos para el análisis de la presión del suelo como: Rankine y Coloumb. Permittiendonos determinar un prediseño, factores seguridad y un diseño definitivo.

Diagrama	Descripción	Acción
	MURO A GRAVEDAD Los muros de contención a gravedad, son estructuras de contención convencionales de generosas dimensiones que no requieren refuerzo, su estabilidad (resistencia al empuje) depende de su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos (Altura máxima permisible 5 m)	DESCARGAR
	MURO VOLADIZO Los muros de Voladizo también conocido como muros Cantilever son siempre de concreto armado, su estabilidad depende en general del peso suelo que descansa sobre el pie del muro ayudando a impedir el volcamiento, entre mayor sea la longitud de la zapata mayor será la fricción suelo-muro mejorando así la seguridad del muro al deslizamiento (Altura máxima permisible 10 m)	DESCARGAR
	MURO ANCLADO Los muros anclados son estructuras de gravedad, semigravedad o pantalla; que se sostienen mediante anclas pretensadas con bulbos profundos, cuya estabilidad depende de la tensión que existe en cada anclaje, pueden ser utilizados para alturas desde 6 metros hasta 12 metros de altura.	DESCARGAR
	MURO CON PILOTES Los pilotes son estructuras de contención cabezas enterradas en el suelo, las cuales generalmente trabajan con su punta inferior empotrada dentro de un suelo mas firme, y son capaces de resistir cualquier a flexión y cortante. Este método sólo se debe considerar apropiado para deslizamientos poco profundos y cuando los suelos no fluyan entre los pilotes.	DESCARGAR

MANUAL DE USUARIO

Copyright © 2009-2011 ULEG UTPL. All Rights Reserved or Reserved.

FIGURA 4.- Página de Inicio de la Aplicación

Fuente: www.utpl.edu.ec/vleg



En forma general cada página se encuentra dividida en dos partes, la primera parte es para que el usuario ingrese los datos correspondiente al muro y en la segunda parte se presenta los resultados, los mismos que deberán ser convalidados de acuerdo a la experiencia del diseñador (ver figura 5 y 6).

La aplicación web igualmente presenta imágenes dinámicas que van variando de acuerdo a los movimientos que realice el usuario, sirviendo de guía para una mejor comprensión de las variables a ingresar.

A continuación se va a describir cada una de las aplicaciones:

Aplicación de Muros a Gravedad.-

La aplicación web de muros a gravedad es una herramienta destinada al cálculo de estructuras que generan la estabilidad de taludes a través de su propio peso.

El procedimiento que utiliza la aplicación para garantizar la estabilidad, es a través del cálculo de factores de seguridad, en donde se considera que el muro no debe volcarse, no debe deslizarse y que no se produzca un asentamiento de este. Pero no se garantiza al cumplir estas condiciones la estabilidad global de la estructura, es decir que se produzca un fallo el suelo con el muro.

Para iniciar el cálculo de la estabilidad solo se requiere el ingreso de dos tipos de variables, las primeras variables son referentes a las dimensiones del muro y las

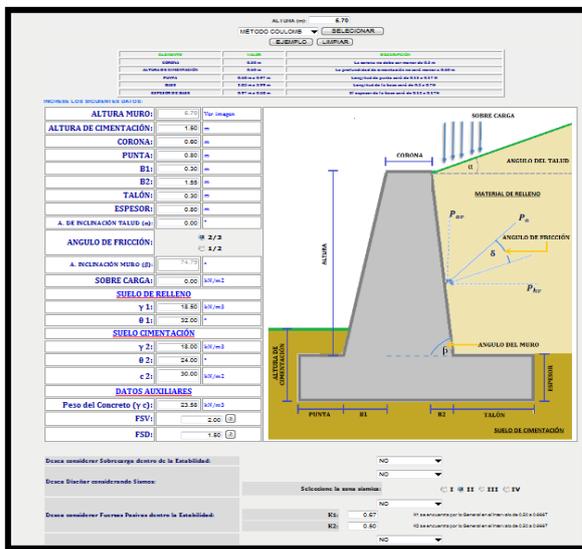


FIGURA 1.- Espacio destinado para el ingreso de datos por usuario (referencia)

Fuente: Autor

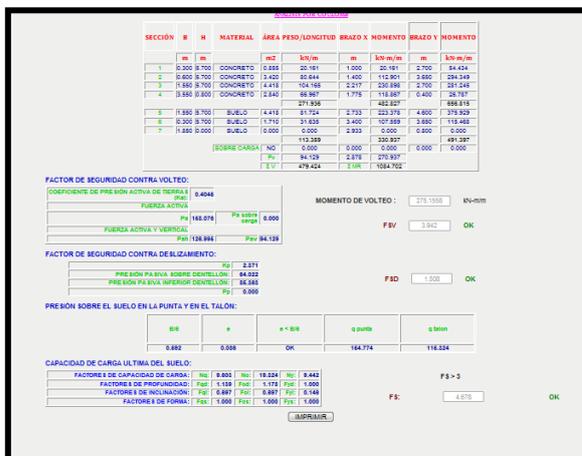


FIGURA 2.- Espacio destinado para presentar datos obtenidos por la aplicación (referencia)

Fuente: Autor



segundas al tipo de suelo. La aplicación solo considera dos tipos de suelo dentro del análisis, el primer tipo de lo suelo es el suelo de relleno por lo general deberá ser granular para implementar los drenajes, y el segundo tipo de suelo se refiere al suelo de cimentación el cual puede ser de características mixtas (cohesivo y no cohesivo).

Aparte la aplicación permite al usuario si desea no considerar fuerzas como sismos, empujes pasivos o la introducción del dentellón.

En cuestión de resultados se presenta el mayor número de datos que la aplicación ha considerado para determinar los factores.

Aplicación de Muros en Voladizo.- la aplicación destinada al cálculo de los muros en voladizo, utiliza el mismo procedimiento que se realiza en los muros a gravedad para determinar la estabilidad. Al ser las estructuras delgadas y altas hay que determinar el refuerzo para que la estructura resista los momentos flectores.

En cuestión de resultados se presenta tablas con los peso y

momentos estabilizadores, todos los factores calculados y además se presenta el área de acero requerida por la estructura en cada una de sus partes. En el diseño del refuerzo se han todas las recomendaciones dadas por la ACI.

Aplicación de Muro Anclados.- con referente a la aplicación de muros anclados, esta presenta una nueva innovación en cuanto al ingreso de la estratigrafía se puede incluir ya el nivel freático y un mayor número de estratos. También permite incluir anclajes, que se distribuyen en un metro lineal de muro (dirección vertical), los que podrán tener propiedades propias o ser similares.

El procedimiento que utiliza la aplicación para determinar el diseño de muros anclados, es a través del cálculo de factores de seguridad al igual que los muros normales, con la única excepción que se considera una fuerza resistente generada por los anclajes.

Una vez cumplida la estabilidad la aplicación pide ingreso de tres datos más, la resistencia a compresión del hormigón, la fluencia del acero y la adherencia límite; con estos datos la



aplicación diseña el anclaje individualmente.

Aplicación de Muros con pilotes.-

esta aplicación presenta dos formas de analizar un pilote; la primera trata del diseño vertical, es decir, la capacidad de carga que soporta el pilote; y la segunda es el diseño horizontal.

La aplicación también permite descargar los resultados en un archivo de texto con extensión “.txt”, el cual tendrá los datos más importantes generados por la aplicación (ver figura .7).

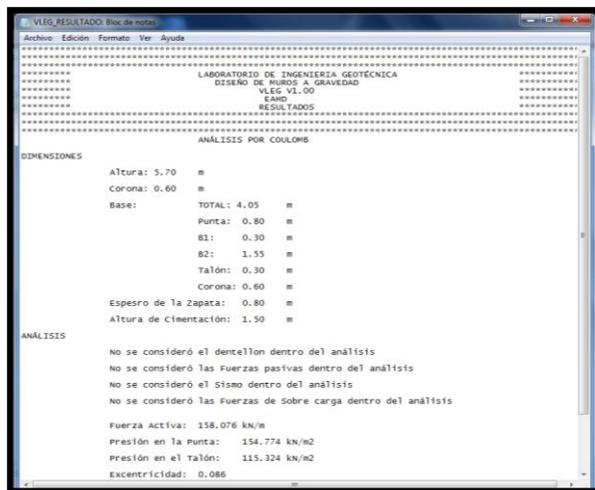


FIGURA 3.- Documento de descarga

Fuente: Autor

La aplicación cuenta en total con cuatro manuales de usuario uno para cada tipo de muro, que pueden ser descargados abiertamente, en formato PDF y cada uno cuenta con

descripción de las variables, proceso para ingreso de datos e interpretación de resultados.

PRUEBA DE LA APLICACIÓN

Los resultados obtenidos por la aplicación son comparados con:

- Dos ejemplos tomados del libro “Principios de INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”.
- Dos ejemplos desarrollados en las guías de estudio que se facilitan en la carrera de Ingeniería Civil.

En donde se obtuvieron los siguientes resultados:

TABLA 1.- Comparación de resultados – MUROS A GRAVEDAD.

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	3.842	3.844
Factor de Seguridad contra deslizamiento	3.097	3.096
Factor de Seguridad de la capacidad de carga	4.550	4.552

Fuente: Autor



TABLA 2.- Comparación de resultados - MUROS EN VOLADIZO

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	2.977	2.980
Factor de Seguridad contra deslizamiento	2.729	2.728
Factor de Seguridad de la capacidad de carga	3.039	3.043

Fuente: Autor

TABLA 3.- Comparación de resultados – MUROS ANCLADOS

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Factor de Seguridad contra el volteo	13.92	13.955
Factor de Seguridad contra deslizamiento	1.57	1.571
Sección de tirante	4.12 cm ²	4.41 cm ²
Longitud de Bulbo	38 cm	39.14 cm
Diámetro de Bulbo	102.40 cm	100.64 cm

Fuente: Autor

TABLA 4.- Comparación de resultados – MUROS CON PILOTES Carga por punta

DESCRIPCIÓN	CALCULO MANUAL	CALCULO DE LA APLICACIÓN
Capacidad de carga por punta		
Método de Meyerhoff	1 981.19	1 976.65
Método de Vesic	729.59	727.67
Método de Jambu	940.119	937.92
Método de la Norma Española	807.52	811.23

Fuente: Autor

En las cuatro tablas se puede observar que existe una variación mínima, inclusive existe una variación en algunos datos en el tercer decimal. Por lo cual se puede concluir que los resultados son aceptables y la aplicación funciona correctamente. Para las variaciones mayores a una unidad, se las puede atribuir a la cantidad de números decimas utilizados en el cálculo.

CONCLUSIONES

- Para iniciar siempre un cálculo de una estructura de contención el primer paso es conocer la presión de tierras, y las teorías más



aceptadas son la de Rankine y la de Coulomb.

- Las teorías de Rankine y Coulomb son muy efectivas al considerar suelos residuales, por lo que sus resultados son muy alejados de la realidad.
- En una estructura de contención que funciona a gravedad (muros a gravedad), el peso es el principal agente estabilizador.
- El factor de seguridad de 3 por la capacidad de carga no garantiza que el asentamiento de la estructura se encuentre en los límites tolerables.
- Los factores de seguridad contra el deslizamiento o el volcamiento no son fijos sino pueden variar de acuerdo a la experiencia o al sector en el que se va implementar la estructura.
- Las propiedades del suelo retenido son muy importantes ya estas determinan los valores de presiones de las presiones de tierra que se generan, siendo datos muy sensibles que no se debe tomar a la ligera.
- La aplicación tiene un algoritmo secuencial sencillo de ser modificado en el momento de ser

requerido. El mismo que ha sido escrito en código Basic.

- La aplicación en la web trabaja con la versión del Framework 3.5, la misma que puede ser cambiada si fuera el caso.
- La aplicación web está destinada para la determinación de estabilidad de la estructura de contención, y no para un análisis de estabilidad global suelo estructura.
- La aplicación depende de los datos que introduce el usuario, al ser estos datos imprecisos no se puede asegurar tener una estabilidad de la estructura.
- La aplicación reduce en un 60 % en el tiempo de diseño en estructura de contención, siendo una ganancia este tiempo.

RECOMENDACIONES

- La presiones mínimas nunca podrá ser negativa ($e > B/6$), ya que se genera un esfuerzos de tensión y el suelo no es capaz de resistir es tipo de fuerzas.
- Dentro de la aplicación en el momento de considerar sobrecargas, siempre considerar una sobre carga uniformemente distribuida. Al no tener este tipo de



sobrecarga colocar un valor equivalente.

- Que las propiedades de los suelos sean obtenidos mediante análisis de laboratorio, ya que un dato erróneo puede generar algún tipo de inconsistencia dentro del cálculo de la estabilidad de la estructura.
- Seguir las imágenes que se encuentra en la aplicación, ya que estas puede resolver alguna inquietud de los datos a ingresar.
- No quedar con el primer diseño que ha cumplido las condiciones, sino probar comprobar con otras soluciones para tener una mejor visión de la solución.
- Leer el manual de usuario antes de comenzar a utilizar la aplicación para evitar posibles errores.
- Se puede completar la aplicación agregándole una opción que determine la estabilidad global de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- Angeli, Pontoni, & Gasparetto. (1996). *Estructuras de Contención o Anclaje Cap. 14*.
- Blanco, L. M. (2002). *Programación en Visual Basic.NET*. Madrid (España): Grupo EIDOS.
- Braja M. Das. (2007). *FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA*. Mexico: Thomson Editores.
- Calavera, J. (2000). *Muros de Contención y Muros de Sótano* (Tercera ed.). Madrid, España: INTEMAC.
- Colegio de Ingenieros de Caminos, Canles y Puertos. (2005). *Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control e anclajes al terreno*. Madrid.
- Crespo Villaza, C. (2004). *MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES* (Quinta ed.). México: LIMUSA S.A.
- Das, B. M. (2006). *PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES* (Quinta ed.). México: Thomson Editores.
- Dirección General de Carreteras. (2003). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno* (Segunda ed.). Madrid, España.
- Dirección General de Carreteras. (2009). *Guía de Cimentaciones en obras de Carretera*. Madrid, España.
- Esparza, C. (2009). *Guía Didáctica de Geotecnia Parte II*. Loja: No publicado.
- Esparza, C., Zárate, B., Guanín, J., & Tapia, Á. (2008). *GUÍA DE PREPARACIÓN PARA EL PROGRAMA DE CERTIFICACIÓN VIAL (PCV)*. Loja.
- Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas.
- González Caballero, M. (2001). *El terreno*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).



GUEVARA, M. (2008). TALLER #1
MUROS DE CONTENCIÓN.
Guayaquil, Guayas, Ecuador.

Recuperado el 11 de Marzo de
2011, de
<http://www.erosion.com.co/>

SANHUEZA PLAZA, C. X. (2008).
CRITERIOS Y PARÁMETROS DE
DISEÑO PARA PANTALLAS
CONTINUAS EN MADRID. Madrid:
Tesis Doctoral.

Suárez, J. (2003). *Deslizamientos -
Técnicas de Remediación* (Vol. II).
Colombia.

Suárez Díaz, J. (2010). *Sito Web del
Ingeniero Jaime Suárez.*

Suárez, J. (2003). *Método para el análisis
de estabilidad, Cap4.*