

62 P08

690X587 EJC

690.

Muros

Pilotes

Excel - Diseño

690.12.

---

690

690X587 C.  
FBS Job9



**UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA**  
*La Universidad Católica de Loja*

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“MUROS DE CONTENCIÓN CON PILOTES”**

**TESIS DE GRADO PREVIA  
LA OBTENCION DEL  
TITULO DE INGENIERO  
CIVIL**

**AUTORA:**

**MARÍA JOSÉ ZÚÑIGA MACAS**

**DIRECTOR:**

**ING. VINICIO SUAREZ.**

**LOJA – ECUADOR**

## CERTIFICACIÓN

Ing. Msc. Vinicio Suárez Chacón

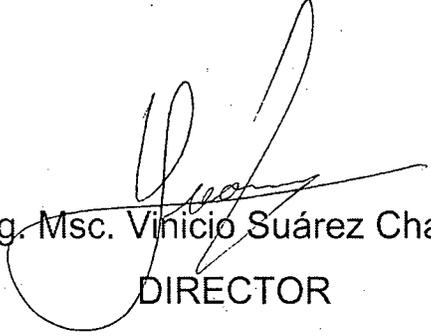
Director de la Unidad Civil Geología y minas de la Universidad  
Técnica Particular de Loja

### CERTIFICO:

Que he dirigido la presente tesis desde su inicio hasta su culminación, la misma que se encuentra científica y reglamentariamente en condiciones de presentarse para la graduación del postulante.

Por lo expuesto, autorizo su presentación, disertación y defensa.

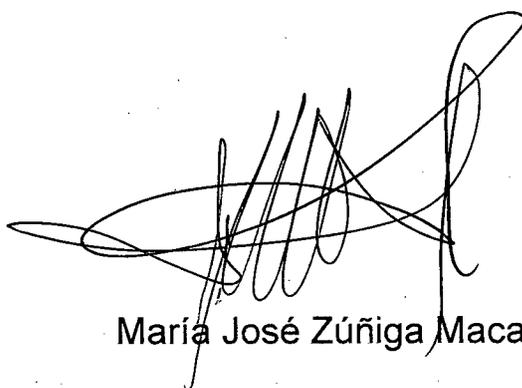
Loja, 10 de septiembre del 2006



Ing. Msc. Vinicio Suárez Chacón  
DIRECTOR

## CESIÓN DE DERECHOS

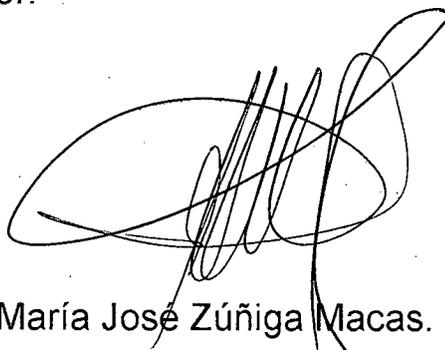
Yo, María José Zúñiga Macas, declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del estatuto orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: "Forman parte del patrimonio de la Universidad y propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos ó técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional operativo de la universidad".

A handwritten signature in black ink, consisting of several overlapping loops and lines, positioned above the printed name.

María José Zúñiga Macas.

## AUTORIA

El proceso realizado en la investigación, análisis, cálculos, resultados y conclusiones obtenidos en la presente tesis, son de exclusiva responsabilidad del autor.



María José Zúñiga Macas.  
AUTORA

## **AGRADECIMIENTOS.**

Deseo expresar mi gratitud a la Universidad Técnica Particular de Loja, soporte ineludible de la cultura de Loja y el país, a sus autoridades y docentes investigadores de la Escuela de Ingeniería Civil, al Ing. Msc. Vinicio Suárez por su acertada y oportuna dirección así como su valioso aporte en el desarrollo de la investigación.

Debo puntualizar mi agradecimiento por la colaboración paciente y silenciosa de mis familiares a todas las personas que de una u otra manera han contribuido con su aporte en la culminación de mi trabajo de investigación.

LA AUTORA

## **DEDICATORIA**

Con mucho amor, deseo dedicar mi esfuerzo primeramente a Dios por ser la luz que guía mi vida y la fuerza para seguir adelante; a mis Padres Efraín y María quienes me han inculcado el deseo de superación y me han enseñado que siempre debe flamear la bandera del amor, sacrificio y superación.

A mis hermanos Alex Miguel, Jhandry Renato, María Belén, Wilson Israel por el apoyo y confianza depositados en los momentos más duros de mi vida.

A mi abuelita, tías, tíos, primos, que colaboraron para culminar mis estudios universitarios.

**MARIA JOSE**

## INDICE

	Página
CERTIFICACIÓN.....	ii
CECIÓN DE DERECHOS.....	iii
AUTORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
DEDICATORIA.....	vi
INDICE.....	vii
SIMBOLOS UTILIZADOS.....	x

### CAPITULO I.

#### DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

1.1 Introducción.....	2
1.2 Objetivo y Metodología.....	2
1.3 Aplicación de la Investigación.....	3

### CAPITULO II.

#### MUROS DE CONTENCIÓN CON PILOTES.

2.1 Resumen.....	4
2.2 Muros con Pilotes.....	5
2.3 Clases de Muros con Pilotes .....	6
2.3.1 Tipo Cantiliver sobre Pilotes .....	6
2.3.2 Muros con una sola ancla .....	7
2.3.3 Muros Apuntalados.....	8
2.4 Elementos que componen los Muros con Pilotes .....	8
2.4.1 Pilotes.....	8
2.4.2 Anclas .....	9
2.5. Selección del tipo de Muro .....	10
2.6. Metodología de Diseño .....	10
2.7. Ejemplo de Aplicación .....	11

2.7.1. Procedimiento de diseño.....	11
2.7.2. Recomendaciones para el diseño de muros.....	12
2.7.3. Flujo grama de diseño.....	13
2.8. Diagramas de Presión debido al suelo y sobrecarga y sismo.....	13
2.8.1. Presiones debido al suelo.....	13
2.8.2. Presiones debido a sobrecarga.....	14
2.8.3. Presiones debido a fuerzas sismicas.....	15
2.9. Comparación de resultados.....	17
2.10. Ventajas y Desventajas del sistema constructivo.....	19
2.11. Conclusiones.....	19
2.11. Referencias.....	20

**CAPITULO III.**  
**HINCADO DE PILOTES.**

3.1. Generalidades.....	22
3.2. Análisis Dinámico de la capacidad resistente del pilote.....	22
3.3. Fórmula para el hincado de pilotes .....	22
3.4. Carga axial máxima.....	22
3.4.1. Análisis Estructural.....	23
3.5. Cálculo de la Carga Crítica.....	24
3.3.1. Cálculo de la Inercia para pilote HEB 300.....	24.
3.3.2. Determinación de la maza para pilote HEB 300.....	26
3.3.3. Cálculo de la Inercia para pilote HEB 100.....	27
3.3.2. Determinación de la maza para pilote HEB 100.....	28
3.6. Capacidad última del pilote considerando la falla del suelo .....	28
3.6.1. Capacidad de carga en la punta del pilote .....	29
3.6.1. 1. Cálculo del esfuerzo vertical .....	30
3.6.1. 2. Cálculo de la sección transversal (Ap).....	31
3.7. Resistencia por fricción(Qs).....	34
3.8. Capacidad última de carga del pilote (Qu).....	36
3.9. Comportamiento del Pilote durante el Hinca.....	37

## CAPITULO IV.

### CONCLUSIONES.

4.1. Conclusiones.....	39
4.2. Recomendaciones.....	39

## CAPITULO V.

### ANEXOS.

5.1. Descripción del diseño del muro anclado.....	41
5.2. Diseño de Muro a Gravedad y Cantiliver .....	52
5.3 Tablas.....	59
5.4. Referencias Bibliográficas .....	62

## SÍMBOLOS UTILIZADOS.

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
$\Phi =$	Angulo de fricción interna del suelo en grados ( $^{\circ}$ ).
$\mu =$	Coefficiente de fricción del suelo.
$K_a =$	Coefficiente de presión activa.
$K_p =$	Coefficiente de presión pasiva.
$f =$	Factor de ajuste.
$P_A =$	Presión actuante en el punto A en $\text{kg/m}^2$
$P_{A1} =$	Presión actuante en el punto A1. en $\text{kg/m}^2$
$y =$	Altura en la cuál se produce un cambio en el diagrama de presiones del suelo. en m.
$P_C =$	Presión actuante en el punto C en $\text{kg/m}^2$
$P_E =$	Presión en el punto E ( $\text{kg/m}^2$ )
$P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_7 =$	Presiones debido a sobrecarga.
$D =$	Profundidad hincamiento del pilote.
$\Sigma M_T =$	Sumatoria de momento debido al suelo.
$D_w =$	Profundidad del bloque en el que actúa la presión $P_B$ .
$T =$	Fuerza ejercida por ancla para mantenerse en equilibrio por metro.
$T_{TOTAL} =$	Fuerza ejercida por el ancla para mantenerse en equilibrio en toda la longitud.
$\Sigma M_{Tc} =$	Momento máximo, chequeo del momento cerca de T del cantiliver.
$V_0 =$	Cortante cero.
$P_{Vs} =$	Presión cerca del punto de cortante cero debido al suelo.
$P_{Vsc} =$	Presión cerca del punto de cortante cero debido a sobrecarga.
$M_{Ts} =$	Momentos debido al ancla y suelo.
$M_{comb} =$	Momentos combinados cuando asumimos sección no compacta.
$S_{requerido} =$	Módulo requerido.
$M_{max} =$	Momento máximo aplicado al diseño de la pared del muro.
$W =$	Carga resultado de la sumatoria de la presión del suelo y la sobrecarga en el punto A1.

<b>V=</b>	Chequeo al cortante.
<b>V' =</b>	Cortante final.
<b>Fu =</b>	Fuerza última.
<b><math>\Phi</math>tronco=</b>	Diámetro del tronco o perforación.
<b>F =</b>	Fuerza
<b>RFpp=</b>	Resistencia friccional unida por metro.
<b>Ln=</b>	Longitud necesaria.
<b>FS=</b>	Factor de seguridad.
<b>Aajustado=</b>	Ancho ajustado

# CAPÍTULO I

## CAPITULO I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día nuestra ciudad experimenta un cambio radical en lo que se refiere a la construcción de: edificios de grandes alturas, centros comerciales, ampliación de carreteras, lo que obliga a los Ingenieros Civiles así como a las personas dedicadas a la construcción el investigar y proponer soluciones que garanticen tanto la estabilidad del suelo del área en construcción como de los terrenos circundantes.

La ciudad de Loja en general posee suelos con buenas características desde el punto de vista constructivo se pueden realizar excavaciones de 4m o 5 m sin que se presenten deslizamientos (derrumbes). Los muros con pilotes se presentan como una solución factible cuando se desea que los subsuelos de las obras que se están construyendo tengan una mayor profundidad; por lo que se debe dar mayor estabilidad a la obra con muros gravedad y cantilever, pero para la construcción de estos muros se requiere realizar excavaciones lo que desestabilizaría el suelo, mientras que el método constructivo de los muros con pilotes es de arriba hacia abajo. Por lo antes expuesto con el fin de contribuir con nuevas ideas se ha creído conveniente realizar la investigación **“Muros de Contención con Pilotes”**.

### 1.2 Objetivos, Metodología :

El objetivo principal de esta investigación es el recopilar información bibliográfica de los métodos de diseño y construcción de los muros de contención con pilotes.

La metodología empleada para el presente estudio se resume en lo siguiente:

Se realizó: la recopilación de información del fundamento teórico necesario para el diseño de los muros con pilotes; como las clases de muros con pilotes, así como materiales que puedan ser utilizados para este fin. Se diseñaron hojas de cálculo en Excel para el diseño de los tres tipos de muros seleccionados en las que se incluye un análisis de precios unitarios entre los dos tipos de muros más construidos en nuestro medio como son a Gravedad, Cantilever y Muros con Pilotes con lo que se obtuvo una relación Costo / Beneficio.



Se realiza el cálculo de la masa con la que los pilotes podrán ser hincados así como el análisis de las presiones originadas debido a sismos.

### 1.3 Aplicación de la Investigación :

El estudio revelos que los muros de contención con pilotes tiene gran aplicabilidad cuando:

- Debido a las características del suelo como la densidad del suelo; capacidad portante del mismo no permite realizar excavaciones.
- La topografía del sector es un talud de gran pendiente en el que no se podría realizar cortes al momento de ampliar una carretera.
- En el sector céntrico de la ciudad cuando se requiera construir subterráneos.

# CAPÍTULO II

**MUROS DE CONTENCIÓN CON PILOTES.**  
**MARÍA JOSÉ ZÚÑIGA<sup>1</sup>, ING. VINICIO SUAREZ CHACÓN<sup>2</sup>**

(Artículo Publicado en la Primera Conferencia Ecuatoriana de Ingeniería Geotécnica y Ambiental para Ingenieros Jóvenes y Estudiantes. (PCEIGA))

**2.1**

**RESUMEN.**

En muchas ocasiones cuando se requiere realizar construcciones como: subterráneos, ampliar una carretera (b), o estabilizar un talud (a) es muy común utilizar muros de contención a gravedad o cantiliver, lo cuál afecta la estabilidad del terreno en el que se va a construir, así como el circúndate. Con esta investigación se pretende dar solución a este tipo de problemas mediante la aplicación de otras técnicas constructivas; para lograr este objetivo se ha recopilado información bibliográfica acerca del diseño y construcción de "Muros de Contención con Pilotes" así como un análisis comparativo de costos.

El proyecto se encuentra realizado de tal manera que se le pueda proporcionar al constructor una guía que le permita tener información acerca de: el fundamento teórico necesario en el que se muestra las clases de muros con pilotes, así como materiales que pueden ser utilizados para este fin; se muestran también ejemplos demostrativos de diseño de los muros explicando paso a paso el procedimiento de cálculo.

Se diseñaron hojas de cálculo en Excel para el diseño de los tres tipos de muros en las que se incluye un análisis de precios unitarios entre los dos tipos de muros más comunes como son a Gravedad, Cantiliver, y Muro con Pilotes lo cual permitirá establecer una relación de Costo/Beneficio.

---

<sup>1</sup> Estudiante de la Escuela de Ingeniería Civil, U.T.P.L., [mjzuniga@utpl.edu.ec](mailto:mjzuniga@utpl.edu.ec)

<sup>2</sup> Ing. Civil, Msc., Director de la investigación, Director de la UCG-U.T.P.L., [vasuarez@utpl.edu.ec](mailto:vasuarez@utpl.edu.ec).

El estudio reveló que el sistema investigado puede ser de gran aplicabilidad cuando las características del suelo no permiten realizar excavación, y el costo de construcción no es elevado. Con esta investigación se pretende incentivar el uso de este sistema de muro.

**PALABRAS CLAVES:** Muros de contención con pilotes, estabilidad de suelo, hincamiento, deslizamientos, nivel freático.

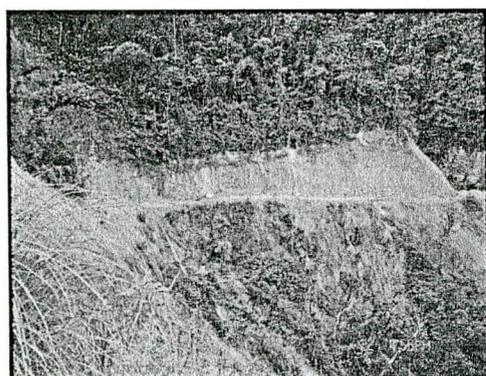


Fig.a) Ampliación de Carreteras

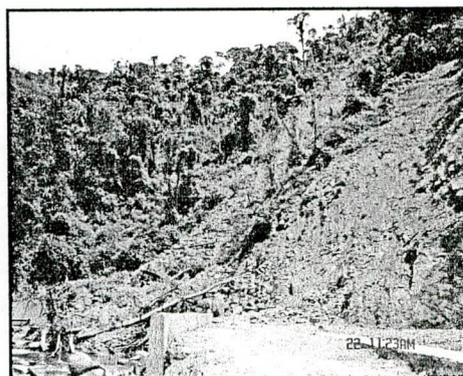


Fig.b) Estabilizar Taludes

### 2.2 Muros con Pilotes:

Son estructuras esbeltas, cuyo propósito es el ejercer una fuerza de contención hacia la masa inestable de suelo; los muros con pilotes basan su capacidad en la forma de resistir cargas laterales.

La forma de funcionamiento del muro a gravedad, cantilever, de pilotes, son considerablemente diferentes pues el muro con pilotes trabaja debido a la fricción existente entre el suelo y el elemento; e internamente se encuentra sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.

En la figura (1) se muestra un muro con pilotes en donde: S es la luz entre pilotes, D es la profundidad de penetración entre pilotes; y H es la altura libre del pilote o denominada también cuerpo del muro.

Según Caltrans en su publicación Bridge Design Specifications [1]. Este tipo de muros se diseñan para resistir los empujes laterales del suelo, empuje del agua, los

efectos de sobrecarga, el peso propio del muro y casos especiales como terremotos.

Se diseñan para una vida de servicio basada en la consideración de los efectos potenciales a largo plazo, por ejemplo deterioración de cada uno de los materiales que componen los muros, si se diseñan para una vida de servicio de 50 años se denominan permanentes, y si se los diseña para una vida de servicio mínima de 5 años se denominan temporales.

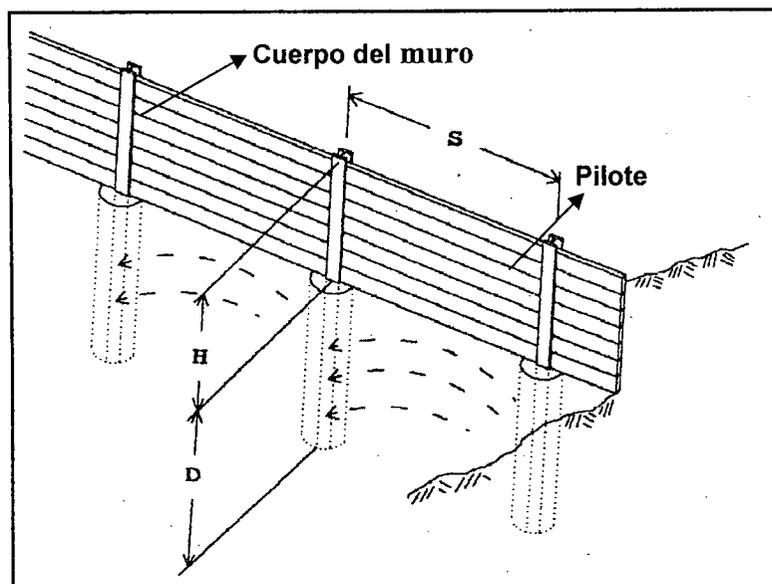


Fig.1) Muro con Pilotes.

### 2.3. CLASES DE MURO CON PILOTES:

#### 2.3.1. Tipo Cantiliver sobre pilotes:

Tiene su aplicabilidad en suelos granulares, es el más fácil al momento de construir debido a que se encuentra conformado únicamente por pilotes y el cuerpo del muro. Existen dos casos típicos para los muros tipo cantiliver el primero (fig.2a) cuando la sobrecarga se encuentra aplicada a una distancia ( $L_0$ ) de la cara del pilote, y el segundo (fig.2b) cuando la sobrecarga se encuentra aplicada directamente sobre el pilote.

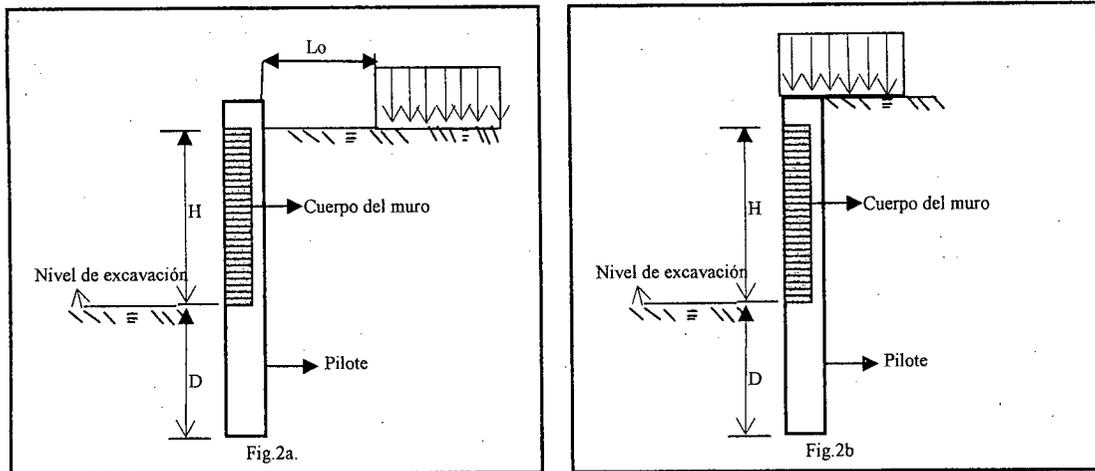


Fig.2 Cantiliver sobre Pilotes

## 2.3.2. Muros con una Solo Ancla:

Los muros con una sola ancla (fig.3) son sistemas de apuntalamiento fijo, en los que se colocan barras generalmente de acero en perforaciones realizadas con barrena en los que posteriormente se inyecta cemento (groutt), se utiliza hierro de alta resistencia con diámetros que varían desde  $\frac{1}{2}$ " a 1", la ventaja es que proporciona un mayor apoyo lateral al suelo, este tipo de muros es aplicable en suelo de tipo arcilloso.

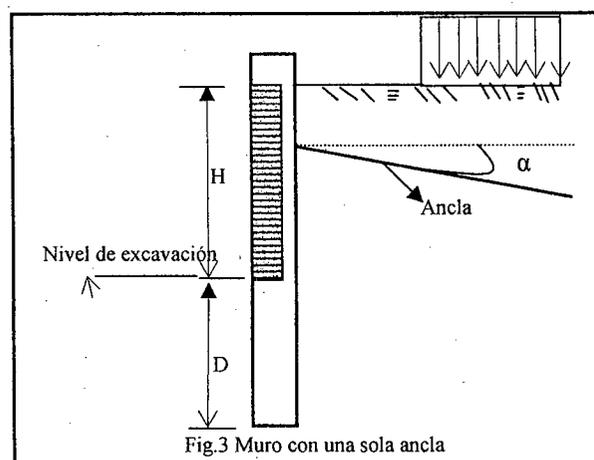
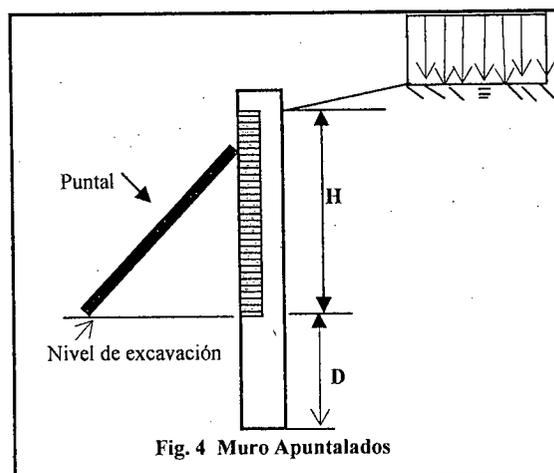


Fig.3 Muro con una sola ancla

### 2.3.3. Muros Apuntalados:

Todo muro se encuentra diseñado con movimientos aceptables de volcamiento en la pared, cuando existen terrenos con topografía irregular los tipos de muros mencionados anteriormente no permiten cumplir esta condición; para solucionar tal inconveniente se utilizan un puntal (fig.4) que cumple las funciones de un elemento sostenedor el cuál se lo puede ubicar de manera temporal o permanente de acuerdo a la vida útil que se le de al muro. Tiene su aplicabilidad en suelos expansivos.



### 2.4.- ELEMENTOS QUE COMPONEN LOS MUROS CON PILOTES.

#### 2.4.1. PILOTES:

Son elementos estructurales verticales que generalmente se construyen con elementos prefabricados, generalmente de acero, que se hincan en el terreno mediante una máquina llamada pilotera; esta tiene un martinete que los golpea hasta que se llega a la profundidad (D) especificada en el proyecto.

Los pilotes deben ser resistentes a la corrosión y soportar el hincamiento. En la figura 5 se muestran dos tipos de vigas existentes en nuestro medio y que de acuerdo a la investigación pueden ser utilizadas como pilotes anexo (1).

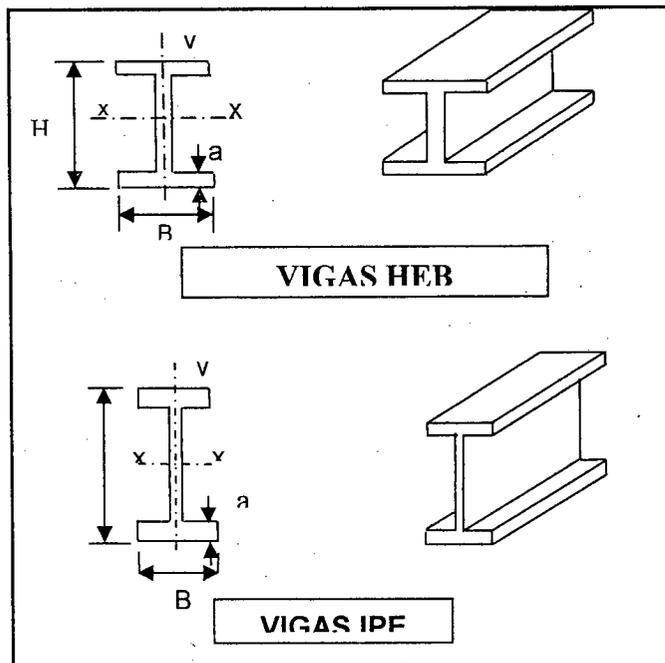


Fig. 5 Pilotes.

#### 2.4.2. ANCLAS:

Son elementos estructurales generalmente constituidos por barras de acero (fig.6), las cuales transmiten fuerzas de tensión y funcionan debido a la fricción existente entre suelo-elemento, las anclas se colocan dentro de una perforación, en la que se inyecta posteriormente una lecha de cemento (grout) para unir la varilla a la masa del suelo y proporcionar un mayor apoyo lateral al suelo evitando los deslizamientos del mismo. Los anclajes pueden ser de tipo: Permanente si se utilizan barras de acero u hormigón pre-esforzado o temporal si el material es varilla de acero corrugado

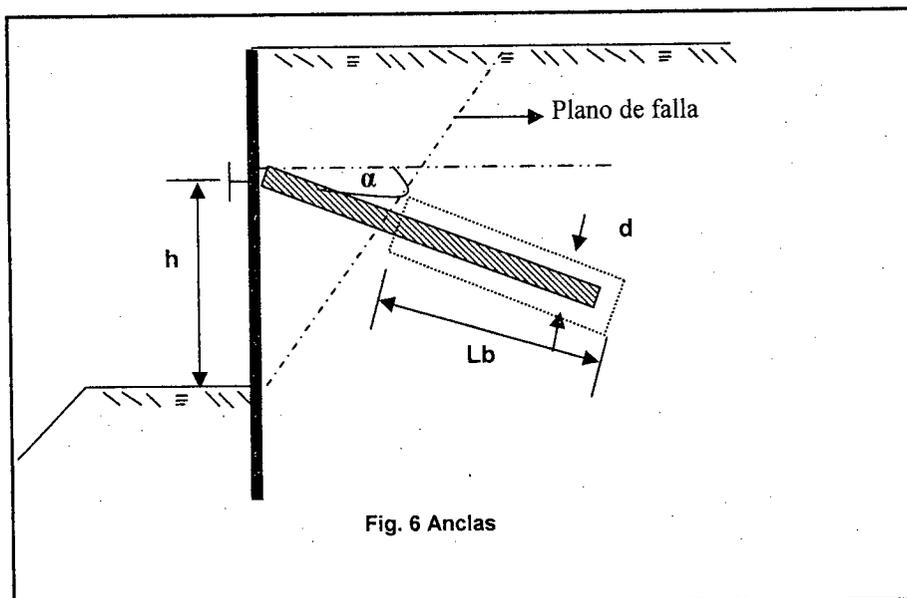
En la figura 6 se muestran cada uno de los parámetros a considerarse para el diseño del anclaje entre los cuales tenemos:

$\alpha$  : Angulo de inclinación; mínimo del ancla desde la horizontal, normalmente se encuentra entre  $10^\circ - 15^\circ$  pero se puede considerar como mínimo  $5^\circ$  esto para facilidad del vertido del grout

$d$  :  $\Phi$  de perforación para el ancla.

$\psi$ : Ángulo asumido entre el plano de falla y la vertical varía entre  $20^\circ-35^\circ$  dependiendo del tipo del suelo.

$L_b$ : Longitud efectiva del ancla.



## 2.5. SELECCIÓN DE TIPOS DE MUROS:

La selección del muro apropiado es basado mediante la profundidad adecuada o requerida, la presencia de deletéreos, factores medioambientales, las exigencias físicas particulares y la geometría del sitio, la estética deseada, el método constructivo, el mantenimiento, y su costo

## 2.6. METODOLOGÍA DE DISEÑO:

Para el diseño de este tipo de muros, nos hemos basado en la **Metodología AASHTO** [2], la cuál nos proporciona Normas y Especificaciones para diseñar pilotes, este método permite la inclusión de sobrecargas así como el análisis del efecto del arqueado del suelo (f).

El método de AASHTO indica que el ancho del pilote puede ser ajustado de uno a tres veces el ancho efectivo del pilote. Entendiéndose por ancho efectivo a la dimensión del pilote tomada paralela a la línea de la pared

El criterio para diseñar las estructuras es ajustar el ancho del pilote 0,08 veces el ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ) el cual debe ser mayor o igual a tres veces el ancho efectivo del pilote, asegurando así que estos no excedan el espaciamiento entre pilotes.

$$A_{ajustado} = 0.08 * \phi \quad (1)$$

$$f = \frac{\text{capacidad de anclaje pasivo} * \text{ancho efectivo del pilote}}{\text{espaciamiento entre pilotes}} \quad (2)$$

## 2.7. EJEMPLO DE APLICACIÓN:

Se requiere diseñar un muro de contención el que deberá evitar el deslizamiento del talud (fig.7) provocado por la excavación a realizarse para la ampliación de la carretera de acceso a la captación de agua de la ciudad; el tipo de suelo es una arena pobremente graduada (SP), posee un ángulo de fricción interna de  $19^\circ$ , la capacidad admisible del suelo es  $1.15 \text{ t/m}^3$  la altura del suelo de relleno que se desea sostener es de 3m, cabe indicar que estos datos fueron proporcionados por el laboratorio de Geotécnica de los laboratorios U.C.G.

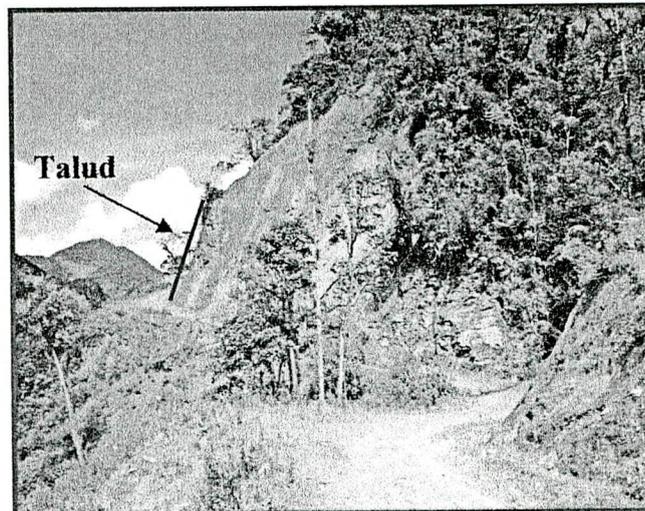


Fig. 7 Vista del sector.

### 2.7.1. Procedimiento de Diseño:

Para proceder al diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro se debe:

- Escoger el tipo de muro a emplearse.
- Dibujar a escala la topografía en perfil de la sección típica del muro (fig. 7a).
- Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro.
- Conocidas las propiedades de resistencia del suelo se escoge la teoría de presiones que en este caso se utilizó para Presiones debido al suelo (fig.8) la teoría

de Rankine y Coulomb, y para presiones debido a sobrecarga (fig.9) el método basado en la teoría de Boussinesq, luego se genera el diagrama de presiones para los dos casos suelo y sobrecarga.

e. Calcular los factores de seguridad:

- Factor de seguridad contra volcamiento.
- Factor de seguridad contra deslizamiento de la cimentación

f. Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos de a hasta e, si son satisfactorios se procederá con el diseño.

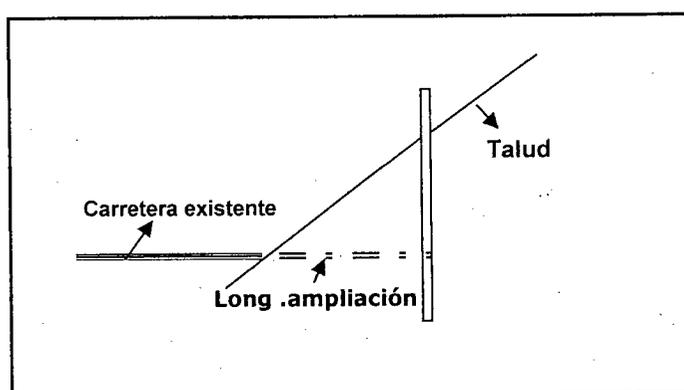


Fig. 7a Perfil de la Sección Típica del muro

### 2.7.2. Recomendaciones para el diseño de muros con pilotes:

- a. Deseablemente la carga en la base debe estar concentrada dentro del tercio medio para evitar esfuerzos de tracción.
- b. Para volcamiento en muros permanentes debe especificarse un factor de seguridad de 2.0 o mayor.
- c. Para deslizamiento debe especificarse un factor de seguridad de 1.5 o mayor.
- d. El análisis estructural es similar al de una viga con cargas repartidas.
- e. Debe conocerse previamente al diseño, el tipo de suelo que se empleará en el relleno detrás del muro.

Adicionalmente a este procedimiento se muestra el siguiente flujo grama, con el que se pretende sistematizar el procedimiento anterior:

### 2.7.3. FLUJOGRAMA DE DISEÑO:

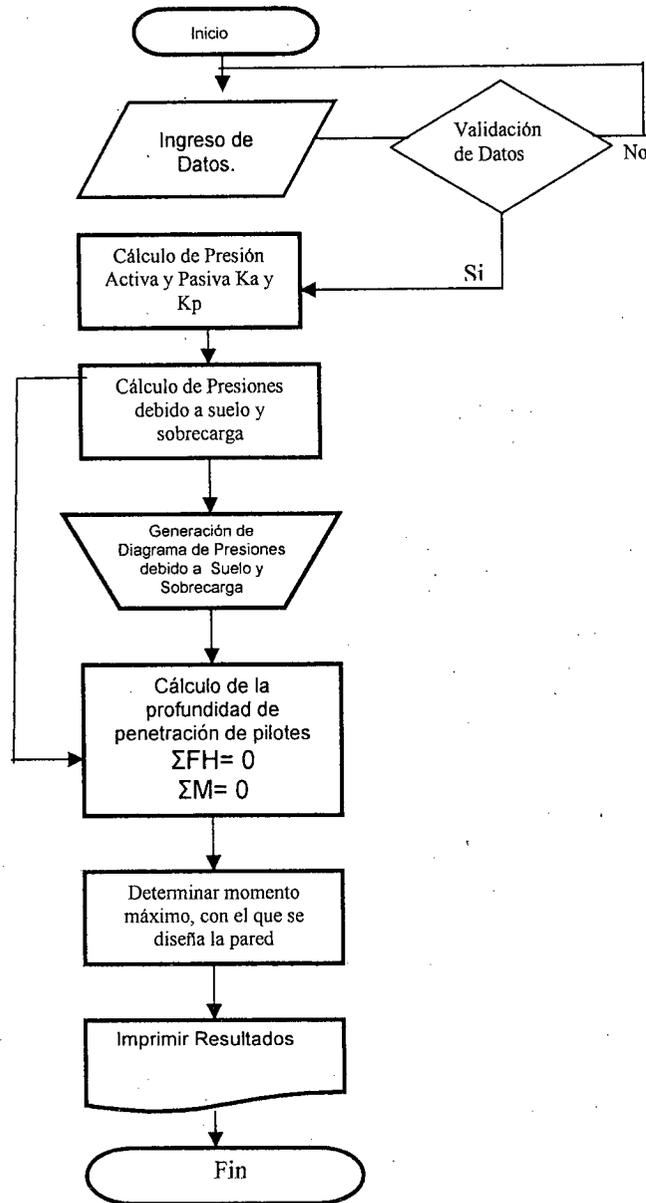


Fig. 9 Diseño de Pared y Pilotes.

### 2.8. DIAGRAMAS DE PRESIÓN DEBIDO A SUELO, SOBRECARGA Y SISMO:

#### 2.8.1. PRESIONES DEBIDO A SUELO:

Para poder determinar el valor de las presiones es necesario conocer los coeficientes de presión activa y pasiva del suelo (Ka y Kp) respectivamente, estos

valores lo determinamos mediante la teoría de Coulumb y Rankine que son las fórmulas usadas comúnmente para el diseño de muros, las cuales son:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (3)$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (4)$$

Para el análisis de las presiones debido al suelo se utilizaron las fórmulas y procedimientos de la mecánica de suelos estos datos se encuentran representados en la figura 8 en la que se muestra la distribución de cada una de las presiones sobre el elemento debido al suelo.

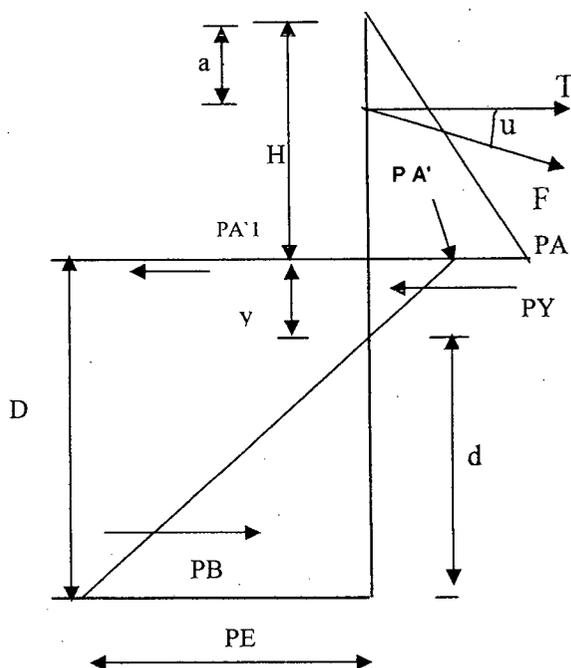
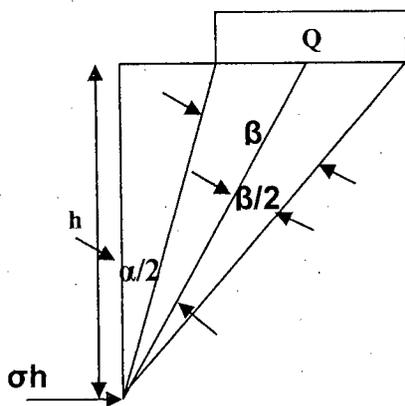


FIG.8 Diagrama de presiones debido al suelo

### 2.8.2. PRESIONES DEBIDO A SOBRECARGA:

Se considera que una sobrecarga es cualquier carga que este actuando en la superficie de la excavación y pueda causar una presión adicional a la ya existente debido al suelo, ejemplos de sobrecargas son los taludes inmediatos a la excavación, calles o carreteras, maquinaria de construcción, edificios adyacentes o estructuras.

Para el cálculo de las presiones debido a la sobrecarga se consideró el método basado en la teoría de Boussinesq debido a que permite realizar el análisis de todas las superficies de carga posibles, para dicho efecto se considera una carga inicial de 352 Kg/cm<sup>2</sup>, ya que este factor es dado como un requerimiento básico para el diseño de este tipo de sistemas. La facilidad de este análisis es que en el diagrama se pueden agregar cuantas cargas sean necesarias ya que para el cálculo se emplea la fórmula siguiente:



$$\sigma_h = \left[ \frac{2Q}{\pi} \right] * [\beta_R - (\sin \beta) * (\cos 2\alpha)] \quad (5)$$

$$\beta_R = \beta * \left( \frac{\pi}{180} \right) \quad (6)$$

A continuación se presenta el diagrama de presiones generado debido a la sobrecarga (fig.9)

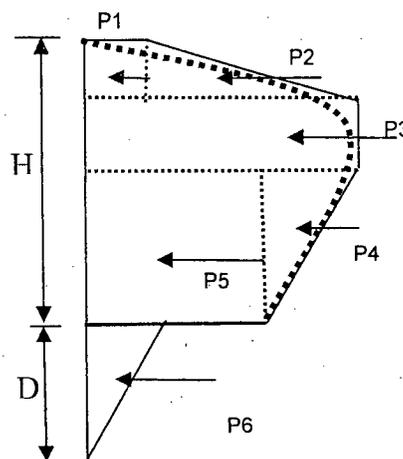


FIG.9 DIAGRAMA DEBIDO A LA SOBRECARGA

### 2.8.3. PRESIONES DEBIDAS A FUERZAS SISMICAS:

Para calcular las fuerzas generadas por un sismo se considera la teoría de la presión activa de Coulomb. La figura 10 muestra una condición de presión activa con

un relleno granular ( $c=0$ ) mostrando así que las fuerza actúan sobre la cuña de falla del suelo que básicamente son las mismas que las presiones generadas por presiones activas únicamente se le adiciona los factores  $K_h$  y  $k_v$  en las direcciones horizontal y vertical respectivamente;  $K_h$  y  $k_v$  se pueden definir como:

$$K_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debido a la gravedad (g)}} \quad (7) \text{ y } (8)$$

$$K_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debido a la gravedad (g)}}$$

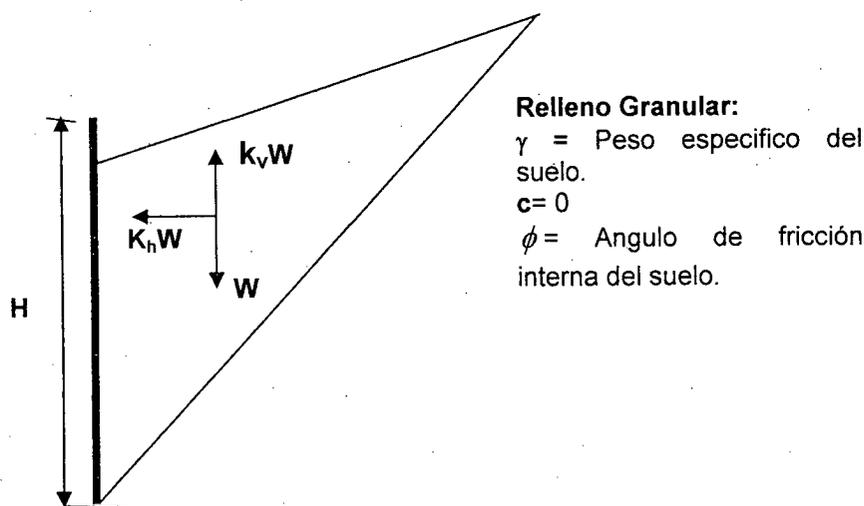


FIG.10 PRESIONES DEBIDOS AL SISMO.

La fuerza activa por unidad de longitud del muro ( $P_{ae}$ ) se determina como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (9)$$

$K_{ae}$  = coeficiente de presión activa de la tierra

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2(\beta - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \theta - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (10)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

Par  $k_h$  y  $k_v = 0$

$\theta = 0$

Por consiguiente  $K_{ae} = K_a$ .

A la ecuación (9) se la conoce como la ecuación de Mononobe – Okabe [3], la resultante de la presión de la tierra no actúa a una distancia de  $H/3$  desde el fondo del muro, y para obtener la localización de la fuerza resultante  $P_{ae}$  se sigue el siguiente procedimiento:

1) De la ecuación (9) se calcula  $P_{ae}$ :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (9)$$

2) Calcular  $P_a$  con la ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (11)$$

3) Calcular:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \quad (12)$$

4) Suponer que  $P_{ae}$  actúa a una distancia  $H/3$  desde el fondo del muro.

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_c) (\gamma H K_a - 2c \sqrt{k_a}) \quad (13)$$
$$\delta$$
$$P_a = \frac{1}{2} \left( H - \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c \sqrt{k_a})$$

5) Suponer que  $\Delta P_{ae}$  actúa a una distancia  $0.6H$  desde el fondo del muro.

6) Calcular la localización de la resultante con la fórmula:

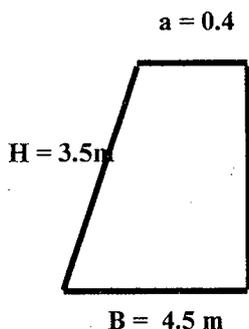
$$Z = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)P_a}{P_{ae}} \quad (14)$$

## 2.9. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

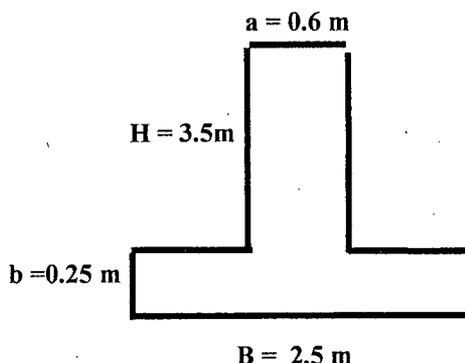
Uno de los objetivos de este proyecto es el de realizar un análisis comparativo entre las alternativas de diseño de muros de contención, a continuación se presenta un resumen con los diseños de los muros y su respectivo presupuesto.



Muros a Gravedad



Muro Cantilever



MUROS CON PILOTES:

Tipo de muro seleccionado:

D: 2.5 m

Anclado

Tipo de pilote seleccionado:

ANCLAJE

viga HEB 300

d: 0.9 m

Número de pilotes: 8

Long. Anclaje: 5.75 m

Separación: 1.15 m

Long. Sin grout: 1.5 m

Número de tablas: 13 u

Long. Con grout: (Lb) 4.25 m

H: 3.5 m

$\alpha$ : 10 °

TIPO DE MURO	Cumple factor de Seguridad en diseño		Factibilidad en construcción		Presupuesto.
	SI	NO	SI	NO	
GRAVEDAD	X			X	1613.60
CANTILIVER	X			X	1611.56
Con Pilotes	X		X		1870.34

Es fácil determinar si se cumple o no los Factores de Seguridad tanto para el Deslizamiento como para el Volcamiento cuando se esta realizando el diseño en la oficina, pero surge muchas veces la situación de que se ha realizado un diseño y cuando se va al terreno se encuentra con el inconveniente de que no se puede construir este tipo de muro, es ahí cuando existen variaciones en la construcción o necesariamente se debe volver a diseñar, causando pérdidas en el presupuesto designado ya que como contratistas se debe cumplir con lo estipulado.

## 2.10. VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO:

TIPO DE MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<b>MURO A GRAVEDAD</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los muros macizos son relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos debido a su apariencia exterior.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes.</li> <li>• Se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente.</li> <li>• Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.</li> </ul>
<b>MURO CANTILIVER</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad.</li> <li>• Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Requieren de buen piso de cimentación.</li> <li>• Son antieconómicos en alturas muy grandes.</li> <li>• Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.</li> </ul>
<b>MURO CON PILOTES</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Su construcción es rápida y no requiere cortes previos.</li> <li>• No se requiere cortar el talud antes de construirlo.</li> <li>• Se usan sistemas convencionales de construcción.</li> <li>• Pueden construirse en sitios de difícil acceso.</li> <li>• Muy eficientes como elemento de refuerzo en suelos sueltos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotes para estabilizar una masa de suelo específico lo cual los hace muchas veces antieconómico.</li> <li>• Se requerirá mano de obra con experiencia en la ejecución de este tipo de muros</li> </ul>

## 2.11. CONCLUSIONES:

Las principales conclusiones de la presente investigación se encuentran resumidas en las siguientes:



- El presupuesto de construcción del muro con pilotes en relación a un muro a Gravedad y Cantiliver no tiene un porcentaje de variación considerable.
- El componente más caro en la construcción de los muros con pilotes son los pilotes y el hincado de los mismos.
- Que el único limitante para la construcción de los muros con pilotes es el no poseer la maquinaria indicada para el hincado de los pilotes.
- Es un método que se construye de arriba hacia abajo, o a medida que avanza la excavación.
- Es eficiente como elemento de refuerzo en suelos sueltos.
- Su construcción es rápida y no requiere cortes previos, por lo que es recomendable cuando se requiere estabilizar taludes, ampliar carreteras, o construir subterráneos

### 2.12. REFERENCIAS.

[1]. Caltrans "**Bridge Design Specifications**". Agosto 2004.

[www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/)

[2]. California Trenching and Shoring Manual "**Soldier Pile Systems**". Junio 2005. [www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/h9\\_desing.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/h9_desing.pdf)

[3]. BRAJA M.Das." **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**". Julio 2004, Capitulo seis. páginas 358-361

[4]. Caltrans "**Bridge Design Specifications**". Agosto 2004. Capitulo 6 [www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/ch9\\_manual.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/ch9_manual.pdf)

# CAPÍTULO III

## CAPITULO III. HINCADO DE PILOTES.

### 3.1 Generalidades:

Una vez determinado el tipo de pilote a emplearse así como la profundidad de penetración del mismo, el siguiente paso es determinar el peso de la maza (martillo) con la que el pilote podrá penetrar en el terreno. A continuación se muestra el cálculo de un martillo de caída libre (a gravedad) así como el comportamiento del pilote durante el hincamiento.

### 3.2 Análisis Dinámico de la capacidad resistente del pilote:

El proceso dinámico de la hinca del pilote es análogo al del choque de una maza concentrada contra una varilla elástica que esta parcialmente impedida de movimientos a lo largo de su superficie por la fricción lateral.

Todos los análisis dinámicos están basados en la transferencia al pilote y al suelo de la energía cinética de la maza al caer, esta realiza un trabajo útil forzando al pilote a introducirse en el suelo venciendo su resistencia dinámica.

La energía se gasta en el rozamiento mecánico del martillo, en transferir la energía del martillo al pilote por el impacto y en la compresión temporal del pilote, y del suelo.

### 3.3. FÓRMULA PARA EL HINCADO DE PILOTES:

Para el cálculo de la maza se utilizó la fórmula Engineering News Formula (Wellington, 1888) la cuál deriva de la teoría de trabajo y la energía; es decir:

La energía impartida por el martillo por golpe es igual al producto de la resistencia del pilote por la penetración por golpe del martillo [5]. Por lo que la fórmula queda expresada de la siguiente manera:

$$Q_u = \frac{W_r * h}{F(s + c)} \quad (15)$$

Donde:

**Qu** = Carga axial máxima.

**Wr** = Peso de la maza del martillo a calcularse.

**s** = Distancia que el pilote recorre dentro del terreno por un golpe de penetración.

**c** = Constante la cuál tiene un valor para martillos de caída libre de 0,0254m.

**h** = Altura de caída de la maza, para este caso se asigno el mismo valor de caída del martillo de el ensayo SPT.

**F** = Factor de seguridad que se utiliza para compensar cualquier inexactitud proveniente de constantes arbitrarias. Este factor se encuentra en un rango de 2 a 6 y se decide cuál usar de acuerdo a las características del suelo.

### 3.4. CARGA AXIAL MAXIMA

#### 3.4.1. ANALISIS ESTRUCTURAL:

Para el cálculo de la carga axial máxima ( $P_{cr}$ ) se considera que el pilote es una columna ideal de sección recta constante, inicialmente perpendicular al eje y sometida a compresión bajo la acción de una carga crítica que es la carga axial máxima a la que puede someterse una columna permaneciendo recta, aunque en equilibrio inestable de manera que un pequeño empuje lateral haga que se deforme y quede pandeada.

En la figura 12 se indica la línea eje de una columna en equilibrio que se encuentra bajo la acción de una carga crítica ( $P_{cr}$ ) asumimos que la columna tiene los extremos articulados (rotulas o pasadores) con el objeto de no tener desplazamientos laterales.

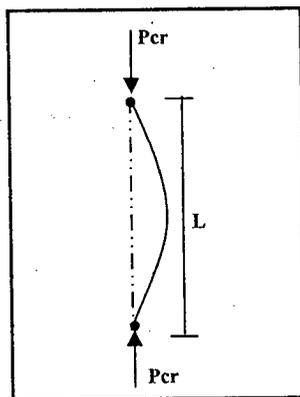


Fig.12 Columna sometida a compresión.

Para calcular la carga crítica se utilizó la fórmula de Euler:

$$P_{cr} = \frac{E * I * \pi^2}{L^2} \quad (16)$$

Donde:

**P<sub>cr</sub>**= Carga axial máxima que el pilote soportará antes de fallar al pandeo.

**E** = Módulo de elasticidad del acero.

**I** = Inercia.

**L** = Longitud de la columna.

Esta fórmula debe ser aplicada si el esfuerzo que se produce en el pandeo no excede al límite de proporcionalidad.

### 3.5. Cálculo de la Carga Crítica:

A continuación se presenta el cálculo de la maza necesaria para hincar un pilote con características de la viga HEB 300 (anexo 1).

#### 3.5.1 Cálculo de la Inercia para pilote HEB 300:

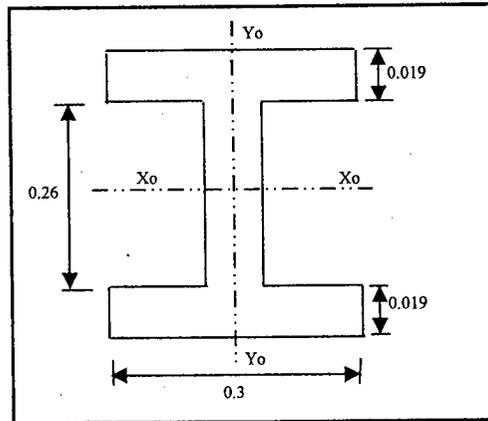


Fig. 13 Momentos de Inercia.

Momentos de inercia con respecto a  $X_0$ , la descomposición más sencilla del área dada es un rectángulo grande de  $0.3 \times 0.3$  m; del cual se restan dos rectángulos de  $0.14 \times 0.26$  m, el eje  $X_0$  es centroidal para estos dos rectángulos.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (17)$$

Rectángulo de  $0.3 \times 0.3$  m entonces:

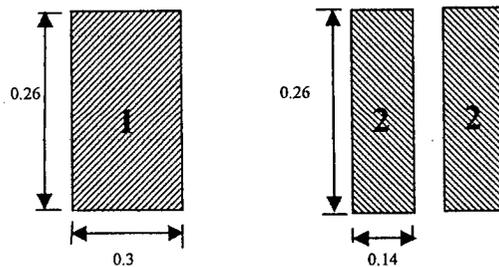


Fig. 13a. Áreas para Momentos de Inercia.

$$I_{x_1} = \frac{(0.3) \cdot (0.3)^3}{12} = \frac{0.0081}{12} = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$I_{x_2} = \frac{0.14 \cdot (0.26)^3}{12} = 2 \cdot \left( \frac{0.0024}{12} \right) = 0.000410 \text{ m}^4$$

$$I_x = (0.000675 - 0.000410) \text{ m}^4 = 0.00026 \text{ m}^4$$

Determinación del límite de esbeltez:

$$\varepsilon = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad (18)$$

Aplicando la ecuación 10 tenemos:

$$\varepsilon = \frac{6}{\sqrt{\frac{0.00026}{0.00878}}} = \frac{6}{\sqrt{0.029}} = \frac{6}{0.170} = 35.29$$

Una vez comprobado el esfuerzo, se concluye que se puede utilizar la fórmula de Euler (17) entonces:

$$P_{cr} = \frac{2.1 * 10^{10} * 0.00026 * \pi^2}{(6)^2} = 149\ 689 \text{ Kg.}$$

### 3.5.2. Determinación de la Maza:

Con estos datos se calcula la maza necesaria con la que se hincara un pilote HEB 300 aplicando la ecuación (15):

$$P_{cr} = 149689 \text{ kg.}$$

$$F = 2.$$

$$s = 0.02 \text{ m}$$

$$h = 0.75 \text{ m.}$$

$$W_r = \frac{149689 * [2 * (0.02 + 1)]}{0.75} = 407\ 154 \text{ kg.}$$

Se realizará el mismo cálculo para un pilote con las características de una viga HEB 100 (anexo 1).

3.5.3. Cálculo de la Inercia para pilote HEB 100:

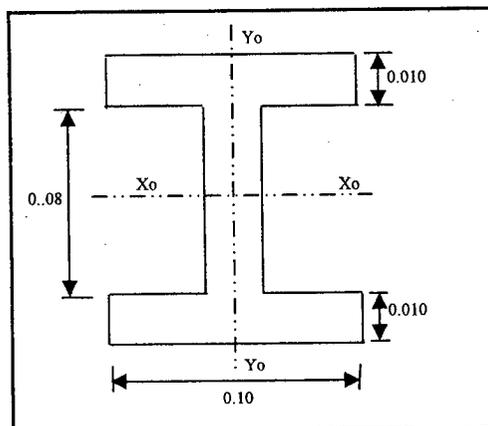


Fig. 14 Momentos de Inercia.

Momentos de inercia con respecto a  $X_0$ , la descomposición más sencilla del área dada es un rectángulo grande de 0.1 x 0.1 m; del cual se restan dos rectángulos de 0.044 x 0.08 m, el eje  $X_0$  es centroidal para estos dos rectángulos.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (17)$$

Rectángulo de 0.3 x 6 m entonces:

$$I_x = \frac{0.1 \cdot (0.1)^3}{12} = \frac{0.0001}{12} = 0.0000083 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{0.044 \cdot (0.08)^3}{12} = 2 \cdot \left( \frac{0.000023}{12} \right) = 0.00000188 \text{ m}^4$$

$$I_x = (0.0000083 - 0.00000188) \text{ m}^4 = 0.00000642 \text{ m}^4$$

Determinación del límite de esbeltez:

$$\varepsilon = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad (18)$$

Aplicando la ecuación 19 tenemos:

$$\varepsilon = \frac{6}{\sqrt{\frac{0.00026}{0.00878}}} = \frac{6}{\sqrt{0.029}} = \frac{6}{0.170} = 35.29$$

Una vez comprobado el esfuerzo, se concluye que se puede utilizar la fórmula de Euler (8) entonces:

$$P_{cr} = \frac{2.1 \cdot 10^{10} \cdot 0.00000642 \cdot \pi^2}{(6)^2} = 36\ 961 \text{ Kg.}$$

#### 3.5.4. Determinación de la Maza para hincar un pilote HEB 100:

Con estos datos se calcula la maza necesaria aplicando la ecuación (15):

$$P_{cr} = 36\ 961 \text{ kg.}$$

$$F = 2.$$

$$s = 0.02 \text{ m}$$

$$h = 0.75 \text{ m.}$$

$$W_r = \frac{36961 \cdot [2 \cdot (0.02 + 1)]}{0.75} = 6\ 283 \text{ kg.}$$

De los cálculos realizados se puede concluir que:

- Que el pilote HEB 300 soportará una carga axial máxima de **149 689 Kg**, por lo tanto se necesitara un martillo de maza **407 154 kg** con una altura de caída de 0,75 m y profundidad de penetración de 0.02m por cada golpe.
- Que el pilote HEB 100 soportará una carga axial máxima de **36 961 Kg**, por lo tanto se necesitara un martillo de maza **6 283 kg** con una altura de caída de 0,75 m y profundidad de penetración de 0.02m por cada golpe.

#### 3.6. CAPACIDAD ÚLTIMA DEL PILOTE CONSIDERANDO LA FALLA DEL SUELO.

Como se había mencionando en el ejemplo de aplicación (Capítulo II), los pilotes que se requieren hincar servirán para la construcción del muro que permitirá la estabilización el talud que se ve alterado por la ampliación de una carretera, el tipo

de suelo es una arena pobremente graduada (SP), posee un ángulo de fricción interna de  $19^\circ$ , la capacidad admisible del suelo es  $1.15 \text{ t/m}^3$  la altura del suelo de relleno que se desea sostener es de 3m, cabe indicar que estos datos fueron proporcionados por el laboratorio de Geotécnica de los laboratorios U.C.G.

Para estimar la capacidad última de carga de un pilote se logra aplicando la ecuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (19)$$

Donde:

$Q_u$  = Capacidad última del pilote expresada en kg.

$Q_p$  = Capacidad de carga de la punta del pilote expresada kg.

$Q_s$  = Resistencia por fricción expresada kg.

Existen varios métodos para la determinación de  $Q_p$  y  $Q_s$  entre los cuales podemos citar: Vesic (1977); Meyerhof (1976); Coyle y Castello (1981).

En el presente estudio se realiza el análisis utilizando las fórmulas de capacidad de carga de Terzaghi, y el método proporcionado por Vesic que permite estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base a la teoría de expansión de cavidades la cuál se basa en parámetros de esfuerzo.

### 3.6.1 CAPACIDAD DE CARGA EN LA PUNTA DEL PILOTE:

La fórmula para estimar la capacidad de carga de la punta del pilote es:

$$Q_p = A_p * q_p = A_p * (cN_c + \sigma_{zd}^e N_q) \quad (20)$$

Donde:

$\sigma_{zd}$  = Esfuerzo efectivo a nivel de la punta del pilote.

$N_c$ ;  $N_q$  = Factores de capacidad de carga.

$c$  = Cohesión del suelo que para el ejemplo tiene un valor de cero (0).



$A_p$  = Área de la punta del pilote.

### 3.6.1.1. CALCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL CERCA DE LA PUNTA DEL PILOTE:

$$\sigma_{zD} = \Sigma \gamma H - u \quad (21)$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico del suelo

H = Altura.

u = Presión hidrostática de agua de poro, la que se calcula con la siguiente fórmula:

$$u = \gamma_w * Z_w \quad (22)$$

Donde:

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua ( $1000 \text{ kg/m}^3$ ).

$Z_w$  = Distancia vertical al nivel freático.

Aplicando la ecuación (22) tenemos:

$$u = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2.5\text{m} \quad (23)$$

$$u = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Entonces resolviendo la ecuación (22):

$$\sigma_{zD} = \left[ (1739 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}) * (2.5\text{m}) \right] - 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{zD} = 4325 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} - 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{zD} = 1825 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 3.6.1.2. CALCULO DEL AREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PILOTE

( $A_p$ ):

Al calcular el área de la sección transversal ( $A_p$ ) del pilote se debe considerar el efecto del tapón del suelo, de acuerdo a la figura 13.

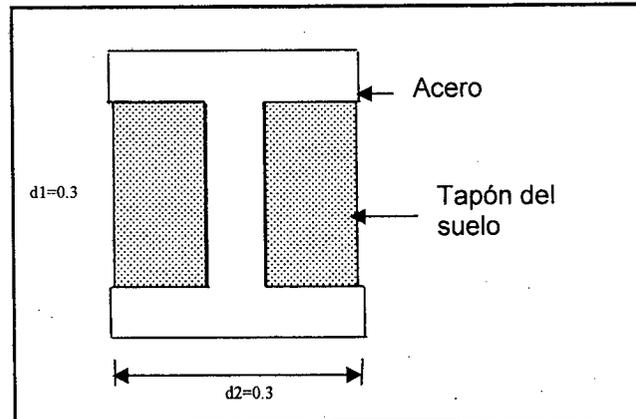


Fig. 14 Sección del pilote.

$$A_p = \text{área del acero} + \text{tapón del suelo} \quad (24)$$

$$A_p = d1 * d2 \quad (25)$$

Aplicando la ecuación 26 tenemos:

$$A_p = 0.3 * 0.3$$

$$A_p = 0.09m^2$$

Los valores de  $N_c$  y  $N_q$  se los obtiene de acuerdo a Vesic (1977):

$$N\sigma = \frac{3}{3 - \sin(\phi)} * e^{\frac{(90-\phi)*\pi}{180}} * tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) * Ir^{\frac{4\sin(\phi)}{3(1+\sin\phi)}} \quad (26)$$

Donde:

$\phi$  = Angulo de fricción efectiva.

$I_r$  = Índice de rigidez, el que se calcula con la formula siguiente:

$$I_r = \frac{E_s}{2 * (1 + \nu) (\sigma_{zd} * tg\phi)} \quad (27)$$



$E$  = Modulo de elasticidad del suelo.

$\nu$  = Relación de Poisson del suelo (Anexo 2, tabla N.-3).

$\sigma_{zD}$  = Esfuerzo efectivo al nivel del pilote.

$\phi$  = Angulo de fricción efectiva.

Para poder determinar es necesario conocer el modulo de elasticidad del suelo el cual se lo obtiene de acuerdo al ensayo SPT.

$$E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60} \quad (28)$$

OCR = Relación de sobre consolidación cuyo valor es 1 si existe evidencia de sobre consolidación.

$\beta_0, \beta_1$  = Factor de correlación (Anexo 3, tabla N.- 4).

$N_{60}$  = Valor corregido por procedimiento.

$$N_{60} = \frac{E_m * C_B * C_S * C_R * N}{0,60} \quad (29)$$

$E_m$  = Eficiencia del martillo.

$C_B$  = Diámetro de perforación (Anexo 4, tabla N.-5)

$C_S$  = Tipo de muestreo (Anexo 4, tabla N.-5)

$C_R$  = Longitud de la barra (Anexo 4, tabla N.-5)

$N$  = Valor de SPT.

Aplicando la ecuación 30 se obtiene que:

$$N_{60} = \frac{0,85 * 1 * 1 * 0,85 * 25}{0,60}$$

$$N_{60} = 30,10 = 30$$

**Por lo que el valor de  $E_s$  será:**

$$\beta_0 = 488\ 159 \text{ kg / m}^2$$



$$\beta_1 = 117158,27 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{OCR} = 1$$

**Modulo de elasticidad del suelo**

$$E_s = 488159,45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \sqrt{1} + (117158,27 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}) * 30$$

$$E_s = 488159,45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 3514748,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$E_s = 4002907,55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Y el valor de  $I_r$  es:**

$$I_r = \frac{4002907 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{2 * (1 + 0,10)(1825 * \text{tg}19)}$$

$$I_r = \frac{4002907 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{1382,475 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}$$

$$I_r = 2895,46$$

**Una vez obtenido el valor de  $I_r$  se calcula  $N\sigma$**

$$N\sigma = \frac{3}{3 - \sin 19} * e^{\frac{(90-19)*\pi}{180}} * \text{tg}^2(45 + \frac{19}{2}) * (2895,46)^{\frac{4\sin 19}{3*(1+\sin 19)}}$$

$$N\sigma = \frac{3}{2,674432} * e^{1,2391} * \text{tg}^2(54,5) * (2895,46)^{0,3274}$$

$$N\sigma = 1,1217 * 3,4524 * 1,9655 * 13,595$$

$$N\sigma = 103,47$$

**Calculo de  $N_q$ :**



$$Nq = \frac{(1 + 2K_o)}{3} * N\sigma \quad (30)$$

Si  $K_o = 1 - \text{sen}(\phi)$  (31) entonces:

$$K_o = 1 - \text{sen}(19) = 0,6744$$

$$Nq = \frac{(1 + 2 * 0,6744)}{3} * 103,47$$

$$Nq = 81,01$$

**Calculo de  $N_c$ :**

$$N_c = 0,6(Nq - 1) * \text{tg} \phi \quad (32)$$

$$N_c = 0,6(81,01 - 1) * \text{tg}(19)$$

$$N_c = 16,53$$

Finalmente el valor de la capacidad de carga será:

$$Q_p = 0,09 * [(16,53) + (1825 * 81,01)]$$

$$Q_p = 0,09[16,53 + 147843,25]$$

$$Q_p = 0,09 * 147859,78$$

$$Q_p = 13307,38$$

### 3.7. RESISTENCIA POR FRICCION ( $Q_s$ )

Como se había mencionado anteriormente la capacidad última de carga es la sumatoria de la capacidad máxima de carga más la resistencia a la fricción por lo que a continuación se muestra el cálculo de la resistencia por fricción superficial de un pilote ( $Q_s$ ).

$$Q_s = \Sigma p * \Delta L * f \quad (33)$$

**Donde:**

$p$  = Perímetro de la sección del pilote.



$\Delta L$  = Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

f = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z.

La resistencia unitaria por fricción f es difícil de estimar, al calcular f se debe considerar:

- 1) La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor.
- 2) La fricción unitaria superficial crece con la profundidad mas o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece constante.
- 3) A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

Considerando los factores anteriores se da una relación aproximada para f de:

$$f = K * \sigma_v * \text{tg} \tau \quad (34)$$

K= Coeficiente efectivo de la tierra, varia con la profundidad es aproximadamente igual a Kp de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote.

$\sigma_v$  = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

$\tau$  = Angulo de fricción entre el suelo y el pilote de acuerdo a investigaciones se encuentra entre los rangos  $0,5 \Phi$  a  $0,8 \Phi$  Bhusan (1982).

Aplicando tenemos que:

$$K = 1,4 * (1 - \text{sen } 19) = 0.944.$$

$$\sigma_v = 1825 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau = 0.8 * (19) = 15.2; \text{tg } (15,2) = 0.2716$$

Por lo que f será:



$$f = 0.944 * 1825 \frac{kg}{m^2} * 0.2716$$

$$f = 468.074$$

Entonces  $Q_s$  (eq. 32), tiene un valor de:

$$p = 2(d1 + d2)$$

$$p = 2(0.3 + 0.3) = 1.2m$$

$$Q_s = 1.2m * 2.5m * 468.074kg / m^2$$

$$Q_s = 1404.222kg$$

### 3.8 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DEL PILOTE ES:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 13307.38kg + 1404.22kg$$

$$Q_u = 14711.600kg$$

Una vez determinados estos valores se procede a comparar la carga axial máxima que el pilote soportará estructuralmente y la carga última de carga considerando la capacidad del suelo escogiendo así el menor valor:

**Para un pilote HEB 300 tenemos:**

$$P_{cr} = 149\ 689\ kg \quad y \quad Q_u = 17034.64kg$$

Por lo que se adopta el valor de  $Q_u$ ; a este valor se lo reemplaza en la ecuación para determinar la maza (eq.16) con que se necesita hincar un pilote.

La masa que se necesita para hincar un pilote HEB 300 es: **1611.08 kg.**

A continuación se presenta la siguiente tabla en la que se resume las mazas que se necesitan para hincar los pilotes siguientes:

Descripción	Wr (kg)
HEB 100	235.65
HEB 160	548.88
HEB 200	829.29
HEB 240	1166.98

HEB 300	1611.08
IPE 100	266.92
IPE 120	370.77
IPE 160	627.93
IPE 200	954.37
IPE 240	1347.09
IPE 300	2062.33

### 3.9 Comportamiento del Pilote durante el Hincamiento

Cabe indicar que el comportamiento del pilote durante la hinca puede ser muy variable dependiendo mucho de la capacidad admisible que el suelo posea, el golpe del martillo produce inicialmente un movimiento del pilote hacia abajo, pero este es seguido por un rebote que representa la compresión elástica temporal del pilote y del suelo que lo circunda.

El desplazamiento producido por la hinca de los pilotes tiene dos efectos. Primero, se produce un levantamiento del terreno en los suelos de arcilla saturada y en los no cohesivos compactos. El levantamiento del terreno algunas veces empuja lateralmente varios centímetros los pilotes hincados previamente o levanta la superficie del terreno una cantidad equivalente al volumen de suelo desplazado. Segundo, se establece una fuerte presión lateral en el suelo.

La forma de distribución del esfuerzo, el asentamiento y capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, depende del efecto del pilote en el suelo.

# CAPÍTULO IV

## CAPITULO IV.

### 4.1 CONCLUSIONES:

Las principales conclusiones de la presente investigación se encuentran resumidas en las siguientes:

- El presupuesto de construcción del muro con pilotes en relación a un muro a Gravedad y Cantiliver no tiene un porcentaje de variación considerable.
- El componente más caro en la construcción de este tipo de muros son los pilotes y el hincado de los mismos.
- Que el único limitante para la construcción de los muros con pilotes es el no poseer la maquinaria indicada para el hincado de los pilotes.
- Es un método que se construye de arriba hacia abajo, o a medida que avanza la excavación.
- Es eficiente como elemento de refuerzo en suelos sueltos.
- Su construcción es rápida y no requiere cortes previos, por lo que es recomendable cuando se requiere estabilizar taludes, ampliar carreteras, o construir subterráneos.

### 4.2 RECOMENDACIONES:

Luego de realizada la investigación nos permitimos recomendar lo siguiente:

- Realizar la investigación acerca del comportamiento sísmico del Muro con Pilotes.



- Diseñar una máquina hincadora de pilotes basándose en el principio de funcionamiento del SPT.
- Investigar la dosificación para la fabricación de pilotes.
- Realizar un software que permita realizar el diseño de los muros con pilotes con base de datos de acuerdo a nuestro medio.

# CAPÍTULO V

### MUROS CON UNA SOLA ANCLA.

En esta sección se presenta el desarrollo completo del proceso de cálculo del ejemplo de aplicación (Capítulo II), que fue aplicado en la presente investigación, en el que se debe diseñar un muro de contención que deberá controlar la inestabilidad del talud (fig 7). provocado por la ampliación de una carretera

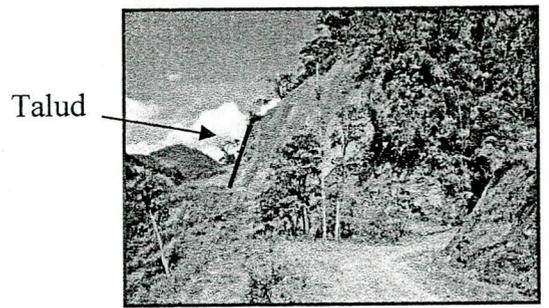


Fig. 7 Vista del sector

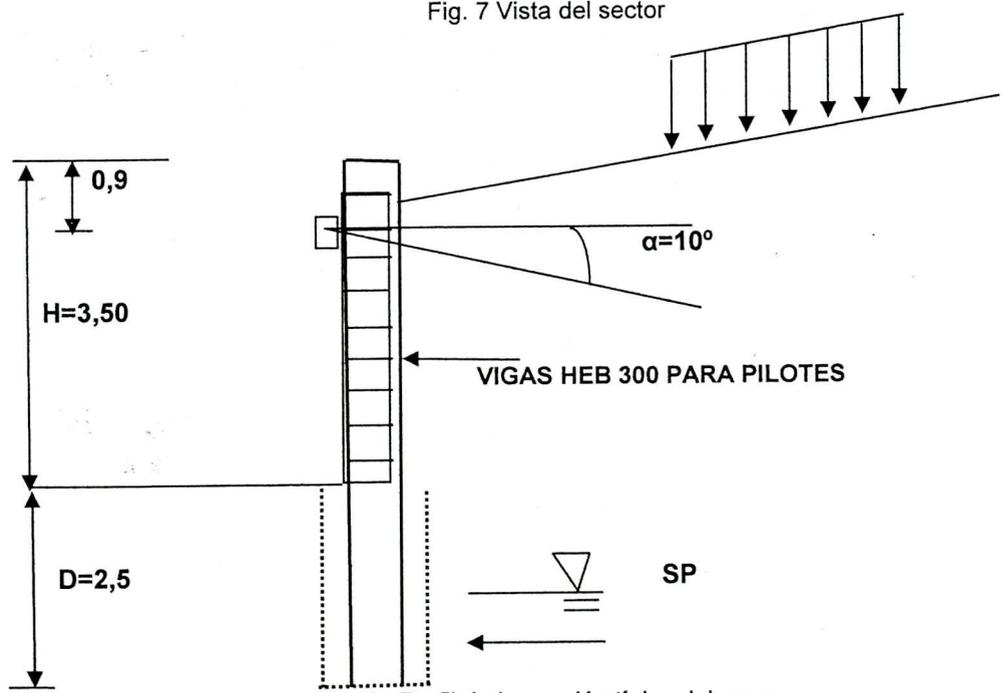


Fig. 7a Perfil de la sección típica del muro.



DATOS PARA EL SUELO

DATOS	
$\mu =$	22,5°
$\phi =$	19°
H=	3m
$\gamma_b =$	1730, kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_s =$	1, 15Tn/m <sup>3</sup>
L=	4,50

Datos de Kp y Ka

0,392599082	ka=	0,28
1,570798327	kp=	1,35
0,628318631	factor ajuste kp	1,5

DETERMINACIÓN DE PRESIONES LATERALES: FHWA recomienda que se debe ajustar Kp dividiendo para 1,5 en lugar de incrementar en un 20% a 40% ( esto es conservativo)

Ajustamos Kp dividiendo para 1,5 entonces Kp = 0,90

CALCULO DE Ka y Kp PARA COMPROBACIÓN

CALCULO DE Ka :

$$ka = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = 0,51$$

CALCULO DE Kp :

$$kp = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = 1,35$$

$$Kp - Ka = 0,39$$

CALCULO DE FACTOR DE AJUSTE (f' ) :

f' = 1,52 Se recomienda usar 1,5 debido a que se necesita ser conservador en el lado de construir  
 f' = 1,5

CAPACIDAD DE ANCLAJE:

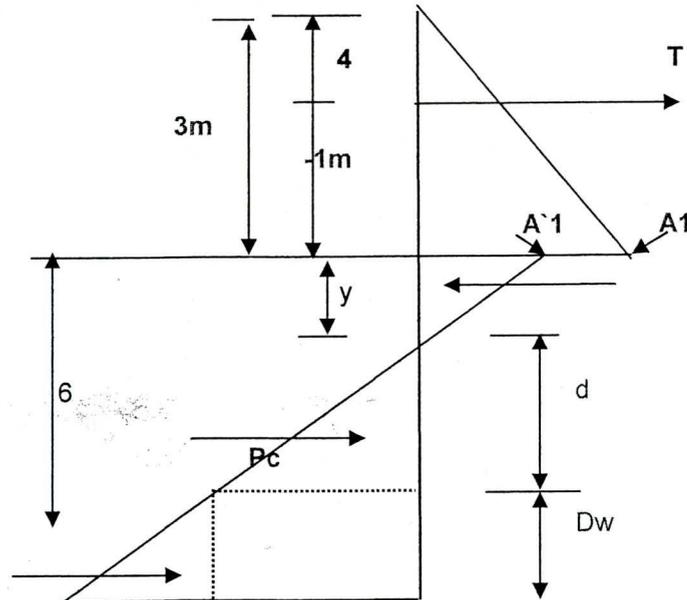
$$f = \frac{\text{capaanclajepaiso} * \text{anchoefecpilote}}{\text{espaciamientopilotes}}$$

$$f = 2,50$$



**CALCULO DE PRESIONES:**

**DIAGRAMA DE PRESIONES DE SUELO**



**FIGURA 11**

**FORMULAS DE PRESIONES DEL SUELO:**

$$P_A = \gamma * H * K_a = K * W * H$$

$$P_{A1} = f * P_A$$

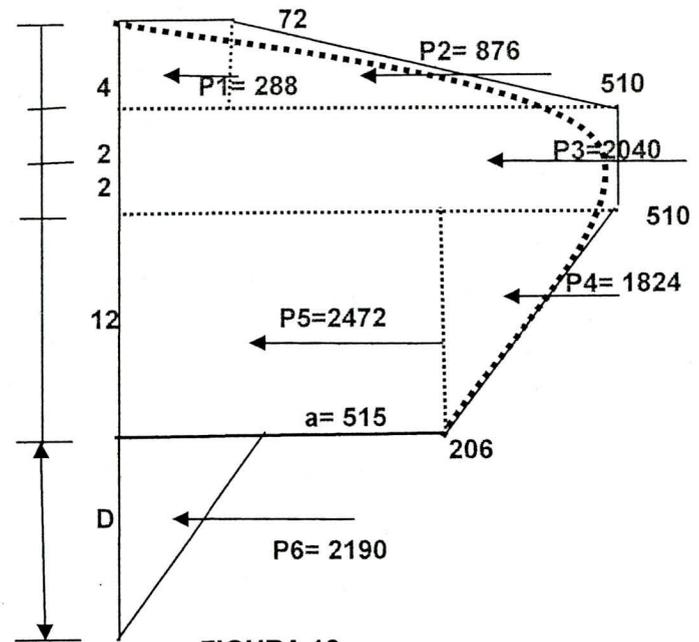
$$y = \frac{P_{A1}}{f * \gamma * (k_p - k_a)}$$

$$d = H_s - y$$

$$P_c = f * \gamma * d * (K_p - K_a)$$

$$P_E = P_c + f * \gamma_b * D_w * (K_p - K_a)$$

**PRESIONES DE SOBRECARGA**



**FIGURA 12**

**CALCULO DE PRESIONES DEBIDO A SOBRECARGA**

P1=	288
P2=	876
P3=	2040
P4=	1824
P5=	2472

Debajo de la excavación se considera efecto de arqueo  
Sobrecarga según boussinesq descende hasta llegar a cero

**CALCULO DE PRESIONES DE SUELO**

$$\begin{aligned}
 PA_1 &= 2 \\
 PA'_1 &= 4 \\
 y &= -13,91 \\
 d &= 13,01 \\
 P_c &= 14,6 \\
 P_E &= 14,6 + 1686,8Dw
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= 515,00 \\
 P_6 &= a*(6 + Dw)*0,5 \\
 P_6 &= 1545 + 258Dw \\
 P_6 &= 2190
 \end{aligned}$$

CALCULO DE D: Asumimos que  $\Sigma MT = 0$

**MOMENTO DEBIDO A SOBRECARGA**

$$\Sigma M_T = P_6*((H+((h'+ Dw)/3)))+ P_5(8) + P_4(6) + P_3*(0) - P_2*(3,33) - P_1*(4)$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_T &= (1545,00 + 258,00 Dw) (14+((6+Dw)/3)) + 2472*(8) + 1824*(6) + 2040*(0) - 876*(3,33) - 288*(4) \\
 \Sigma M_T &= 24720,00 + 509,85Dw + 4128,00Dw + 85,14Dw^2 + 19776,00 + 10944,00 + 0,00 + 6793,20 - 1152,00 \\
 \Sigma M_T &= 61081,20 + 4637,85 Dw + 85,14Dw^2 \\
 \Sigma M_T &= +85,14Dw^2 + 4637,85Dw + 61081,20
 \end{aligned}$$

**MOMENTO DEBIDO AL SUELO**

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_T &= (((PA_1*H)/2)*7,33) + ((PA'_1*2,17)/2)*14,72 - (((P_c*3,83)/2)*18,72) - ((P_c*Dw)*(20+(Dw/2))) - (((60Dw*Dw)/2)*(20+(2/3Dw))) \\
 \Sigma M_T &= 19,3457025 - 450,3040364 - 1776,12 - 291,73 Dw - 7,29Dw - 16867,50 Dw^2 - 562 Dw^3 \\
 \Sigma M_T &= 2207,08 + 299,02Dw - 16874,79Dw^2 - 562 Dw^3 \\
 \Sigma M_T &= 562 Dw^3 - 16874,79Dw^2 + 299,02Dw + 2207,08
 \end{aligned}$$



**MOMENTOS COMBINADOS= SUMA DE MOMENTOS DEBIDO A SOBRECARGA Y A L SUELO**

$\Sigma M_T =$	+85,14Dw <sup>2</sup>	+4637,85Dw	+61081,20	- 562 Dw <sup>3</sup>	-16874,79Dw <sup>2</sup>	299,02Dw	2207,08
$\Sigma M_T =$	+16959,93Dw <sup>2</sup>	+4338,83Dw	63288,28	- 562 Dw <sup>3</sup>			
$\Sigma M_T =$	562 Dw <sup>3</sup>	+16959,93Dw <sup>2</sup>	4338,83Dw	63288,28			

Por lo tanto= Dw= 2,00  
 D= Dw + h' D= 2,50

**CALCULO DE T**

$\Sigma F_H = 0$

$\Sigma F_H = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + (PA_1 * H * 0,5) + (PA_1 * y * 0,5) - (P_c * d * 0,5) - (376 * 5,62) - (60 * 5,62 * (5,62 * 0,5)) - T$

$\Sigma F_H =$	288	+876,00	+2040,00	+1824,00	+2472,00	+2190,00	+2,64	-30,59
	94,9	29,17288636	3373,5 T					
T=	13159,60							
T <sub>TOTAL</sub> =	98696,99							

**DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MAXIMO:**

Chequeo del momento cerca de T de cantiliver

$\Sigma M_{Tc} = (PA_1 * (6/20) * (6/2) * (6/3)) + (P_1 * (2 + 4/2)) + (P_2 * (2 + 4/3)) + (510 * (2) * (2/2))$   
 $\Sigma M_{Tc} =$  +21,11 +1152,00 +2920,00 +1020,00  
 $\Sigma M_{Tc} =$  5113,11

91124,43456

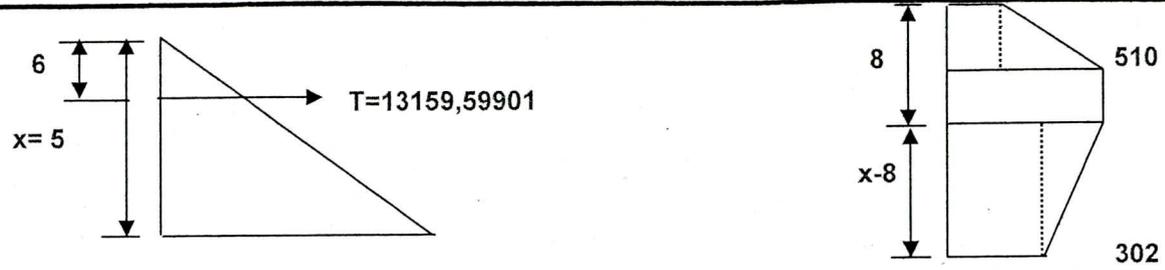


FIGURA 13

**LOCALIZACIÓN DEL PUNTO DE CORTANTE CERO**

$$V_o = T - P_1 - P_2 - P_3 - (PA_1 * (x/20) * (x/2)) - (x - 8) * (510 + ((206 + ((510 - 206) * (20 - x)) / 12) / 2))$$

$V_o =$	13159,60	-288	-876	-2040	-0,04399x <sup>2</sup>	(-x + 8)*510+	206,00+	506,66667	-25,33x
$V_o =$	13159,60	-288	-876	-2040	-0,04399x <sup>2</sup>	(-x + 8)*510+	712,67	-25,33x	
$V_o =$	13159,60	-288	-876	-2040	-0,04399x <sup>2</sup>	(-x + 8)	611,333333	-12,67x	
$V_o =$	13159,60	-288	-876	-2040	-0,04399x <sup>2</sup>	-611,33333333	12,67x <sup>2</sup>	4890,67	-101x
$V_o =$	14846,27	12,62x <sup>2</sup>	-712,6666667						
$V_o =$	12,62x <sup>2</sup>	712,6666667	14846,27						
$V_o =$	1,00x <sup>2</sup>	-+ 56,5 x	1176,16						
$x =$	5								

**PRESIÓN CERCA DEL PUNTO DE CORTANTE CERO DEBIDO AL SUELO**

$$PV_s = PA_1 * (x/H)$$

$$PV_s = 2,9$$

**PRESIÓN CERCA DEL PUNTO DE CORTANTE CERO DEBIDO A LA SOBRECARGA**

$$PV_{sc} = 206 + (((510 - 206) * (H - x)) / 12)$$

$$PV_{sc} = 302,27$$


**MOMENTO DEBIDO AL ANCLAJE Y AL SUELO**

$$\text{MTS} = T * (x - a) - ((522 * (x/2)) * (x/3))$$

$$\text{MTS} = 10984,60$$

**MOMENTO DEBIDO A LA SOBRECARGA**

$$\text{MS} = (P1 * (x - 4/2)) - (P2 * (x - (4 * (2/3)))) - (P3 * (x - 4 - 4/2)) - (302 * (x - 8) * ((x - 8)/2)) - (((510 - 302) * (x - 8))/2) * ((x - 8) * (2/3))$$

$$\text{MS} = \quad -864 \quad -2044 \quad 2040,00 \quad -1359,00 \quad -104,00$$

$$\text{MS} = 2331,00$$

**MOMENTOS COMBINADOS: ASUMIMOS SECCIÓN NO COMPACTA**

$$\text{Mcomb} = \text{MTS} + \text{MS}$$

$$\text{Mcomb} = 13315,60$$

**S REQUERIDO**

$$\text{Srequerido} = (\text{Mcom} * L * 12) / 22000$$

$$\text{Srequerido} = 99,04$$

### DISEÑO DE CUERPO DEL MURO:

Se considera efecto de arqueo en el cuerpo del muro, multiplicamos todas las presiones por 0,6, por inspección el momento máximo ocurre cerca de la profundidad de excavación

$$M_{max} = WL^2 / 8$$
$$M_{max} = 935$$

SI  $W = PA1 + SOBRECARGA$  EN EL MISMO PUNTO

$$W = 208$$
$$L = 6$$

#### S REQUERIDO

$$S_{requerido} = (M_{max} * 12 * 0,6) / 1680 * (1^*)$$

$$S_{requerido} = 4,0$$

(1\*) Factor de duración de carga debido al alto riesgo de la construcción

Use 4 \* 12's (madera aspera), S 32 in<sup>3</sup>

#### CHEQUEO DEL CORTE

$$V = (L/2 - f) * W * 0,6$$

$$V = -31$$

$$V' = 3V / 2A$$

$$V' = 2243,8026$$

En donde A es area de la madera  $A =$

48

### DISEÑO DE ANCLA:

**DATOS PARA ANCLAJE**

Fu= 150  
 Φ. tronco= 0,3  
 Capac. Atadura= 600  
 Long. No unido: 1,5  
 Long. Unido= 4,25  
 Dos varillas de unión de 1" a 7'-6"

0,79

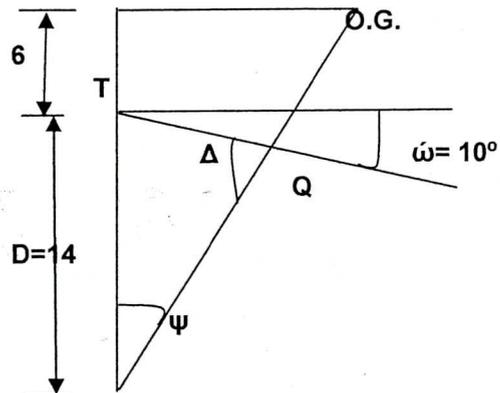


FIGURA 14

**DETERMINACIÓN DE LA FUERZA:**

$$F = T_{TOTAL} / \cos \omega$$

$$F = 145796,3$$

$\omega = 0,174532925^\circ$  **CALCULO DE ANGULOS:**

Si  $\psi = 45^\circ - \Phi / 2$   
 $\psi = 28^\circ$

Si  $\Delta = 180^\circ - (90^\circ - \omega) - \psi$   
 $\Delta = 72^\circ$

**CALCULO DE TQ:**

TQ = Longitud sin unir  
 $TQ = (D * \text{SENO } \psi) / \text{SENO}(\Delta)$   
 TQ = 6,9

**COMPROBACIÓN DE TQ:**

TQ < Long. No unido  
 6,9 < 1,5  
 FALSO

**RESISTENCIA FRICCIONAL UNIDA POR PIE**

$RF_{pp} = \pi * (\Phi_{tronco} / 12) * \text{Capac. atadura} * L$   
 $RF_{pp} = 2544,69$

**LONGITUD NECESARIA**

$L_n = F / RF_{pp} < \text{Long. Unido}$   
 $L_n = 5,75 < 4,25$

## FACTOR DE SEGURIDAD

$FS = \text{Log. Unido} / L_n$

$FS = 2,50$

**NOTA:** El componente vertical descendete puede usarse en conjunto con los pesos de la cuña, para el análisis de estabilidad se debe neutralizar la falla del circulo de deslizamiento

**RESUMEN:** De acuerdo al diseño y la comprobación con el factor de seguridad se comprueba el tipo de viga que se utilizara es HEB 300.  
El número de maderas a utilizarse es de 13 unidades.  
La sepración entre pilotes será de 1m



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS				
RUBRO:	MURO SOBRE PILOTES.	UNIDAD:	m3	
		REND.(UNIDAD/dia	8	
<b>A. MATERIALES</b>				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
Madera encofrado	U	10	1,6	16
Vigas metálicas tipo HEB300	U	5	282,16	1410,8
				1426,80
<b>B. MANO DE OBRA</b>				
TRABAJADOR	CANTIDAD	REND/HORA	JORNAL/HORA	COSTO
Peón	5	1	1,35	6,75
Albañil	1	1	1,38	1,38
				8,13
<b>C. EQUIPO Y MAQUINARIA</b>				
DESCRIPCIÓN	COSTO/HORA	HORAS EQUIPO	COSTO	
Hincado	28,6	2	57,2	
				57,2
COSTO DIRECTO A+B+C				1492,13
INDIRECTOS 25 %				373,0325
COSTO UNITARIO TOTAL				1865,16
COSTO UNITARIO OFERTA				1870,34



## DISEÑO DE MURO EN CANTILVER

**DATOS**

**Hormigón**

$f_y = 4200 \text{ Kg/m}^2$   
 $f_c = 180 \text{ Kg/m}^2$   
 $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$

**Relleno**

$\gamma = 1920,00 \text{ Kg/m}^3$   
 $\phi = 19,00^\circ$   
 $\beta = 0,00^\circ$   
 $H = 3,50 \text{ m}$   
 $W = 0,00 \text{ Kg/m}^2$

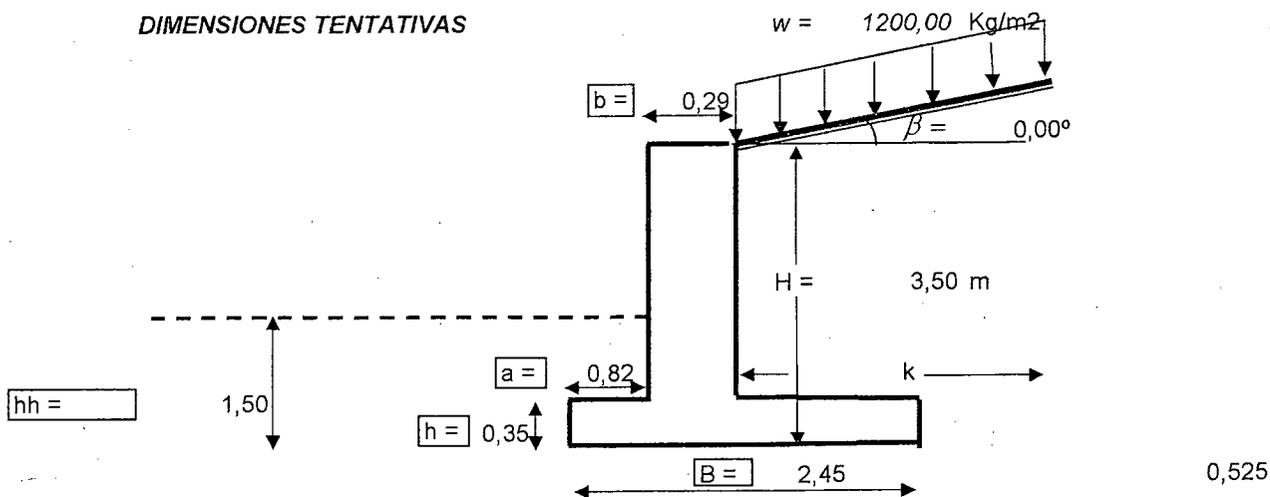
**Suelo de soporte**

$q_a = 11.500,00 \text{ Kg/m}^2$   
 $\gamma = 1920,00 \text{ Kg/m}^3$   
 $\phi = 22,00^\circ$   
 $c = 0,00$   
 $hh = 1,50 \text{ m}$

**DIMENS. ASUMIDAS**

$B = 2,50 \text{ m}$   
 $b = 0,25 \text{ m}$   
 $a = 0,60 \text{ m}$   
 $h = 0,25 \text{ m}$

DIMENSIONES TENTATIVAS



- RESISTENTE VOLCAMIENTO ? **OK**
- RESISTENTE AL DESLIZAMIENTO ? **OK**
- RESULTANTE DENTRO DEL TERCIO-MEDIO ? **OK**
- PRESIONES SUELO 1 **OK**
- PRESIONES SUELO 2 **OK**

FIG	PESO	BRAZO	MOMENTO	$f_i =$	$\beta =$	$ww =$	$h' =$
1	1950,00	0,73	1413,75	0,33161	0,00	0	0
2	1500,00	1,25	1875,00	$K_a = 0,508787$			
3	10296,00	1,68	17245,80	$P_a = 5983,33513$			
<b>F =</b>	<b>13746,00</b>	<b>M =</b>	<b>20534,55</b>	$y = 1,16666667$		$K_p = 2,19798703$	$P_p = 4747,65197$



Mo = 6980,55765

Volcamiento 2,94167759

OK

Deslizamiento 1,72168135

OK

Presion en el suelo

x = 0,98603174  
0,83333333

OK

e = 0,26396826

8.981,77 OK

2.015,03 OK

PENDIENTE

2786,6939  
7309,751

x= 0,60

PIE

peso pie  
360

q1 = 8.621,77  
q2 = 6.949,75

V = 4.671,46  
Vu = 7.474,33  
Vc = 10.666,04

factor carga viva ACI = 1,6  
factor para corte ACI 318M-02 = 0,75  
peralte efectivo d = 15 cm (h-10 cm)

M = 1.451,60 Kg\*m  
Mu = 2.322,56 Kg\*m

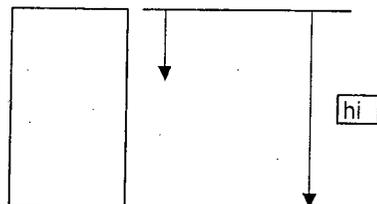
OK





## DISEÑO DE MURO EN CANTILIVER

### 3 - Diseño pantalla



DATOS	
d =	120 cm
d' =	5 cm
factor carga viva ACI 318-02=	
	1,6

### CORTE

Vu = 57.799,51 Kg

Vc = 92.165,16 Kg

hi	Ha	y	M	Mu	As	A's	Asmin
(m)	(Kg)	(m)	(Kg*m)	(Kg*m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
2,00	1.953,74	0,67	1.302,49	2.083,99	0,46		40,00
4,00	7.814,97	1,33	10.419,96	16.671,93	3,69		40,00
6,00	17.583,68	2,00	35.167,36	56.267,77	12,56		40,00
8,60	36.124,69	2,87	103.557,45	165.691,92	37,94		40,00

### 4 - Diseño pie

Vu =	7.474,33	Kg	d =	130	cm
Vc =	92.439,05	kg	Mu =	232.255,54	Kg*cm
			As =	<b>0,47</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
			Asmin =	43,33	cm <sup>2</sup>

OK

### 5 - Diseño talón

<b>5,1</b>	<i>Reacción del suelo</i>		d =	130	cm
Vu =	8.775,51	Kg	Mu =	557.070,17	Kg*cm
Vc =	92.439,05	kg	As =	<b>1,13</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
			Asmin =	43,33	cm <sup>2</sup>

OK

<b>5,2</b>	<i>Actuación del relleno</i>		d =	130	cm
Vu =	7.698,09	Kg	Mu =	802.001,83	Kg*cm
Vc =	92.439,05	kg	As =	<b>1,63</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
			Asmin =	43,33	cm <sup>2</sup>

OK

### 6. Diseño del diente

Pp =	6.963,22	fi corte =	0,75
Pp =	11.141,16		
d =	19	cm	
Asmin =	6,33333333	cm	

### ACERO POR CORTANTE

s =	48,25	cm	SEPARACIÓN CADA 45 cm
Area =	1,571	cm <sup>2</sup>	ESTRIBOS DIAMETRO 10mm en dos ramas

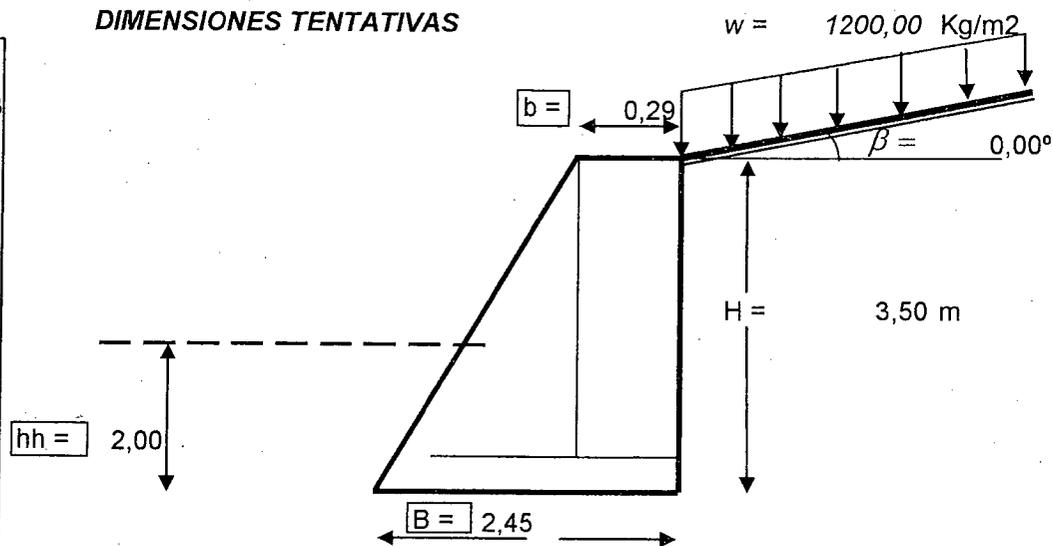


<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS</b>				
RUBRO:	MURO CANTILIVER		UNIDAD:	m3
			REND.(UNIDAD/	8
<b>A. MATERIALES</b>				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
Encofrado muro	m2	8	2	16
Hormigón 210 Kg/cm2	m3	10	106,8	1068
Acero	Kg	150	1,17	175,5
				1259,50
<b>B. MANO DE OBRA</b>				
TRABAJADOR	CANTIDAD	REND/HORA	JORNAL/HORA	COSTO
Peón	10	1	1,35	13,5
Ayudante	2	1	1,36	2,72
Maestro de obra	1	1	1,4	1,4
Albañil	1	1	1,38	1,38
				19
<b>C. EQUIPO Y MAQUINARIA</b>				
DESCRIPCIÓN		COSTO/HORA	HORAS EQUIPO	COSTO
Concreteira 1 saco		6,25	1	6,25
Vibrador		4,5	1	4,5
Herramienta menor				
				10,75
COSTO DIRECTO A+B+C				1289,25
INDIRECTOS		25 %		322,3125
COSTO UNITARIO TOTAL				1611,56
COSTO UNITARIO OFERTA				<b>1611,56</b>



# DISEÑO DE MURO DE GRAVEDAD

## DIMENSIONES TENTATIVAS



STEP 1

DATOS	
<b>Hormigón</b>	
$\gamma =$	2200 Kg/m <sup>3</sup>
<b>Relleno</b>	
$\gamma =$	1730,00 Kg/m <sup>3</sup>
$\phi =$	19,00°
$\beta =$	0,00°
H =	3,50 m
W =	3000,00 Kg/m <sup>2</sup>
<b>Suelo de soporte</b>	
qa =	6.000,00 Kg/m <sup>2</sup>
$\gamma =$	1730,00 Kg/m <sup>3</sup>
$\phi =$	30,00°
c =	0,60
hh =	2,00 m

STEP 2

DIMENS. ASUMIDAS	
B =	4,50 m
b =	0,40 m
a =	0,00 m
h =	0,00 m

- RESISTENTE VOLCAMIENTO ? OK
- RESISTENTE AL DESLIZAMIENTO ? OK
- RESULTANTE DENTRO DEL TERCIO-MEDIO ? OK
- PRESIONES SUELO 1 OK
- PRESIONES SUELO 2 OK



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS				
RUBRO:	MURO A GRAVEDAD	UNIDAD:	m3	
		REND.(UNIDAD/día):	8	
<b>A. MATERIALES</b>				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	COSTO
Encofrado muro	U	15	1,6	24
Hormigón 210 Kg/cm2	m3	12	102,18	1226,16
				1250,16
<b>B. MANO DE OBRA</b>				
TRABAJADOR	CANTIDAD	REND/HORA	JORNAL/HORA	COSTO
Peón	11	1	1,35	14,85
Ayudante	4	1	1,36	5,44
Maestro de obra	1	1	1,4	1,4
Albañil	6	1	1,38	8,28
				29,97
<b>C. EQUIPO Y MAQUINARIA</b>				
DESCRIPCIÓN		COSTO/HORA	HORAS EQUIPO	COSTO
Concreteira 1 saco		6,25	1	6,25
Vibrador		4,5	1	4,5
Herramienta menor				
				10,75
COSTO DIRECTO A+B+C				1290,88
INDIRECTOS 25 %				322,72
COSTO UNITARIO TOTAL				1613,60
COSTO UNITARIO OFERTA				<b>1613,60</b>



## Anexo 1

## VIGAS LAMINADAS: HEB, IPE.

## ESPECIFICACIONES GENERALES:

Largo Estándar: 6m  
 Espesor: Según dimensiones.  
 Recubrimiento: Negro.  
 Calidad del acero: ASTM A36  
 DIN 17100 ST 37.2

## NORMA INTERNA:

UPN:

Longitud:

-0  
 +100

Dimensiones acorde: DIN 1026.

HEB:

Longitud:

-0  
 +100

Dimensiones acorde: DIN 1025-2

IPE:

Longitud:

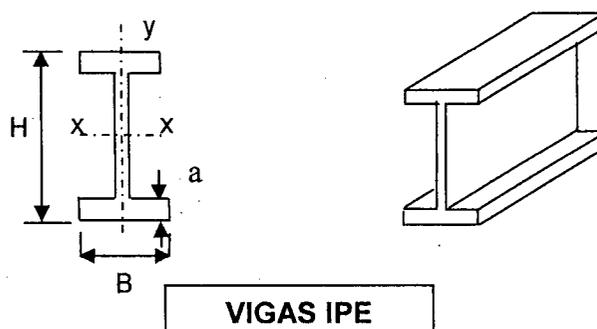
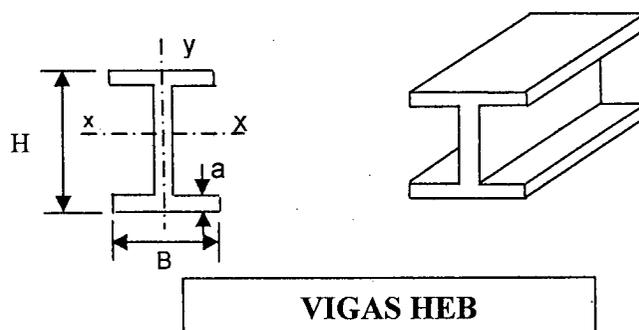
-0  
 +100

Dimensiones acorde: DIN 1025-5

## APLICACIONES:

- Estructuras
- Soportes de polipasto en puente grúa.
- Puentes.
- Rieles.

Descripción	Altura (H) mm	Ancho ala (B) mm	Espesor Ala (a) mm	Espesor Alma (e) mm	Peso P Kg/m	Peso P Kg/6m	Wx cm <sup>2</sup>	Wy cm <sup>2</sup>
HEB 100	100	100	10.00	6.00	20.40	122.40	90.00	33.00
HEB 160	160	160	13.00	8.00	42.60	255.60	311.00	111.00
HEB 200	200	200	15.00	9.00	61.30	367.80	50.00	200.00
HEB 240	240	240	17.00	10.00	83.20	499.20	938.00	327.00
HEB 300	300	300	19.00	11.00	117.0	702.00	1680.0	571.00
IPE 100	100	55	5.70	4.10	8.10	48.60	34.20	5.79
IPE 120	120	64	6.30	4.40	10.40	62.40	53.00	8.68
IPE 160	160	82	7.40	5.00	12.90	77.40	109.00	16.70
IPE 200	200	100	8.50	5.60	22.40	134.40	194.00	28.50
IPE 240	240	120	9.80	6.20	30.70	184.20	324.00	47.30
IPE 300	300	150	10.70	7.10	42.20	253.20	557.00	80.50



Anexo 2; Tabla N.-3.

Typical Values of Poisson's ratio for soils and rock (adapted from Kulhawy, et al., 1983)

Soil and Rock Type	Poisson's Ratio, $\nu$
Saturated clay, undrained conditions	0.5
Partially saturated clay	0.30-0.40
Dense sand, drained conditions	0.30-0.40
Loose sand, drained conditions	<b>0.10-0.30</b>
Sandstone	0.25-0.30
Granite	0.23-0.27



Anexo 3; Tabla N.-4.

Factor	Equipment Variables	Value
Borehole diameter factor, C $\beta$	<b>65-115 mm (2.5 – 4 in)</b>	<b>1.00</b>
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Sampling method factor Cs	<b>Standard sample</b>	<b>1.00</b>
	Sampler without liner (not recommended)	1.20
Rod length factor Cr	<b>3.4 m (10-13ft)</b>	<b>0.75</b>
	4-6 m (13-20 ft)	0.85
	6-10 m (20-30 ft)	0.95
	> 10 m (>30 ft)	1.00

Anexo 4; Tabla N.-4.

Soil Type	$\beta$ ( )	$\beta$ ( )	$\beta_1$	$\beta_1$
	Lb/ft <sup>2</sup>	Kpa	Lb/ft <sup>2</sup>	Kpa
Clean sands (Sw; SP)	<b>100 000</b>	5 000	<b>24 000</b>	1200
Silty sands and clay and sands (SM and SC)	50 000	2 500	12 000	600

#### 5.4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- [1]. Caltrans "**Bridge Design Specifications**". Agosto 2004.  
[www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/)
- [2]. California Trenching and Shoring Manual "**Soldier Pile Systems**". Junio 2005. [www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/h9\\_desing.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/h9_desing.pdf)
- [3]. BRAJA M.Das." **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**". Julio 2004, Capitulo seis. páginas 358-361
- [4]. Caltrans "**Bridge Design Specifications**". Agosto 2004. Capitulo 6  
[www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/ch9\\_manual.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/Manuals/TrenchingandShoring/ch9_manual.pdf)
- [5]. Donald P Coduto. "**Foundation Design Principles and Practices**". Segunda edición. Enero 2001. Página 500-520
- [6]. Vamvatsikos, D, and Cornell, C. 2002. "Incremental dynamic analysis"  
Earthquake Eng. Struct. Dyn., 31-3, 491-514.