

PROYECTO
CONSTRUCCION DEL CENTRO DE ATENCION ESPECIALIZADA
PARA MENORES DE LA CIUDAD DE QUIBDO.
VIA QUIBDO – ISTMINA, SECTOR DEL ESTADERO VILLA GLORIA
MUNICIPIO DE QUIBDÓ
DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ.

INFORME GEOTECNICO

POR: OSCAR CÚJAR COUTIN

Ingeniero Geólogo

Quibdó, Junio de 2013



1. INTRODUCCIÓN

El presente informe geotécnico se presenta a solicitud de la **Unión Temporal Menor Quibdó Ltda.**, con sede en la ciudad de Quibdó, diseñadora y constructora de la obra.

El informe geotécnico contiene los resultados del estudio Geotécnico efectuado al terreno en donde se construirá la obra, concretamente:

- Los trabajos de exploración de campo.
- El análisis geotécnico para el diseño de la fundación de la estructura.
- Las conclusiones y las recomendaciones que permitirán darle a la obra estabilidad y seguridad.

2. LOCALIZACION GENERAL DE LA ZONA

El lote donde se construirá el proyecto está ubicado en la vía que de Quibdó conduce a la ciudad de Istmina, cerca del estadero Villa Gloria.

3. CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

El proyecto consiste en la construcción de una estructura en concreto que servirá de sede al Centro de Atención Especializada al Menor Infractor. Es una estructura aporticada en concreto reforzado con luces homogéneas. El sistema estructural transmitirá las cargas al suelo de fundación mediante columnas. Las columnas transmitirán las cargas al suelo de fundación mediante una cimentación superficial y/o profunda, de acuerdo con los resultados del estudio.

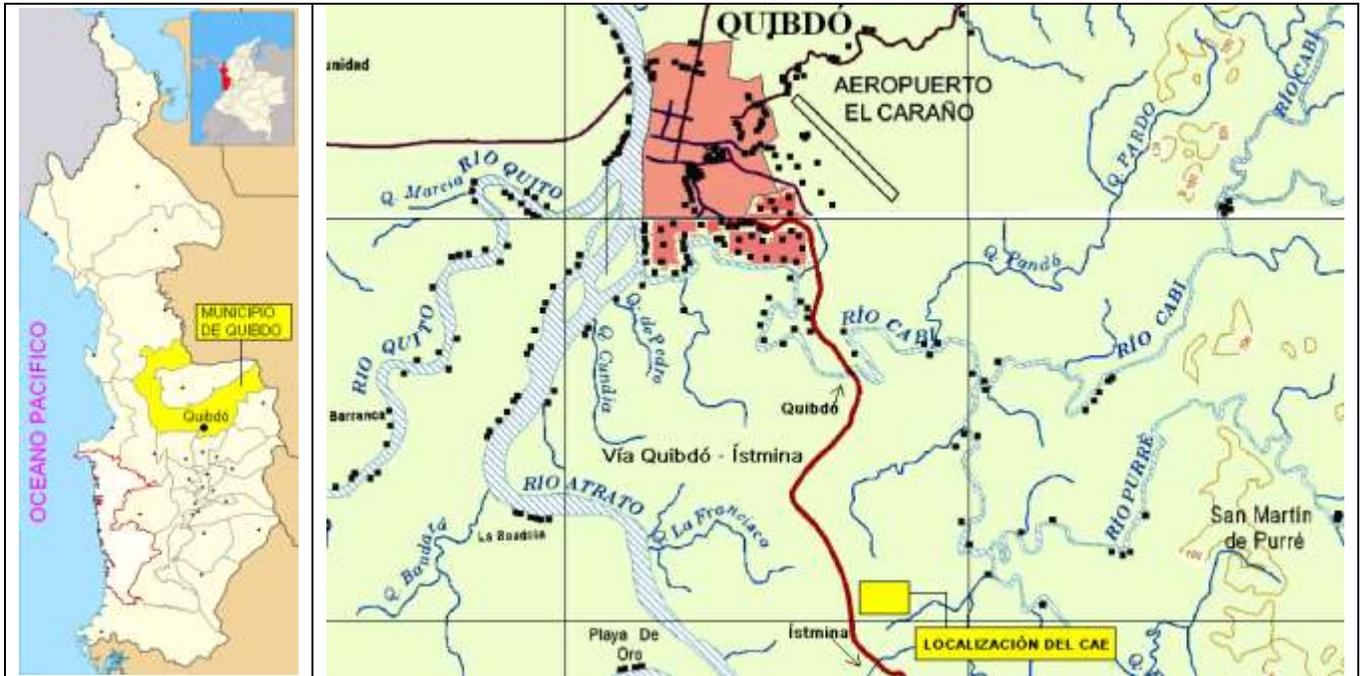


FIGURA 1. Localización del Municipio de Quibdó en el Departamento del Chocó.

Figura 2. Localización de Quibdó a orillas del río Atrato.



Figura 3. Panorámica de la zona de construcción del CAE.



Figura 3. Continuación. Panorámica de la zona de construcción del CAE.



Figura 3. Continuación. Panorámicas de la parte frontal del lote.



Figura 3. Continuación. Panorámica de la parte posterior del lote.

4. ASPECTOS GEOLÓGICOS

4.1 GEOLOGÍA LOCAL

Se realizara aquí una breve descripción del escenario geológico en el que está localizado el terreno donde se construirá la estructura.

De acuerdo a los estudios geológicos realizados por el Instituto de Investigaciones Geológico Mineras, INGEOMINAS, los cuales están plasmados en el Mapa Geológico Generalizado del Departamento del Chocó (Ingeominas, 1993) y en el Mapa de Geología de las Planchas 164 y 184, Quibdó (Ingeominas, 2005); En la zona en que se encuentra localizada la Ciudad de Quibdó afloran las formaciones geológicas que se muestran en la figura 4. El área en que está ubicado el lote donde se construirá la estructura está formada por suelos residuales limo arcillosos con grava en avanzado estado de meteorización, que descansan sobre una secuencia de rocas sedimentarias duras. Este conjunto hace parte de la Formación Quibdó (N2qb).



4.2 GEOMORFOLOGÍA

Geomorfológicamente la zona donde se construirá el edificio corresponde a la Terraza Alta de Quibdó, de relieve semiondulado, disectada por corrientes de agua que drenan la zona hacia el río Atrato.

4.3 EMPLAZAMIENTO TECTONICO DEL CHOCO Y SISMICIDAD

Colombia y en particular el departamento del Chocó, están localizados dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina anillo circumpacífico y corresponde a los

bordes del Océano Pacífico. El emplazamiento tectónico del Chocó es bastante complejo pues en su territorio convergen la placa de Nazca, la placa Suramericana y la placa Caribe, por lo tanto, la ciudad de Quibdó se encuentra en una zona de alta complejidad Geogeoestructural, debido a la convergencia en la región de las placas tectónicas antes mencionadas. La concentración de esfuerzos que implican los desplazamientos de estas placas se manifiesta en el fallamiento, plegamiento y alta sismicidad que se presenta en todo el Departamento.

Las principales fuentes sismogénicas activas que pueden afectar sísmicamente a la ciudad de Quibdó son: (Fig. 5).

- **La falla Murindó-Atrato:** Su trayectoria es más o menos paralela a la falla de Bahía Solano. La información disponible no permite calibrar sus parámetros de sismicidad. la AIS (1996), le asigna una magnitud última posible de 7 en la escala Ms.
- **La falla de Utría o Bahía Solano:** la información de los registros sísmicos asociables a éstas no son suficientes para calibrar sus parámetros de sismicidad; no obstante su posición muy cercana a la zona de subducción, su longitud y los sismos de los años setenta permitieron al AIS (1996), designarle una magnitud última posible de 7 en la escala Ms.
- **La actividad sísmica asociada a la dinámica de la zona de subducción del borde del Océano Pacífico:** La magnitud última posible para los sismos allí originados podría estar en el orden de 8.6 en la escala Ms.

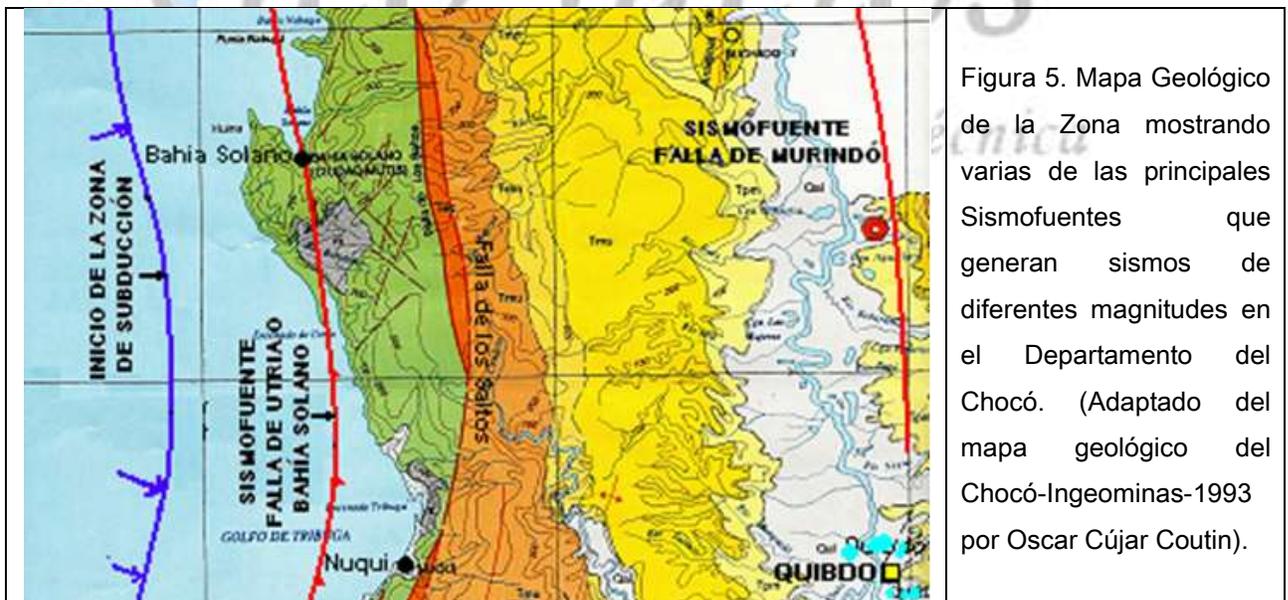


Figura 5. Mapa Geológico de la Zona mostrando varias de las principales Sismofuentes que generan sismos de diferentes magnitudes en el Departamento del Chocó. (Adaptado del mapa geológico del Chocó-Ingeominas-1993 por Oscar Cújar Coutin).

Localmente, hacia el Este del área de construcción, de acuerdo con la información geológica, pasa la Falla de la quebrada Santa Bárbara, de la cual se desconocen sus parámetros de sismicidad y un poco más cerca del área de construcción pero también hacia el Este pasa una falla inferida, sin nombre en los

mapas de geología regional, al parecer, satélite de la anterior. Se estima que estas fallas no son activas, pues en la información geológica no se encuentra ninguna referencia a ellas.

4.3.1 SISMICIDAD.

De acuerdo con la NSR-2010, el Departamento del Chocó se encuentra en la Zona de Amenaza Sísmica Alta (ver figuras 6 y 7), es decir se pueden alcanzar aceleraciones laterales $> 0.20 g$. En particular el coeficiente Aa para la Ciudad de Quibdó es de 0.35 g, por esto el diseño de la estructura debe concebirse considerando amenaza sísmica alta, de tal manera que se tengan construcciones seguras para la vida humana ante la alta probabilidad de ocurrencia de sismos de alta magnitud e intensidad.

En la tabla 1 se presentan los Valores de los coeficientes Aa, Av, Ae y Ad, así como la determinación de la zona de amenaza sísmica para Quibdó de acuerdo con la NSR-2010:

Tabla 1. Valores de Aa, Av, Ae y Ad y zona de amenaza sísmica para Quibdó de acuerdo con la NSR-10.						
MUNICIPIO	POBLACION	Aa	Av	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA	A e	Ad
QUIBDO	Quibdó	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13

CONVENCIONES:

Aa = Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en NSR-10, A.2.2.
Av = Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en NSR-10, A.2.2.
Ae = Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en NSR-10, A.10.3.
Ad = Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en NSR-10, A.12.2.



Figura 6. Zonas de Amenaza Sísmica de Colombia (Fuente: NSR-98, NSR-10)

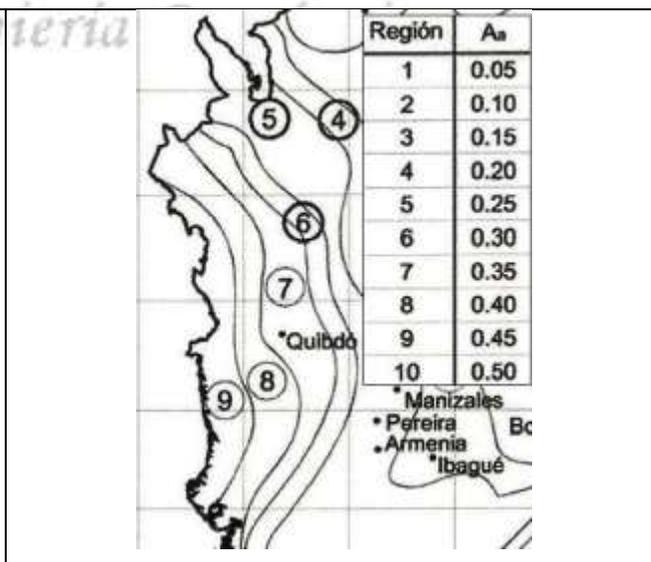


Figura 7. Zonificación Sísmica del Chocó. Fuente: NSR – 2010, valores de Aa.

5. GEOTECNIA

5.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

La exploración de campo consistió en la realización de las labores de reconocimiento del terreno donde se construirán la estructura, localización de los sitios para sondeos y las labores relacionadas con la medida de la resistencia a la compresión inconfínada con el penetrometro ELE - SOILTEST, muestreo y descripción de campo del suelo.

Se programaron 4 perforaciones con barreno hasta una profundidad máxima de 6 m, se realizaron aproximadamente 10 sondeos con varilla al interior del lote, que permitieron conocer el comportamiento vertical y horizontal del suelo (Ver figura 8 y 9).

El nivel freático (N.F) fue detectado en las perforaciones P1, P2 y P3 a 1.10m de profundidad, en la perforación P4 es superficial. En el área y en particular en el terreno de construcción del proyecto no se presentan condiciones de inundación.

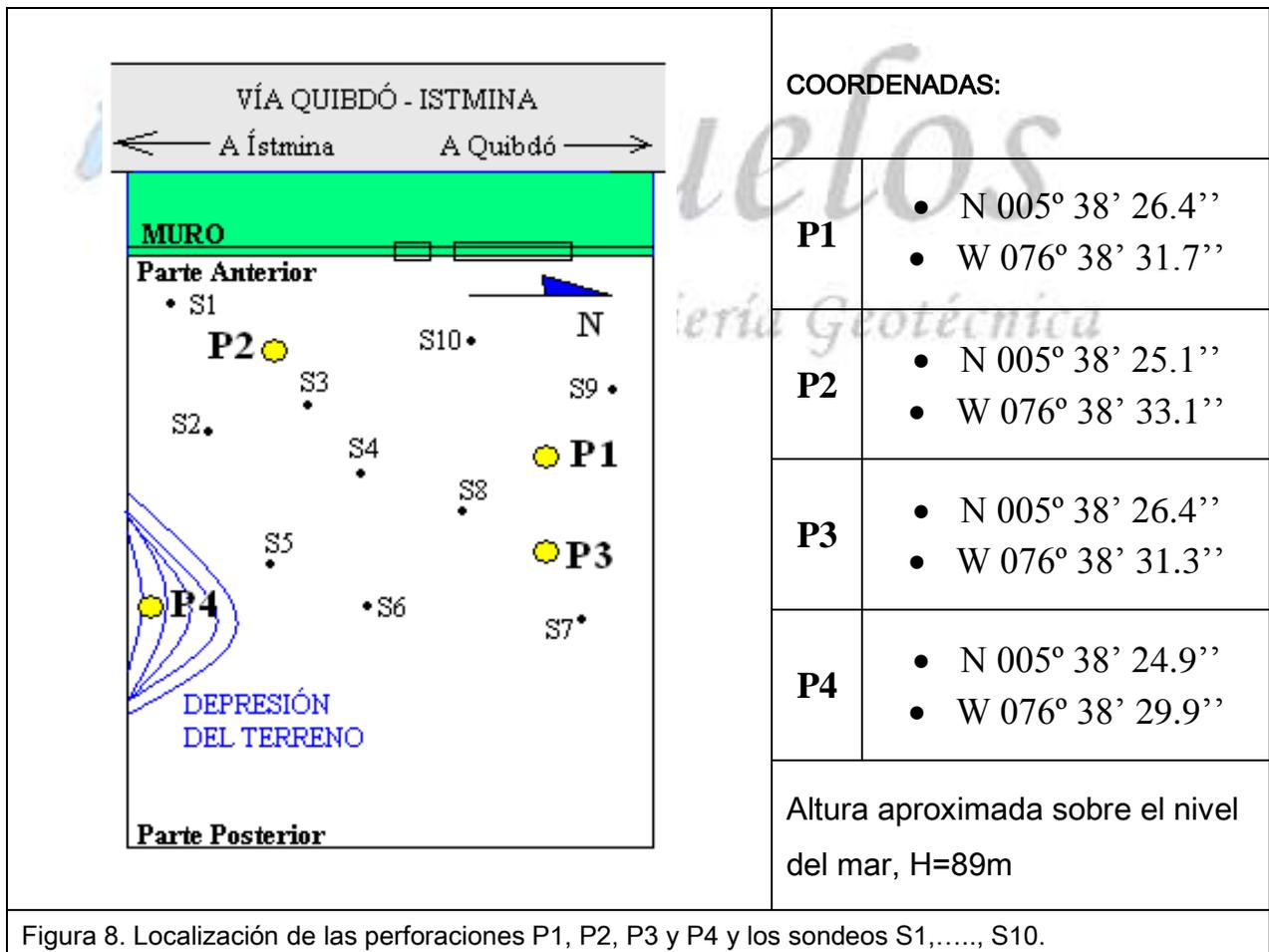




Figura 9. Sondeos con el barreno.



Figura 9. Continuación. Sondeos con el barreno.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.



Figura 9. Perforación a cielo abierto.

De acuerdo con los resultados de la exploración de campo, la secuencia estratigráfica desde la superficie hasta el fondo se muestra en el perfil geotécnico deducido a partir de las perforaciones y los sondeos. Este se muestra en la figura 10.

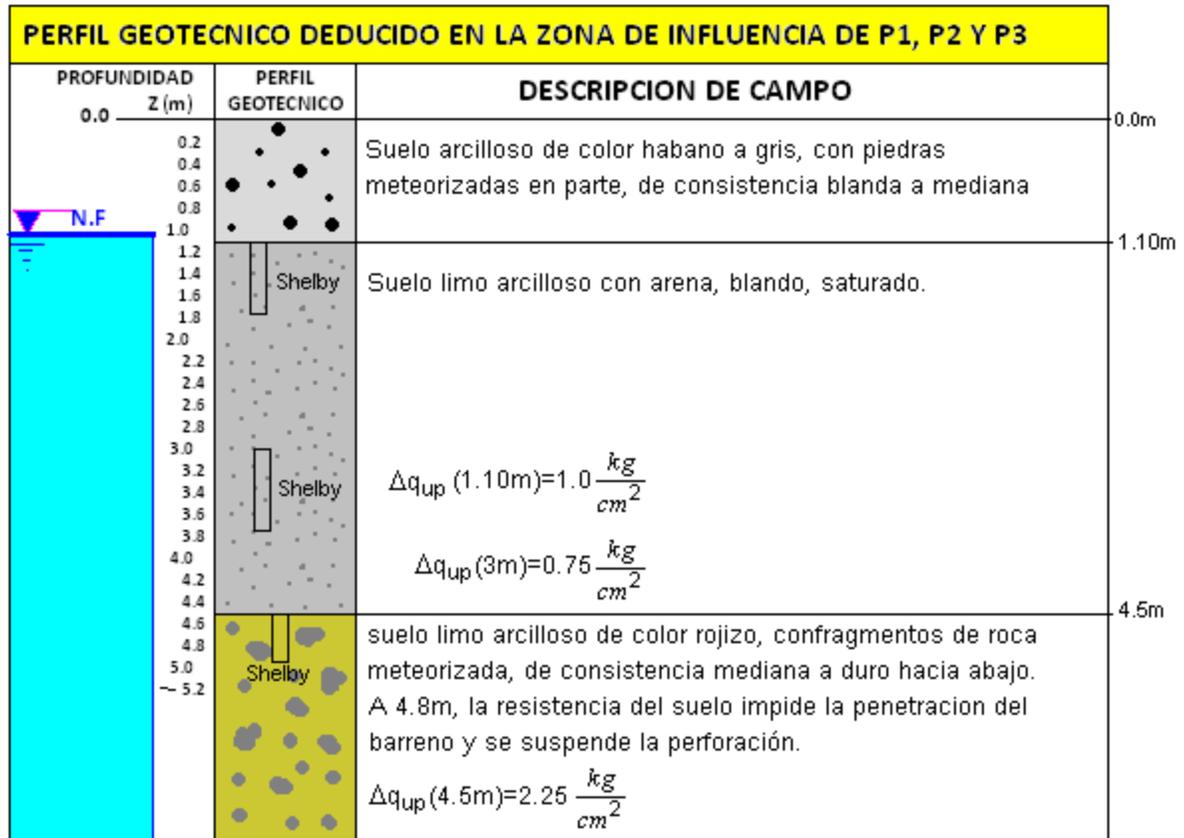


Figura 10. Perfil geotécnico deducido para la zona de influencia de las perforaciones P1, P2 Y P3.

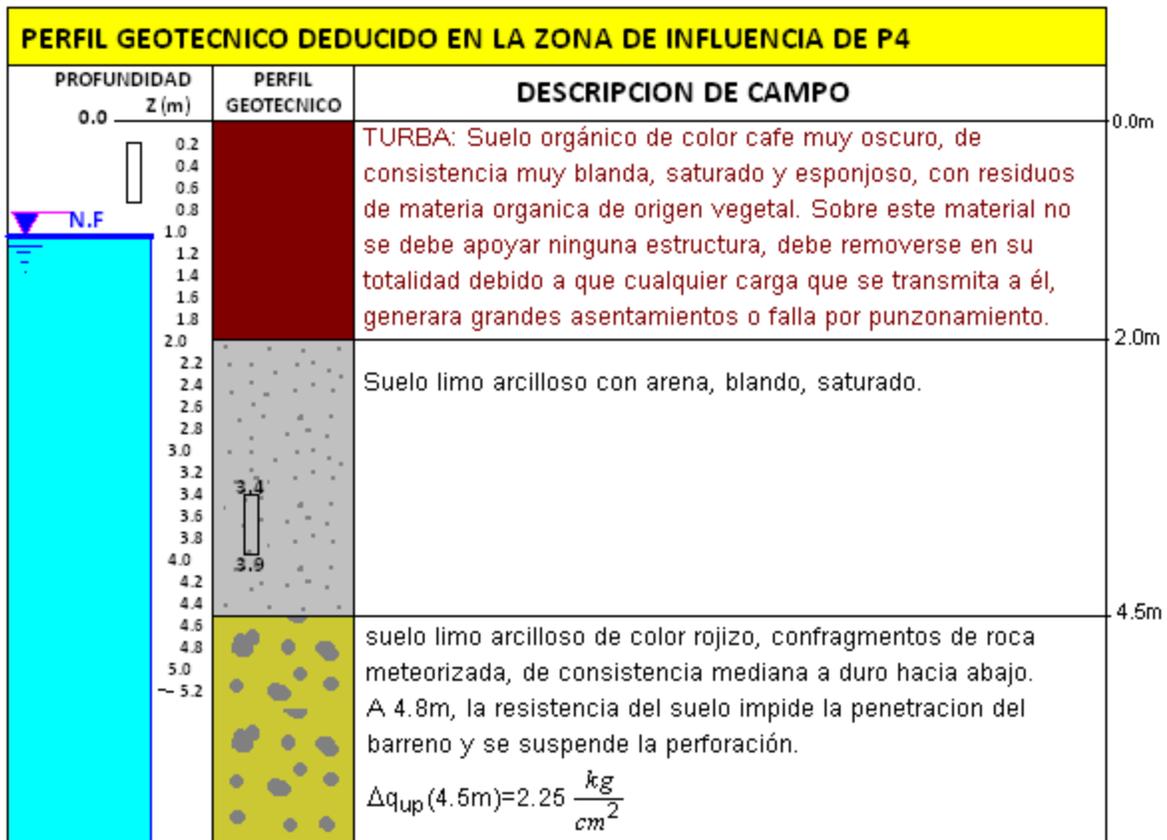


Figura 10. Continuación. Perfil geotécnico deducido para la zona de influencia de la perforación P4.

5.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

De las perforaciones se tomaron muestras alteradas e inalteradas para los ensayos de laboratorio, sobre las muestras recuperadas se realizaran ensayos para:

- ✓ Clasificación de suelos
- ✓ Humedad natural
- ✓ Pesos unitarios
- ✓ Consistencia
- ✓ Resistencia a la compresión inconfiada

Los ensayos de laboratorio se realizaran en el laboratorio de Suelos de la facultad de Ingeniería de la Universidad Tecnológica del Chocó en la Ciudad de Quibdó. En la siguiente tabla se muestran los ensayos de laboratorio:

Tabla 2. Resultados de los Ensayos de Laboratorio

PERFORACION	w_{nat} (%)	% G	% S	% F	LL (%)	LP (%)	IP (%)	CLASIFICACION USCS	γ_n ($\frac{ton}{m^3}$)	q_u $\frac{kg}{cm^2}$	q_u $\frac{ton}{m^2}$	C_u ($\frac{ton}{m^2}$)
P1 – 1.10m	51.1	0.6	12.5	86.9	68	41	27	MH	1.73	0.87	8.7	4.3
P1 – 3.0m	46.0	0.0	19.0	81.0	49	33	16	ML	1.77	0.68	6.8	3.4
P1 – 4.5m	33.6	10.3	25.2	64.5	38	23	15	CL	1.88	1.35	13.5	6.75
P4 – 3.4m	68.2	0.0	14.9	85.1	83	36	47	CH	1.61	0.52	5.2	2.6
CONVENCIONES:					USCS: Clasificación Unificada de Suelos.			$\gamma_n = \text{peso unitario humedo}$				
w_{nat} (%)=Humedad natural					LL(%)=Limite liquido			$q_u = \text{Resistencia ala compresión inconfnada}$				
G - A - F = % de grava - % arena - % de finos					LP(%)=Limite plástico							
NP = No presente					IP(%)_Índice de plasticidad							

5.3. CLASIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos encontrados son de origen sedimentario residual. Se caracterizaron mediante pruebas de campo y laboratorio que permitieron su identificación y clasificación geotécnica. Como parámetros de resistencia al corte se asumieron valores medidos o típicos debidamente sustentados en la mecánica de suelos.

5.4. CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA

De acuerdo con la información recibida se estiman cargas máximas de 45 ton., las cuales como se anotó antes se transmitirán al suelo de fundación a través de cimentaciones superficiales o profundas. Se analizara la viabilidad de los dos casos:

5.5. ANALISIS DEL ESCENARIO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con el perfil geotécnico se observa que el subsuelo está conformado por:

- Una capa de suelo orgánico, asiento de la vegetación. Esta capa de suelo orgánico tiene 2m en P4, y seguramente se formó en condiciones lacustres, bajo condiciones geohidrológicas que involucraron procesos erosivos que afectaron el manto de suelo arcilloso gris.
- A continuación entre 0.2m y 1.10m se encuentra un estrato de arcilla de color gris, plástica y de consistencia blanda a mediana. Esta capa no se encuentra en P4, fue erosionada.
- A continuación se encuentra una capa de limo arcilloso gris con arena fina que llega hasta 4.5m de profundidad.
- Por debajo encontramos varios estratos de suelos residuales formados a partir de la meteorización de los materiales de la Formación Quibdó, inicialmente el suelo es arcilloso de color rojizo, consistencia mediana a compacta con grava meteorizada. Por abajo debe encontrarse la Formación Quibdó (N2qb) que está conformada principalmente de conglomerados, areniscas conglomeráticas, areniscas y lodolitas.

6. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIONES

De acuerdo con el escenario geotécnico se recomiendan las siguientes alternativas (Figura 11):

- Una Cimentación Superficial constituida por una losa de cimentación.
- Una Cimentación Profunda constituida por Pilotes de madera estructural o de concreto reforzado.

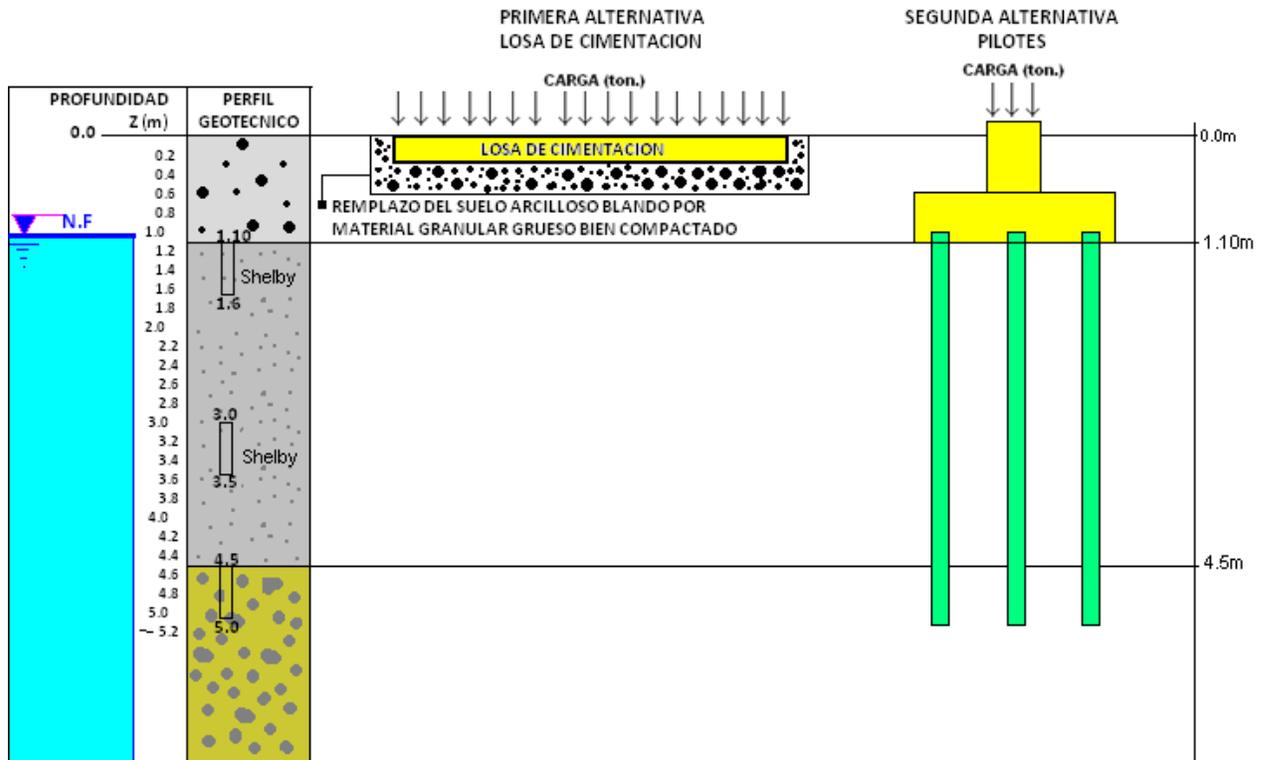


Figura 11. Alternativas de cimentación.

8.1 PRIMERA ALTERNATIVA: LOSA DE CIMENTACION DE CONCRETO REFORZADO

La losa de cimentación superficial, se apoyara directamente sobre el suelo Limoarcilloso de color gris, o sobre un remplazo del suelo limo arcilloso superficial por una capa de 0.40m de grava arenosa gruesa a mediana bien compactada, por lo menos al 90% de la máxima densidad obtenida en el proctor modificado. La profundidad de cimentación, Df, es de 0.6m, de los cuales 0.4m son del remplazo.

El ingeniero estructural debe tratar de que la resultante de las fuerzas que actúan sobre la placa caigan en el centro de gravedad de la sección para evitar asentamientos diferenciales. Figura 12.

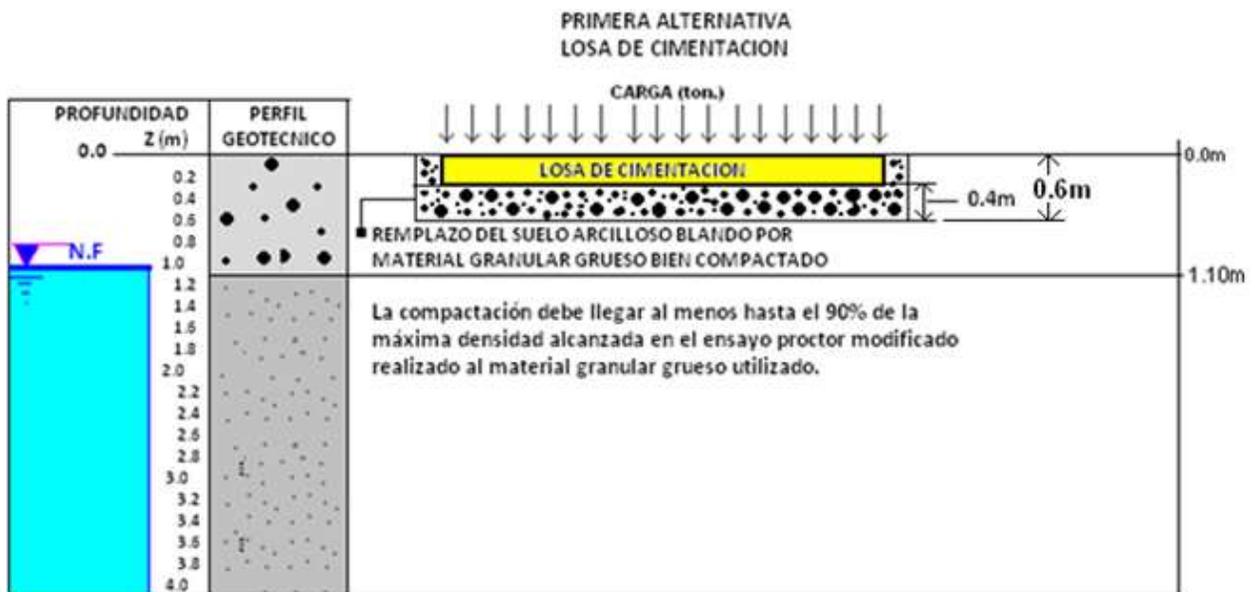


Figura 12. Primera alternativa. Losa de cimentación superficial.

Para el cálculo de las dimensiones de la placa se tomó un promedio de los tamaños de las áreas de los bloques, con lo cual se calculó un valor promedio para B y L

BLOQUE N°	USO	DIMENSIONES BLOQUES	
		LARGO (L)	ANCHO (B)
		(m)	(m)
BLOQUE 1	ALOJAMIENTO HOMBRES	24.18	19.25
BLOQUE 2	ALOJAMIENTO MUJERES	24.18	19.25
BLOQUE 3	TALLER	21	18
BLOQUE 3A y 3B	AISLAMIENTO DE HOMBRES Y MUJERES	20.58	14.68
BLOQUE 5A	ALMACEN	16.57	16.65
BLOQUE 5B	AREA DE SANIDAD	12.7	11.0
BLOQUE 5C	AREA DE COCINA Y LAVANDERIA	16	14
BLOQUE 5D	CUARTO ELECTRICO Y BODEGA	27.61	10.8
BLOQUE 6	ADMINISTRATIVO	28.19	17.6
BLOQUE 6B	CAFETERIA	14.82	13.11
BLOQUE 7	GARITA Y ACCESO	10.24	9.59
$L_{Promedio} = \frac{\sum L}{n} = \frac{216.07m}{11} \Rightarrow \bar{L} = 19.6m$		$\sum L = 216.07m$	$\sum B = 163.93m$
$B_{Promedio} = \frac{\sum B}{n} = \frac{163.93m}{11} \Rightarrow \bar{B} = 14.9m$		$n = 11$	$n = 11$

6.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE APOYO DE LA LOSA DE CIMENTACION SUPERFICIAL.

La capacidad portante ultima de una losa de cimentación se calculará con la teoría de capacidad portante de Meyerhof para cimentaciones superficiales (ref.: 1), la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ult} = C_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \sigma_o' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_o' B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad [1]$$

Donde el significado de cada uno de los símbolos es el siguiente:

σ_{ult}	Capacidad de carga ultima del suelo de cimentación (Ton/m ²)		
C_u	Cohesión del suelo, ($\frac{ton}{m^2}$)		
σ_o'	Presión vertical efectiva de sobrecarga del suelo por encima del nivel de cimentación. ($\frac{ton}{m^2}$)	$\sigma_o' = q_0 + \sum_{i=1}^n \gamma_i' z_i$	
γ_i	Peso unitario de cada estrato de suelo por encima del nivel de cimentación: $\gamma_i' = \gamma_1', \gamma_2', \dots, \gamma_n'$		
D_f	Profundidad de cimentación. (m)	B	Ancho de la cimentación. (m)
γ_o'	Peso unitario del suelo de cimentación. ($\frac{ton}{m^3}$)	L	Largo de la cimentación. (m)

N_q	Son factores de capacidad de carga. Su valor depende del angulo de fricción interna del suelo, ϕ . $\{N_q, N_c, N_\gamma\} = f(\phi)$. la NSR 10, NSR 98, recomiendan que estos factores sean calculados así:	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
N_c		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
N_γ		$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Son factores de forma de la cimentación
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Son factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Son factores de inclinación

Para suelos arcillosos saturados con $\phi = 0.0$, y condición de carga vertical la ecuación [1] queda:

$\sigma_{ult} = C_u N_c F_{cs} F_{cd} + \sigma_o'$	para $\phi = 0.0$: $N_c = 5.14, N_q = 1$ y $N_\gamma = 0.0$,
	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{1}{5.14} \right) = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$

La sustitución de estos factores de forma y profundidad en la ecuación de σ_{ult} , da:

$$\sigma_{ult} = 5.14 C_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) + \sigma_o'$$

Ahora, la Capacidad de carga neta Ultima ($\sigma_{ult}(neta)$), teniendo en cuenta el peso de la masa de suelo removido, es $\sigma_{ult} - \sigma_o'$. Entonces calcularemos la capacidad portante última del suelo de cimentación así:

$$\sigma_{ult} = 5.14 C_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)$$

Para estimar la Capacidad Portante Última (σ_{ult}) del suelo de cimentación, se toman los siguientes parámetros de resistencia al corte de acuerdo con sus características físicas y mecánicas.

Para el cálculo de C_u , asumimos un valor promedio para q_u , de los valores medidos en el laboratorio, tomados de la tabla 2, y los valores medidos en el campo con el penetrometro, así:

$$\bar{q}_u = \frac{\sum(q_u)_i}{n} = \frac{0.87 + 0.68 + 0.52 + 0.75}{4} = 0.70500 \frac{kg}{cm^2} \approx 0.70 \frac{kg}{cm^2}$$

$$C_u(\text{promedio}) = \bar{C}_u = \frac{\bar{q}_u}{2} = \frac{0.70 \frac{kg}{cm^2}}{2} = 0.35 \frac{kg}{cm^2} = 3.50 \frac{ton}{m^2}$$

Parametros de resistencia al corte del suelo de apoyo de la losa de cimentacion: $C_u = 3.5 \frac{ton}{m^2}$, $\phi = 0.0$

El valor del peso unitario para cada estrato, se tomó teniendo en cuenta las características del suelo y las condiciones de humedad (ref.2). Por otro lado, de acuerdo con las relaciones de campo se tiene la presencia preponderante de suelos cohesivos limo arcillosos que descansan sobre estratos de rocas sedimentarias de la Formación Quibdó (N2qb). De acuerdo con las observaciones de campo **para el Suelo de Cimentación, se tomó un Peso Unitario, $\gamma_0 = 1,9$, y para el suelo de sobrecarga se tomó un Peso Unitario promedio, $\gamma = 1.9 \frac{ton}{m^3}$.** Determinada la capacidad de carga última (σ_{ult}) del suelo de cimentación, se calculará la capacidad portante admisible o permisible o de diseño (σ_{adm}) con un factor de seguridad (F.S.) de 3.0, de acuerdo con esto:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult}}{F.S} = \frac{\sigma_{ult}}{3}$$

A continuación, se procederá entonces a estimar la capacidad portante del suelo de cimentación de apoyo de la losa de cimentación de acuerdo con lo expuesto.

<ul style="list-style-type: none"> • Suelo de cimentación: Suelos limo arcillosos de consistencia medianamente compacta. <ul style="list-style-type: none"> ▪ Asumimos comportamiento cohesivo. ▪ parámetros de resistencia al corte (C_u, ϕ): $\phi = 0.0$, $C_u = 3.5 \frac{ton}{m^2}$ 	
<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de cimentación : Cimentación superficial <ul style="list-style-type: none"> ▪ Losa de cimentación: ▪ Profundidad de cimentación: $D_f = 0.6m$ medidos a partir de la superficie del suelo después de realizar los cortes y adecuación de la superficie de construcción de las estructuras. 	
<ul style="list-style-type: none"> • Calculo de la Capacidad Portante Última del Suelo de cimentación. (σ_{ult}). 	
$\sigma_{ult} = 5.14 C_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)_c$	$\sigma'_0 = q_0 + \sum_{i=1}^n \gamma'_i z_i \quad \sigma'_0 = 1.14 \frac{ton}{m^2}$

$C_u = 3.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad L = 10.24\text{m}, \quad B = 9.59\text{m}, \quad D_f = 0.6\text{m}$ $\sigma_{ult} = (5.14)(3.5) \left(1 + 0.2 \frac{10.24}{9.59}\right) \left(1 + 0.4 \frac{0.6}{10.24}\right)$ $\sigma_{ult} = 22.34361 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	$F_{cs} = 1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1.21356$ $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} = 1.02344$
<p>• Calculo de la Capacidad Portante Admisible del Suelo de cimentación. (σ_{adm})</p>	
$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult}}{F.S} = \frac{22.34361}{3.0} = 7.44787 \approx 7.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	$\sigma_{adm}(\text{Calculada}) = 7.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ A continuación revisaremos asentamientos.

La cimentación debe diseñarse teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- LA PRESION DE CONTACTO, $\sigma_{co} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \frac{P}{B \times L} \leq \sigma_{adm}$
- El asentamiento que produce σ_{co} , debe estar dentro del rango permisible. P es la carga total transmitida sin mayoración.

En suelos cohesivos los asentamientos más importantes son los asentamientos por consolidación que se pueden estimar utilizando las siguientes expresiones:

$\Delta H = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma_{vo}}$	$C_c = 0.009(LL - 10)$: es el Índice de consolidación $e_0 = wG_s$: Es la Relación de Vacios Inicial
ΔH	Asentamiento en cm
H	Profundidad de la masa de suelo que va a deformarse (cm)=700cm=7m aprox.
σ_{vo}'	Presión vertical efectiva
$\Delta \sigma_v$	Incremento de presión vertical debido a las cargas de la edificación
w	Humedad natural del suelo
G_s	Gravedad de los sólidos

Los asentamientos que se presentaran serán menores que 2.5cm. De acuerdo con las consideraciones y estimación de asentamientos por consolidación de los suelos limo arcillosos se determinó en este estudio recomendar para el diseño geotécnico de la cimentación una capacidad portante admisible de $6.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, que se usará en el diseño de la estructura y un nivel de cimentación de 0.6m.

$\sigma_{adm} = 7.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ con $D_f = 0.6\text{m}$

De acuerdo con las normas Colombianas de construcciones SISMORESISTENTES (NSR-10), para efectos locales de la respuesta sísmica de la estructura deben considerarse los siguientes parámetros Geotécnicos y Sísmicos:

PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS APOYADAS SOBRE UNA LOSA DE CIMENTACION (De acuerdo con la NSR – 10)		
1.	Suelo de cimentación: suelo arcilloso con grava meteorizada ($q_u = 1.0 \frac{kg}{cm^2}$)	CL, ML
2.	Profundidad de cimentación	$D_f = 0.6m$
3.	Capacidad portante admisible del suelo de cimentación	$\sigma_{adm} = 7.5 \frac{ton}{m^2}$
4.	Coeficiente de reacción de la subrasante	$k_s = 1.5 \frac{kg}{cm^3}$
	Coeficiente de deformación elástico	$E_s = 15 \frac{kg}{cm^2}$
PARA EFECTOS LOCALES DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA		
5.	Zona de Amenaza Sísmica(NSR-10)	Alta
6.	Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, para diseño (Aa)	Aa=0.35
	Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva, para diseño (Av)	Av=0.35
7.	Tipo de Perfil de Suelos	D
8.	Coeficientes de Sitio	$F_a = 1.05$ $F_v = 2.6$
9.	Coeficiente de Importancia	I=1.1
RECOMENDACIONES. <ul style="list-style-type: none"> ▪ Para ayudar a atender las solicitudes de eventos sísmicos, las estructuras deberán rigidizarse en su fundación mediante vigas de amarre. ▪ Cualquier cambio en el diseño del proyecto o en las condiciones geotécnicas reportadas en este estudio debe comunicarse al ingeniero geotecnista. 		

8.2 SEGUNDA ALTERNATIVA – PILOTES. Una cimentación profunda constituida por pilotes de concreto reforzado o madera de alta resistencia biológica y estructural, hincados hasta rechazo o hasta una profundidad promedio de 6m. Los pilotes se hincaran desde una profundidad de 1m a partir de la superficie explanada del suelo y tendrán una longitud máxima de 5m. Deben penetrar hasta rechazo o hasta una profundidad de 6.0m.

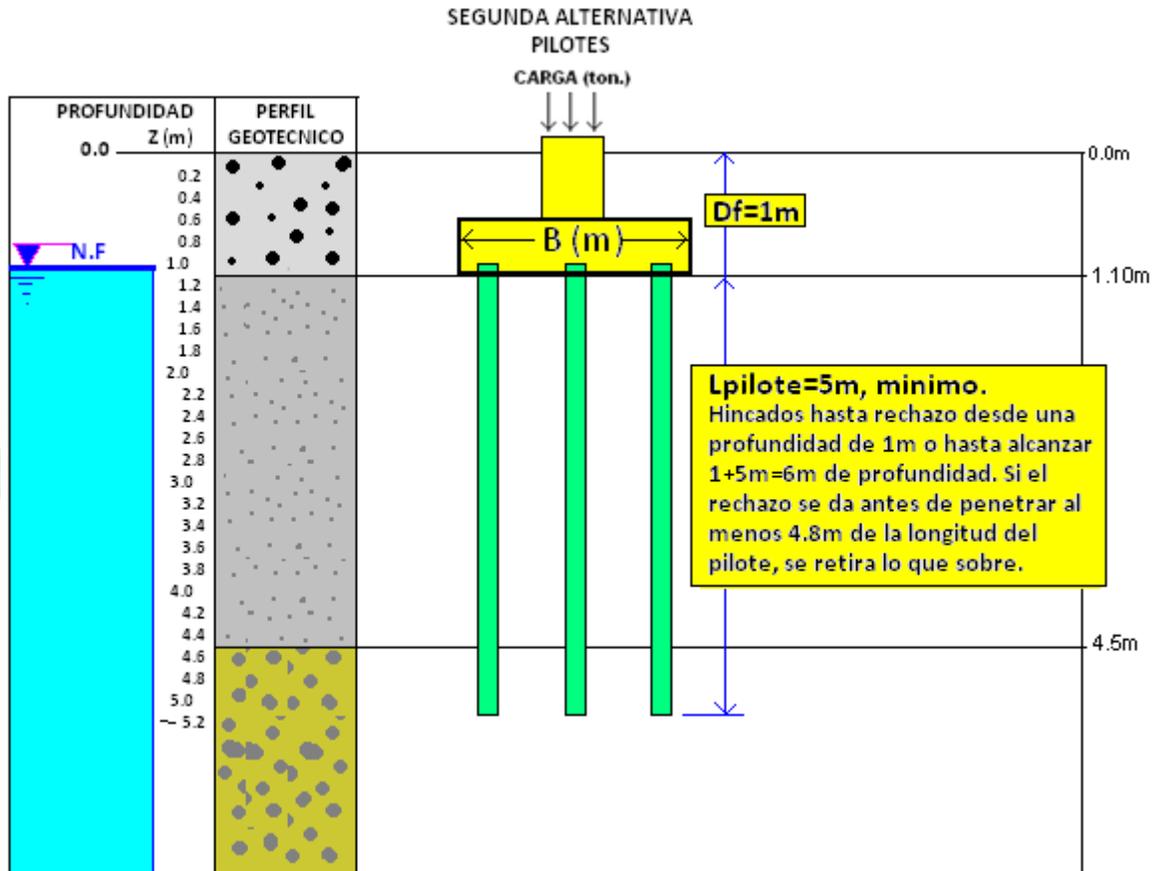
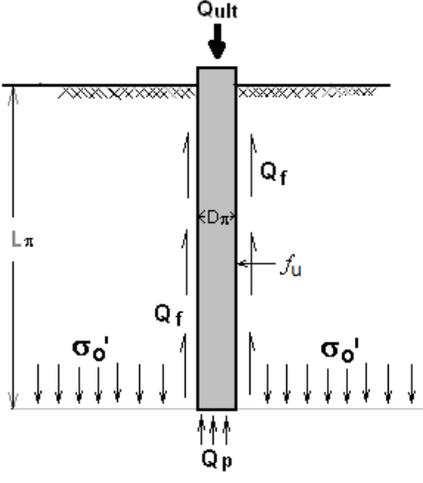


Figura 13. Pilotes

▪ **ESTIMACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN PILOTE (Q_{ult})**

La capacidad Portante última de un pilote individual, Q_{ult} . Es la suma de sus resistencias por la punta, Q_{up} y por el fuste Q_{uf} , movilizadas por la carga aplicada (Figura 14). La Resistencia por el Fuste es la resistencia por fricción lateral derivada de la interacción entre el área lateral del pilote y el suelo de empotramiento y la resistencia por la punta es la resistencia que opone el suelo a la penetración en la punta del pilote.

De acuerdo con lo anterior podemos escribir:

$Q_{ult} = Q_{up} + Q_{uf}$ Donde el significado de cada uno de los símbolos es el siguiente	
 <p>Figura 14.</p>	Q_{ult} Capacidad portante última, (Ton)
	Q_{up} Capacidad Portante ultima en la punta del pilote, (Ton)
	Q_{uf} Capacidad portante ultima por el fuste.
	$D_{f\pi}$ diámetro del pilote o pilar (m)
	L_{π} Longitud del pilote o pilar (m)
	σ'_0 Presión vertical efectiva de sobrecarga a nivel de la punta del pilote.
	f_0 Resistencia unitaria por fricción en suelos friccionantes o adherencia en suelos cohesivos.

En Suelos friccionantes, la resistencia última por la punta y por el fuste de un pilote se calcula así:

Resistencia Ultima por la Punta de un Pilote individual., Q_{up}.	
$A_p = \text{Área de la punta del pilote}$	
De acuerdo con Meyerhof en Das(2001) la Capacidad de carga en la punta, se puede calcular así: $Q_{up} = A_p R_{op}$, donde R_{op} es la resistencia unitaria por la punta. $R_{op} = C_u N_c^* + \sigma'_0 N_q^* + \gamma_p D_p N_{\gamma}^* \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right)$ $Q_{up} = A_p \{C_u N_c^* + \sigma'_0 N_q^*\}$	C_u Cohesión del Suelo que soporta la punta del pilote.
	σ'_0 Presión vertical efectiva a nivel de la punta de la pila.
	N_c^* Factores de Capacidad de Carga. Son funciones del ángulo de fricción interna del suelo
	N_q^*

Resistencia Ultima por el Fuste de un Pilote Individual., Q_{uf}	
La expresión para la resistencia por fricción lateral entre el pilote y el suelo de empotramiento es:	
$Q_{uf} = \sum_{i=1}^n (P_{\pi} \Delta L' f_{oi})$	
p_{π}	= Perímetro de la sección del fuste del pilote
$\Delta L'$	= Longitud incremental del fuste del pilote sobre el cual p_{π} y f_{oi} se consideran constantes
f_{oi}	= Resistencia Unitaria por Fricción o adherencia a cualquier profundidad z

De acuerdo con lo anterior se tiene que: $Q_{ult} = Q_{up} + Q_{uf}$	
$Q_{ult} = A_p \{C_u N_c^* + \sigma'_0 N_q^*\} + \sum_{i=1}^n (p_{\pi} \Delta L' \alpha C_{ui})$	

Para estimar la capacidad portante última de los pilotes se tendrá en cuenta la resistencia por la punta y la resistencia por fricción lateral con el suelo de empotramiento.

Estimada la capacidad de carga última (σ_{ult}), se calculará la capacidad de carga admisible de un pilote individual con un factor de seguridad (F.S.) de 2.5, así:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{Q_{up} + Q_{uf}}{2.5}$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA.

Para suelos cohesivos, $C_u \neq 0$, $N_c^* = 9$ y $f_0 = \alpha C_u$, $\phi = 0$ De acuerdo con esto:

$$Q_{ult} = 9C_u A_p + \sum_{i=1}^n (p_{\pi} \Delta L' \alpha C_u)_i$$

$$Q_{up} = 9C_u A_p$$

$$Q_{uf} = \sum_{i=1}^n (p_{\pi} \Delta L' \alpha C_u)_i$$

Suelo de empotramiento y apoyo de los pilotes: limo arcilloso. Asumimos comportamiento Cohesivo:

$$\tau_f = f(C_u).$$

Para el fuste: $\bar{q}_u = \frac{\sum(q_u)_i}{n} = \frac{0.87+0.68+0.52+1.35+0.75}{5} = 0.83400 \frac{kg}{cm^2}$

$$C_u(\text{promedio}) = \bar{C}_u = \frac{\bar{q}_u}{2} = 0.41700 \frac{kg}{cm^2} = 4.17 \frac{ton}{m^2} \approx 4.20 \frac{ton}{m^2}$$

Parametros de resistencia al corte del suelo de empotramiento de los pilotes: $C_u = 4.2 \frac{ton}{m^2}$ $\phi = 0.0$

Para la punta: $C_u(\text{promedio}) = \bar{C}_u = \frac{\bar{q}_u}{2} = \frac{1.35}{2} = 0.67 \frac{kg}{cm^2} = 6.70 \frac{ton}{m^2} \approx 7.0 \frac{ton}{m^2}$

Parametros de resistencia al corte del suelo de apoyo de los pilotes: $C_u = 7.0 \frac{ton}{m^2}$ $\phi = 0.0$

- TIPO DE CIMENTACIÓN: Profunda, Pilotes de madera tipo trúntago, guayacán, chanó, Nispero, o de concreto reforzado.

Dimensiones de los pilotes:

- Longitud maxima de las pilotes, $L_{\pi} = 5m$
- Diametro de los pilotes ($D_{f\pi}$) = 0.15 – 0.20 m

ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR LA PUNTA DEL PILOTE, Q_{up}	ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR EL FUSTE, Q_{uf} :	
<p>$Q_{up} = A_p \{C_u N_c^*\} = 9 C_u A_p$</p> <ul style="list-style-type: none"> $A_p = \frac{3.14159 D_p^2}{4} = \frac{(3.14159)(0.15^2)}{4}$ $A_p = 0.01767 \text{ (m}^2\text{)}$ $C_u = 7.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ <p>$Q_{up} = 9 C_u A_p$ $Q_{up} = (9)(7.0)(0.01767)$</p> <p>$Q_{up} = 1.11330 \text{ ton}$</p>	<p>$Q_{uf} = \sum_{i=1}^n (p_{\pi} \Delta L' \alpha C_u)_i$</p> <ul style="list-style-type: none"> $p_{\pi} = \pi D_{\pi} = 0.47124 \text{ m}$ $\Delta L' = 5 \text{ m}$ $C_u = 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ Para: $C_u = 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, $\alpha = 1.0$ <p>$Q_{uf} = p_{\pi} \Delta L' \alpha C_u$ $Q_{uf} = (0.47124)(5)(1)(4.2)$</p> <p>$Q_{uf} = 9.89602 \text{ ton}$</p>	<p>Figura 15.</p>

<p>De acuerdo con lo anterior:</p>	
<p>$Q_{adm} = \frac{Q_{up} + Q_{uf}}{2.5} = \frac{1.11330 \text{ ton} + 9.89602 \text{ ton}}{2.5} = 4.40373 \text{ ton}$</p>	
<p>$Q_{adm}(\text{Calculado}) \approx 4.5 \text{ ton para cada pilote}$</p>	
<p>EFICIENCIA DEL GRUPO DE PILOTES: La eficiencia del grupo de pilotes se calcula con la formula de Converse-Labarre, con una separación entre pilotes de tres veces el diámetro ($3D_{pilote} = 0.45 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$) o 0.60 m tomados centro a centro:</p>	
<p>$E_g = 1 - \theta \frac{n(m-1) + m(n-1)}{90mn}$. Donde:</p>	<p>$E_g =$ Eficiencia del grupo de pilotes</p> <p>θ (en grados) $= \tan^{-1} \frac{D}{S}$</p> <p>$D =$ Diametro del pilote.</p> <p>$S =$ Separación entre pilotes, centro a centro.</p> <p>$m =$ Numer de pilotes en una columna.</p> <p>$n =$ Numero de pilotes en una fila.</p>
<p>Calcularemos E_g para el siguiente arreglo- ejemplo:</p> <p>Vista en planta</p>	<p>Con $D = 0.15 \text{ m}$, $S = 0.5 \text{ m}$ $m = 3, n = 3$ $\theta = \tan^{-1} \frac{0.15}{0.5} = 16.69924$ $E_g = 1 - \theta \frac{3(3-1) + 3(3-1)}{90 \times 3 \times 3} = 0.75260$ $E_g(\%) = 0.75260 \times 100\%$ $E_g(\%) = 75.26039 \approx 75\%$ $Q_{adm}(\text{diseño}) = 4.40373 \text{ ton} \times 0.75260 = 3.3027975 \text{ ton}$ $Q_{adm}(\text{diseño}) \approx 4.0 \text{ ton para cada pilote.}$ para tener en cuenta la densificación del suelo producida por los pilotes.</p>

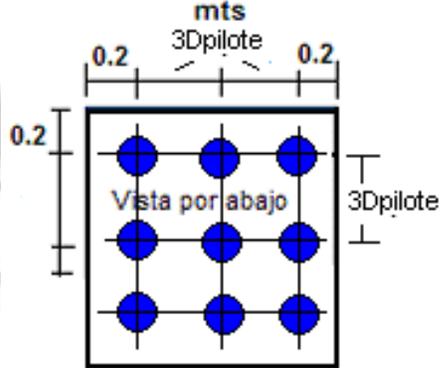
Los pilotes se hincaran desde una profundidad de 1.0m, con un martillo de mínimo 100 kg de peso, ajustando la altura de caída de tal manera que no se astille, ni destruya el pilote. La hincada debe ser hasta rechazo o con una penetración máxima de 6m, medidos desde el fondo de la excavación para la zapata cabezal. **También se pueden hincar fácilmente con un retroexcavadora.**

El número de pilotes depende de la carga que se vaya a transmitir, pero cada zapata llevara mínimo 4pilotes, con el objetivo de garantizar su estabilidad lateral.

No se deben hincar los pilotes con martillos movilizados a brazo de hombre porque no imprimen al pilote la energía necesaria para su adecuada penetración debido a su bajo peso y poca altura de caída.

De acuerdo con las normas Colombianas de construcción SISMORESISTENTE (NSR-10), para efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben considerarse los siguientes parámetros Geotécnicos y Sísmicos:

PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS APOYADAS SOBRE PILOTES (De acuerdo con la NSR – 10)		
1.	Suelo de apoyo cimentación del pilote	Limo arcilloso
2.	Profundidad de hincada de los pilotes	$D_f = 1m$
3.	Longitud de los pilotes,	$L_\pi = 5m$
4.	Diámetro de los pilotes	$D_{f\pi} = 0.15m$
5.	Diámetro de la punta	$D_{p\pi} = 0.15m$
6.	Capacidad Portante admisible o de diseño de un pilote individual.	$Q_{adm} = 4.0 ton.$
7.	Separación entre pilotes, centro a centro	3 x Dpilote \approx 0.5m
PARA EFECTOS LOCALES DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA		
4.	Zona de Amenaza Sísmica(NSR-98)	Alta
5.	Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, para diseño (Aa) Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño (Av)	$Aa=0.35g$ $Av=0.35g$
6.	Tipo de Perfil de Suelos $\left\{ Para 100kPa(\approx 1 \frac{kg.f}{cm^2}) > C_u \geq 50kPa(\approx 0.5 \frac{kg.f}{cm^2}) \right\}$	D
7.	Coeficientes de Sitio	$F_a = 1.15$ $F_v = 1.7$
8.	Coeficiente de Importancia	$I=1.5$

10	<p>A continuación se resumen los diferentes aspectos de esta alternativa:</p> <ul style="list-style-type: none"> La cimentación profunda está constituida por pilotes de madera estructural, preferiblemente de guayacán, trúntago, níspero, chanó, etc., con un diámetro máximo de 0.15m a 0.2m(15 a 20cm.) y una longitud máxima de 5m, hincados desde 1.0m de profundidad, tomados a partir de la superficie actual del terreno hasta rechazo o hasta lograr una penetración en el suelo de apoyo de al menos 6m. Deben ser hincados con un martillo de al menos 100Kg de peso, ajustando la altura de caída, que puede estar entre 1 y 2m, esto es fundamental, pues la penetración del pilote depende de la energía aplicada, que debe ser controlada adecuadamente para no dañarlos. La carga de diseño de cada pilote es de 4.0 ton considerando su resistencia por punta y por el fuste y el efecto de la densificación del suelo inducido por la hinca. La separación entre pilotes es de 3 veces su diámetro ($3D_{\pi}$), distancia medida centro a centro entre pilotes, donde D_{π}=Diámetro del pilote. Para un D_{π}=15cm, la separación será de 45cm≈50cm=0.5m. Se pueden utilizar pilotes cuadrados de 5 a 6 pulgadas de lado, que probablemente son fáciles de conseguir en el comercio de Quibdó. 	
	<p>La losa cabezal debe tener una dimensión tal que cumpla con las siguientes condiciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> Que la separación mínima centro a centro entre pilotes como ya se menciona sea $3D_{\pi}$. Que el recubrimiento mínimo entre el borde exterior del pilote y el borde de la zapata cabezal sea de 0.20m. Que la cabeza del pilote penetre dentro de la zapata o losa cabezal una longitud mínima de 0.15 m y que el refuerzo de la losa cabezal quede como mínimo a 0.08m (8 cm.) por encima de la cabeza de los pilotes. 	 <p>Esquema típico</p>
	<ul style="list-style-type: none"> Para ayudar a atender las sollicitaciones de eventos sísmicos, las estructuras deberán rigidizarse en su fundación mediante vigas de amarre. .. 	

El número de pilotes necesarios según la carga se calcula de la siguiente manera:

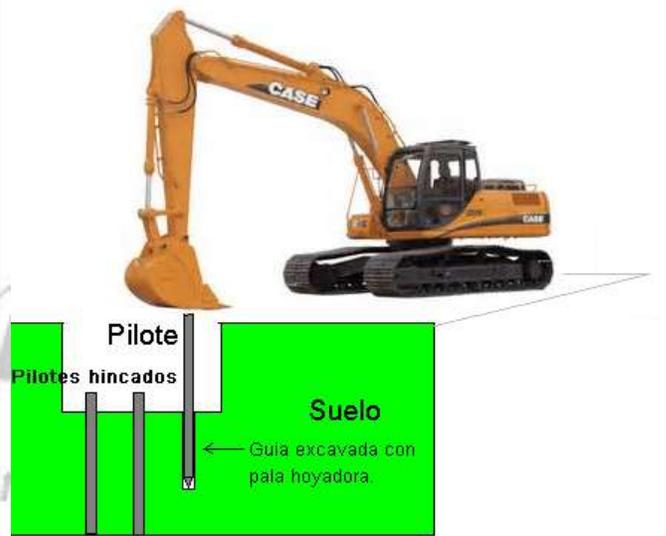
$$N^{\circ} \text{ de pilotes necesarios} = \frac{\text{Carga transferida al suelo de cimentacion}}{Q_{adm} \text{ de un pilote individual}} = \frac{P}{2.0}$$

El número mínimo de pilotes que se deben utilizar por zapata cabezal es de 4 pilotes.

CARGA, P (ton)	Q_{adm} (diseño) (ton)	N° de pilotes necesarios en cada zapata cabezal de acuerdo con la carga transmitida
4 a 8	4.0	4
10	4.0	4
12	4.0	4

14	4.0	4
16	4.0	4
18	4.0	5
20	4.0	5
30	4.0	8
35	4.0	9
40	4.0	10
45	4.0	12
50	4.0	13

- Los pilotes se pueden hincar fácilmente, también, con una RETROEXCAVADORA (No se deben utilizar retrocargadores, pues no aplican la presión adecuada para una buena penetración en el suelo de cimentación), para esto se excava con una pala hoyadora un hueco vertical en el suelo que servirá de guía al pilote, se coloca el pilote y a continuación se procede a aplicarle presión con la RETROEXCAVADORA hasta rechazo o hasta que penetre 6m.



- Los pisos se debe reemplazar la capa orgánica superior del suelo por material granular grueso y compactado hasta 0.3m, medidos a partir de la superficie actual o de acuerdo con las cotas del proyecto, sobre este reemplazo se apoyara la placa del piso, esto evitara que los pisos se mantengan húmedos por capilaridad. En la figura se muestra un esquema del reemplazo.

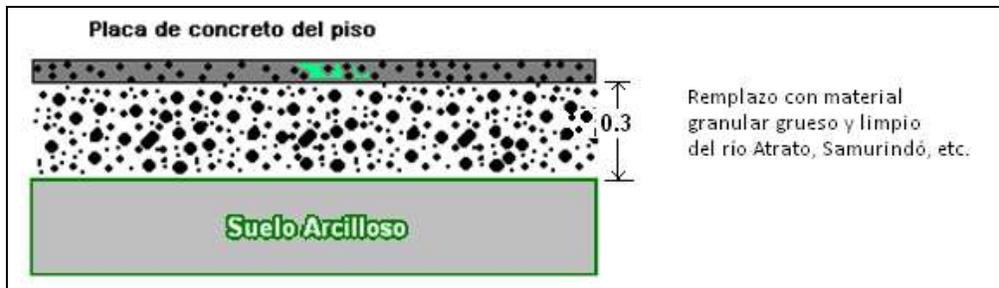


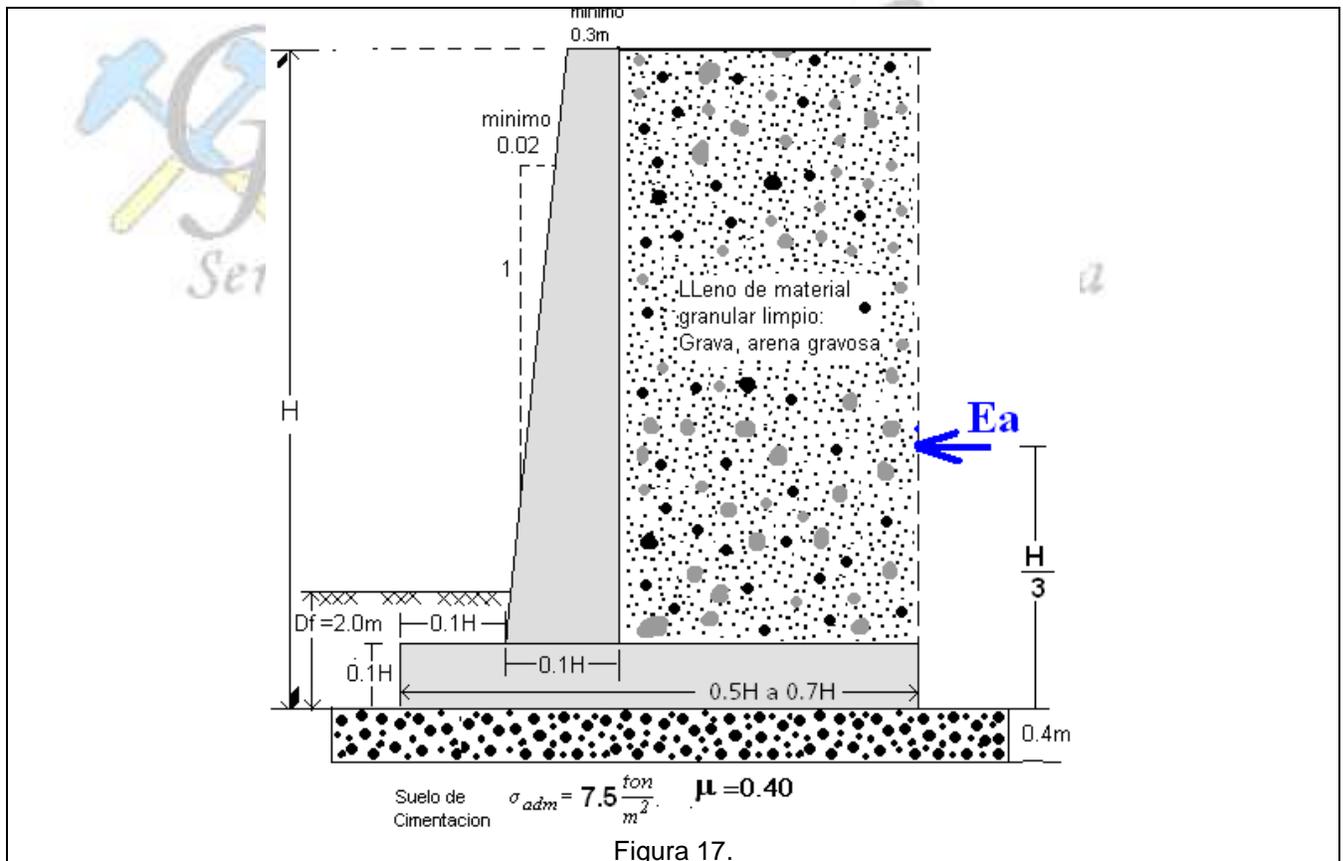
Figura 16.
 Reemplazo para apoyo del primer piso.

El material granular debe ser limpio tal como la grava arenosa que se extrae del río Atrato, Samurindó, etc., y compactado al menos al 90% de la máxima densidad lograda en el ensayo Proctor normal. La compactación se realizara en capas de 0.15m, con equipo rana o pisón de madera o concreto.

8.3 CONSTRUCCION DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA ZONA DE P4.

Para la construcción del muro en la zona de la perforación N°4, hay que remover toda la turba que se encontró en esta zona. Removida la turba se debe penetrar en el suelo Limoarcilloso gris, al menos 0.5m y a continuación colocar una capa de 0.4m de material granular grueso (Grava gruesa a mediana), compactado en capas de máximo 0.15m hasta el 90% de la densidad máxima alcanzada en el Proctor modificado. Sobre este material granular se apoyara la base del muro de contención. A continuación se presenta un modelo de este muro con las dimensiones tentativas en función de H.

El espacio entre el muro y el suelo deberá ser llenado con material granular de buen drenaje para evitar que en el trasdós del muro se establezca un nivel freático, se recomienda grava de río. En este sentido se puede utilizar la grava extraída del río Atrato o Samurindó, de ninguna manera se debe utilizar material sucio, tal como el que se extrae del río Cabí y el río Tanando. Para el cálculo del empuje de tierras contra el muro, deberá usarse un ángulo de fricción interna para el suelo del tipo de relleno recomendado de 30°, con el cual se podrán calcular los empujes laterales, tal como se muestra en la siguiente gráfica.



$E_a = \frac{K_a \gamma H^2}{2} \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right)$ <p>Aplicado a $\frac{H}{3}$ de la base del muro</p> $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$ <p>K_a, es el coeficiente activo de presión lateral. H = es la altura del muro, γ = es el peso unitario o peso específico del lleno de material granular, $\gamma = 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$.</p> $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$ $K_a = 0.33$	<p>Se debe construir un buen sistema de drenaje que evite el establecimiento de un nivel freático en el trasdós del muro por arriba de la superficie del suelo lo cual generaría un empuje hidrostático importante. En caso contrario deberán tenerse dentro de los cálculos del empuje lateral en estado activo, el empuje hidrostático contra las paredes del muro considerando la condición más desfavorable, es decir el nivel freático a la altura de la corona del muro, Así:</p> $E_a = \frac{K_a \gamma' H^2}{2} + \frac{\gamma_w H^2}{2} \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right)$ <p>Aplicado también, a $\frac{H}{3}$ de la base del muro</p>
<p>Figura 16. Muro de concreto reforzado en voladizo</p>	

De acuerdo con la guía "PASOS A SEGUIR PARA EL DISEÑO GEOTECNICO DE UN MURO DE CONTENCIÓN O RETENCIÓN", que es un documento elaborado a partir de una amplia y reconocida bibliografía para las clases de Ingeniería de suelos en el programa de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica del Chocó y que contiene los pasos básicos para el correcto diseño de una estructura de contención, se proponen las siguientes dimensiones para el muro teniendo en cuenta que se trata de un muro en voladizo (Ver figura correspondiente de la guía).

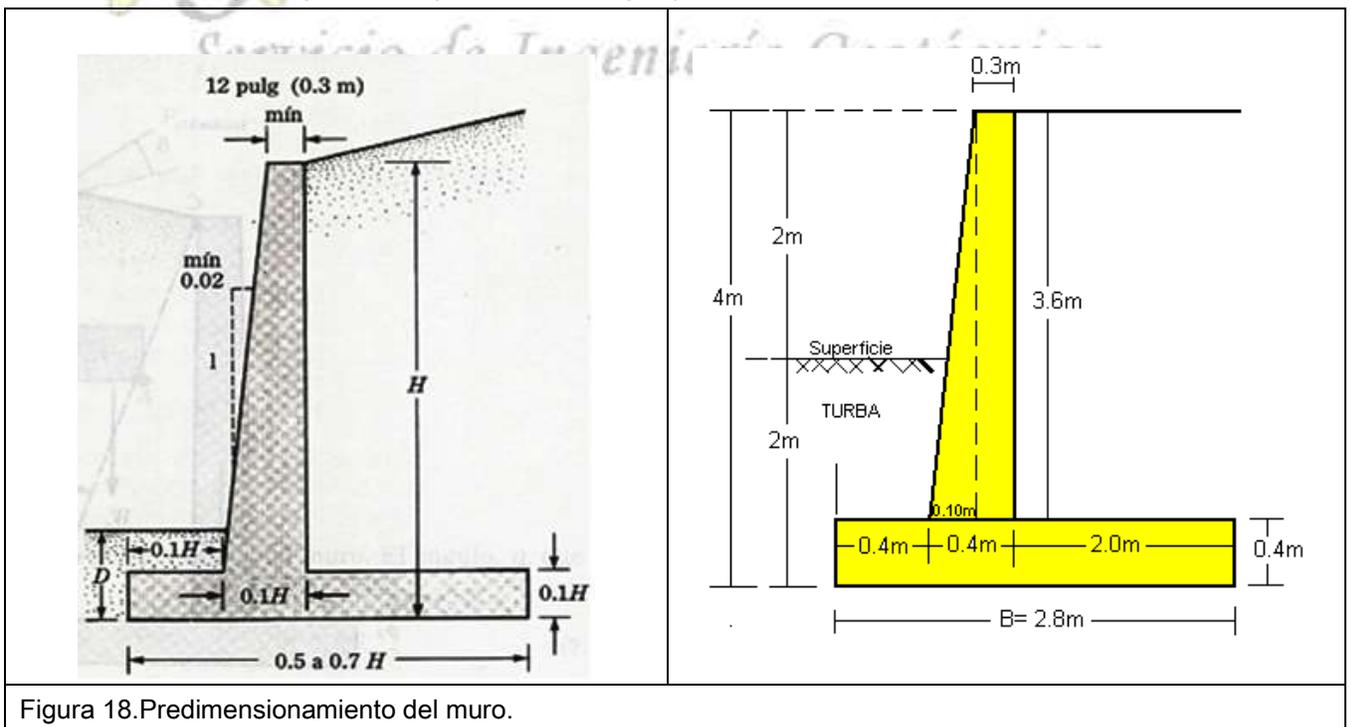


Figura 18. Predimensionamiento del muro.

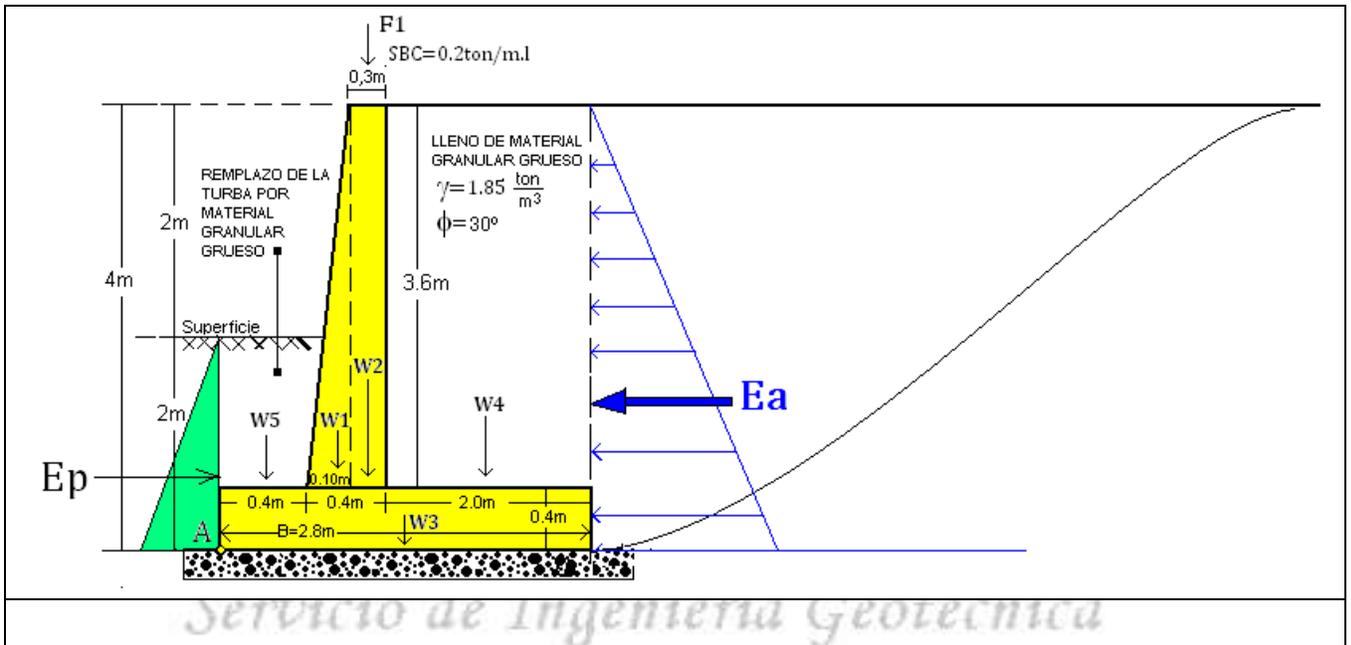
MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO, con Altura H = 4m.
PREDIMENSIONAMIENTO:

1. $B = (0.5 \text{ a } 0.7)H = (0.7)(4m) = 2.8m$
 $B = 2.8m$

2. $0.1H = (0.1)(4m) = 0.40m$

3. $D_f = 2.0m$, medidos a partir de la superficie actual del terreno.

La base del muro estara sobre un remplazom del suelo arcilloso que se encuentra debajo de la turba por una capa de 0.40m de material granular grueso para mejorar el coeficiente de fricción entre el concreto de la base y el suelo de apoyo de la estructura.



ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

1. CALCULO DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MURO DE CONTENCION

FUERZAS ESTABILIZANTES

SECCION	Area de la seccion en m ²	Peso en ton por metro lineal	Brazo de momento medido desde A	Momento con respecto a A
	$A_i \text{ m}^2$	$W_i = (A_i)(1m)(\gamma_i) = (V_i)(\gamma_i)$	$b_i \text{ (m)}$	$M_i(A) \text{ ton} - m$
1	$A_1 = \left(\frac{0.10 \times 3.6}{2}\right) = 0.18m^2$	$W_1 = (0.18)(1)(2.4) = 0,432ton$	$b_1 = 0.467m$	$M_1(A) = 0.202$
2	$A_2 = (0.30 \times 3.6) = 1.08m^2$	$W_2 = (1.08)(1)(2.4) = 2,592ton$	$b_2 = 0.65 \text{ m}$	$M_2(A) = 1.685$
3	$A_3 = (2.8 \times 0.4) = 1.12m^2$	$W_3 = (1.12)(1)(2.4) = 2,688ton$	$b_3 = 1.4 \text{ m}$	$M_3(A) = 3.763$
4	$A_4 = (2 \times 3.6) = 7.2m^2$	$W_4 = (7.2)(1)(1.85) = 13,32ton$	$b_4 = 1.8 \text{ m}$	$M_4(A) = 23.976$
<i>W₅ y Ep no se tendran en cuenta por su probable caracter de temporal o variable, porque la masa de suelo que las produce puede ser removida. el no considerarlas nos coloca del lado de la seguridad, pues ambas son fuerzas estabilizntes.</i>		$F_1 = 0.2ton$	$bF_1 = 0.65m$	$MF_1(A) = 0.130$
		$\sum W_i = 19,23ton$	$\sum M_i(A) = \sum Mrv = 29.756 \text{ ton} - m$	
		$\sum V = 19,23ton$	Momento resistente al volcamiento: $\sum Mrv = 29.756 \text{ ton} - m$	

■ FUERZAS MOTORAS		
Empuje activo: $E_a = \frac{k_a \gamma' H^2}{2} = \frac{(0.333)(1.85)(4^2)}{2} = 4.93 \frac{\text{ton}}{\text{m.l}}$	Mv = Momento de volcamiento $Mv = (E_a)(Z_a)$ $Mv = (4,933)(1,333) = 6,57 \text{ton} - \text{m}$	$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) =$ $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.333$
$E_a = 4.93 \frac{\text{ton}}{\text{m.l}}$	$\sum Mv = Mv = 6,57 \text{ton} - \text{m}$	$\bar{Z}_a = \frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1.333 \text{m}$

2. Estabilidad por Volcamiento respecto a la punta: $F.S(\text{Volc.}) = \frac{\sum M_{RV}}{\sum M_v}$

De acuerdo con la NSR-10: F.S en Suelos granulares debe ser ≥ 3.0 : Lleno granular
 F.S en suelos Cohesivos debe ser ≥ 2.0

$$F.S(\text{Volc.}) = \frac{\sum M_{rv} = 29.756 \text{ ton} - \text{m}}{\sum M_v = 6.57 \text{ ton} - \text{m}} = \frac{29.756 \text{ ton} - \text{m}}{6.57 \text{ ton} - \text{m}} = 4.5$$

F.S(Volc.) = 4.5 Ok! Chequea según NSR-10

2. Estabilidad por Deslizamiento a lo largo de la base:

$$F.S(\text{Desl.}) = \frac{\sum F_{Rd}}{\sum F_d}$$

De acuerdo con la NSR-10: F.S en Suelos granulares debe ser ≥ 1.5

$$F.S(\text{Desl.}) = \frac{\tau_f x(Bx1m)}{E_a} = \frac{C_a(B) + \mu(\sum V) + E_p}{E_a}$$

$$F.S(\text{Desl.}) = \frac{C_a(B) + (\sum V)\tan\delta + E_p}{E_a}$$

La base del muro se apoyara sobre un remplazo del suelo arcilloso por una capa de 0.40m de material granular grueso compactado, que tiene comportamiento friccionante, esto se hace para aumentar el coeficiente de rozamiento entre la base del muro y el suelo de apoyo.

De acuerdo con esto: $C_a(B) = 0.0$ y $E_p \neq 0.0$ pero no se tendra en cuenta por las razones expuestas en 1.

$$\delta = k_\phi \phi_2, \quad k_\phi \text{ estan entre: } \frac{1}{2} \text{ y } \frac{2}{3}.$$

$$F.S(\text{Desl.}) = \frac{(\sum V)\tan\delta}{E_a} = \frac{(19,23\text{ton})\tan\left(\frac{2}{3} \times 35^\circ\right)}{4.93} = 1.6$$

F.S(Desl.) = 1.6 Ok! Chequea según NSR-10

3. Estabilidad por Capacidad de carga de la base: $F.S(C \text{ de } C.) = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} = \frac{(F.S)(\sigma_{adm})}{\sigma_{max}}$

De acuerdo con la NSR - 10: F.S(C. de C.) ≥ 2.5

Se deben evaluar las siguientes variables:

$$\sigma_{\left(\begin{smallmatrix} \text{max} \\ \text{min} \end{smallmatrix}\right)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \Rightarrow \sigma_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{y} \quad \sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right),$$

Donde e es la excentricidad de la resultante de las cargas

$$\bar{x} = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{\sum M_{RV} - \sum M_v}{\sum V} \Rightarrow e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{RV} - \sum M_v}{\sum V}$$

Revisar que se cumplan las siguientes condiciones:

1ra. $e \leq \frac{B}{6}$, Si $e > \frac{B}{6}$, σ_{min} es (-) lo cual es inaceptable.
2da. Que la resultante caiga en el tercio medio de la base

<p>3. Estabilidad por Capacidad de carga de la base:</p> $F.S(C de C.) = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} = \frac{(F.S)(\sigma_{adm})}{\sigma_{max}} \geq 2.5 \text{ Según NSR - 10}$ <p>Revisar que se cumplan las siguientes condiciones:</p> <p>1ra. $e = 0.2m \leq \frac{B}{6} = \frac{2.8}{6} = 0.46667$,</p> <p>2da. Que la resultante caiga en el tercio medio de la base: El tercio medio esta entre 0.93m y 1.86m = 0.20m $\Rightarrow e = 0.2 \leq \frac{B}{6} = 0.47 \text{ Ok!}$ $e = 0.20m \Rightarrow e = 0.2 \leq \frac{B}{6} = 0.47 \text{ Ok!}$</p> $F.S(C de C.) = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} = \frac{(F.S)(\sigma_{adm})}{\sigma_{max}}$ $F.S(C de C.) = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} = \frac{(\sigma_{adm})(F.S)}{\sigma_{max}} = \frac{(7.5)(3)}{9.81} = 2.29$ <p>F.S(C. de C) = 2.29 No Chequea para B=2.8m Se recomienda recalcar con B=3.0m</p>	<p>Se deben evaluar las siguientes variables:</p> $\bar{X} = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{\sum M_{RV} - \sum M_V}{\sum V} = \frac{29.756 - 6.57}{19,23ton}$ $\bar{X} = 1.20572 \approx 1.2m$ $e = \frac{B}{2} - \bar{X} = \frac{2.8}{2} - 1.20572$ $e = 0.19428m \approx 0.2$ $\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{19,23ton}{2.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.20}{2.8}\right)$ $\sigma_{max} = 9.81 \frac{ton}{m^2}$ $\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{19,23ton}{2.8} \left(1 - \frac{6 \times 0.20}{2.8}\right)$ $\sigma_{min} = 3.92 \frac{ton}{m^2}$ <div style="text-align: center;"> </div>
---	---

8.4 ASPECTOS GEOTECNICOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE TANQUES SUBTERRANEOS PARA EL ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

Es posible que se construyan tanques subterráneos para el almacenamiento del agua de lluvia que es abundante en el Municipio de Quibdó, necesario esto, porque en el sector no hay servicio de acueducto, lo cual permitirán que el CAE tenga agua suficiente para atender la demanda de las actividades de servicio, sobre todo en las épocas de sequía en las que el suministro de agua es problemático. Para su construcción se hacen las siguientes consideraciones.

Los problemas para la estabilidad de los tanques a corto, mediano y largo plazo, que se pueden presentar son los siguientes:

- Desestabilización del terreno durante la etapa de excavación.
- Riesgo de flotación por efecto de la subpresión generada por el nivel freático.
- Empuje de tierras contra los muros del tanque, que por estar enterrados estarán sometidos a la presión lateral del suelo adyacente en estado de reposo.

Para evitar la desestabilización del terreno durante las excavaciones para la construcción de los tanques, se recomienda inclinar los taludes de corte 60°, con una profundidad máxima de 3m.

Para evitar la flotación del tanque de agua, la losa de cimentación deberá ser ampliada, mediante una aleta que estará empotrada en el suelo a nivel de la cimentación, tal como se muestra en la figura 18.

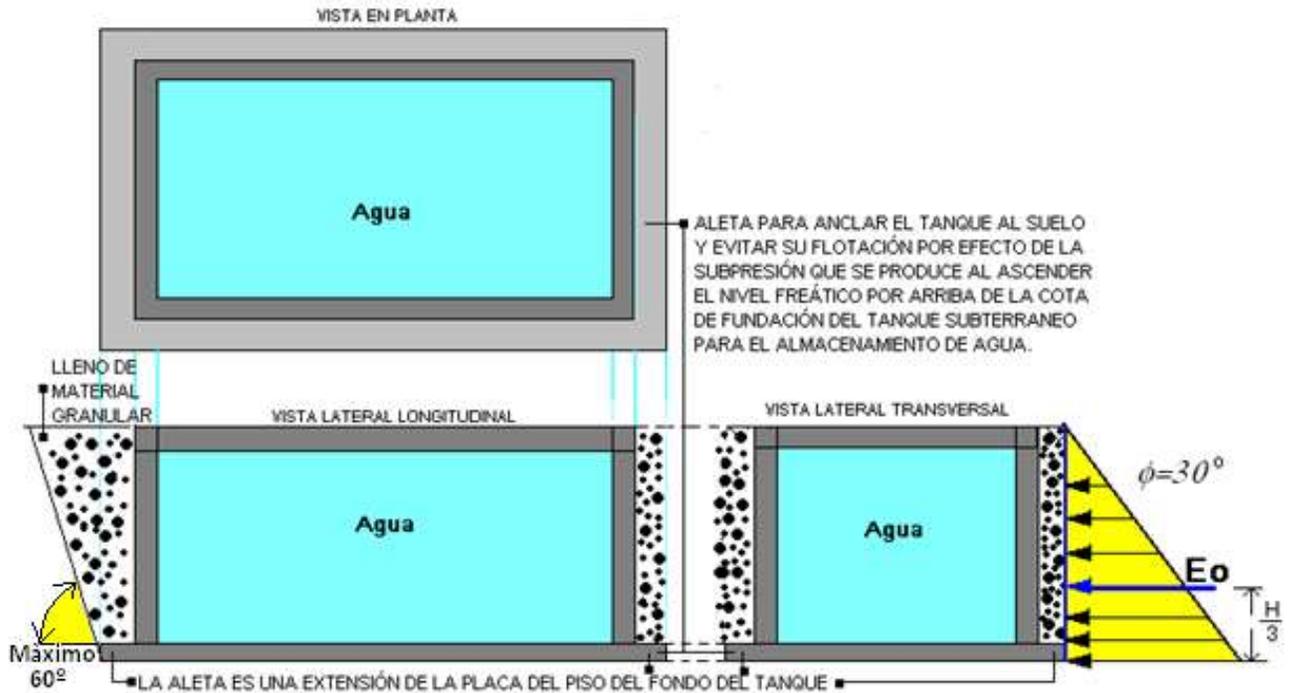


Figura 18. Recomendaciones para el control de la flotación.

- El espacio entre los muros y el talud deberá ser llenado con material granular, Grava arenosa del río Atrato o de otra fuente cercana. Para el cálculo del empuje de tierras contra los muros del tanque, deberá usarse un ángulo de fricción interna para el suelo del tipo de relleno recomendado de 30° , con el cual se podrán calcular los empujes laterales, aplicando la siguiente fórmula:

Si los tanques están enterrados debe incluirse el empuje hidrostático porque es imposible abatir el nivel freático mediante sistemas de drenaje.

$$E_0 = \frac{K_0 \gamma' H^2}{2} + \frac{\gamma_w H^2}{2} \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right) \text{ Aplicado a } \frac{H}{3} \text{ de la base del tanque subterráneo, tal como se muestra en la figura. } K_0 = 1 - \text{sen} \phi, K_0 \text{ es el coeficiente de presión lateral en estado de reposo.}$$

H = es la altura del tanque,
 $\gamma' = \gamma - \gamma_w = 1.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ es el peso unitario sumergido o peso específico sumergido del lleno de material granular.
 $\gamma = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ Peso unitario del material de relleno, grava.
 $\gamma_w =$ Es el peso unitario o peso específico del agua, $\gamma = 1.0 \frac{\text{ton.f}}{\text{m}^3}$
 $K_0 = 1 - \text{sen } 30^\circ$
 $K_0 = 0.50$

Si los tanques no están enterrados, solo actuará el empuje hidrostático del agua almacenada.

7. CONCLUSIONES

- Los suelos encontrados son de origen residual, formados por los procesos de meteorización de los materiales de la Formación Quibdó (N2qb), fundamentalmente se encuentran suelos limo arcillosos de capacidad portante baja a regular hasta 4.5m de profundidad.
- El nivel freático (N.F) fue detectado en la perforaciones P1, P2, P3 a 1.1m, en la perforación P4, es superficial. **En el área y en particular en el terreno de construcción del proyecto no se presentan condiciones de inundación.**
- De acuerdo con la NSR-10, el Departamento del Chocó se encuentra en la zona de amenaza sísmica alta, es decir se pueden alcanzar aceleraciones laterales $> 0.20 g.$, en particular el coeficiente Aa para Quibdó es de 0.35g, por esto el diseño de cualquier estructura debe concebirse considerando amenaza sísmica alta, de tal manera que se tengan construcciones seguras para la vida humana ante la alta probabilidad de ocurrencia de sismos de alta magnitud e intensidad.

8. RECOMENDACIONES

De acuerdo con el escenario geotécnico se recomiendan las siguientes alternativas:

- Una Cimentación Superficial constituida por una losa de cimentación.
- Una Cimentación Profunda constituida por Pilotes de madera estructural o de concreto reforzado.

PRIMERA ALTERNATIVA: LOSA DE CIMENTACION DE CONCRETO REFORZADO

La losa de cimentación superficial, se apoyara directamente sobre el suelo Limoarcilloso de color gris, o sobre un remplazo del suelo limo arcilloso superficial por una capa de 0.40m de grava arenosa gruesa a mediana bien compactada, por lo menos al 90% de la máxima densidad obtenida en el proctor modificado. La profundidad de cimentación, D_f , es de 0.6m, de los cuales 0.4m son del remplazo.

El ingeniero estructural debe tratar de que la resultante de las fuerzas que actúan sobre la placa caigan en el centro de gravedad de la sección para evitar asentamientos diferenciales.

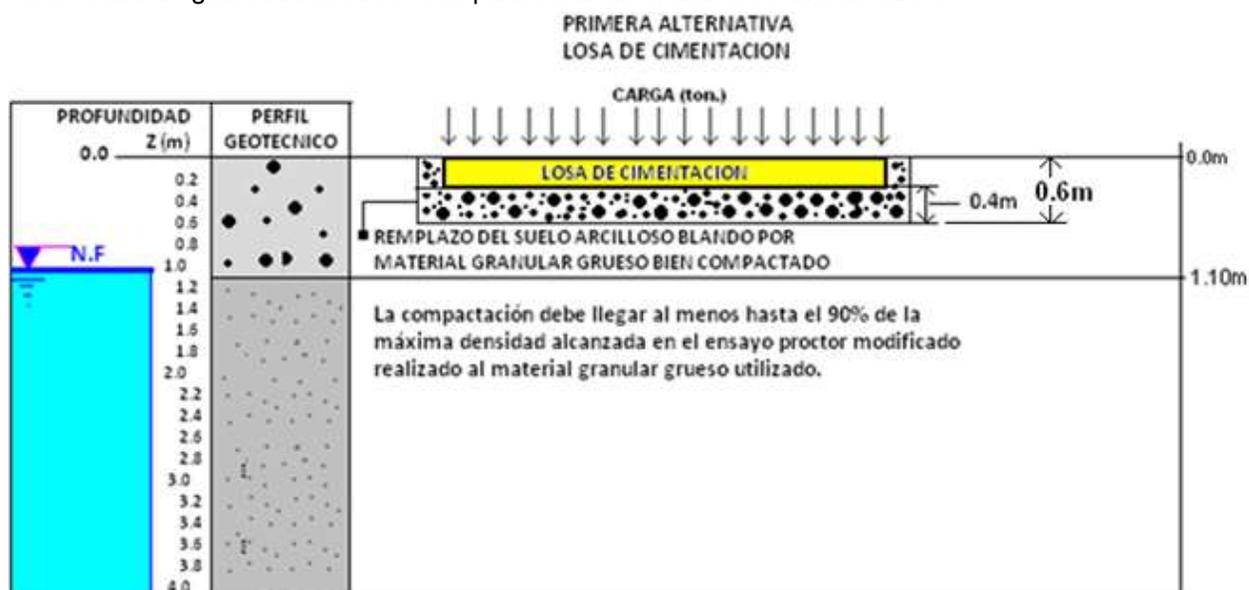
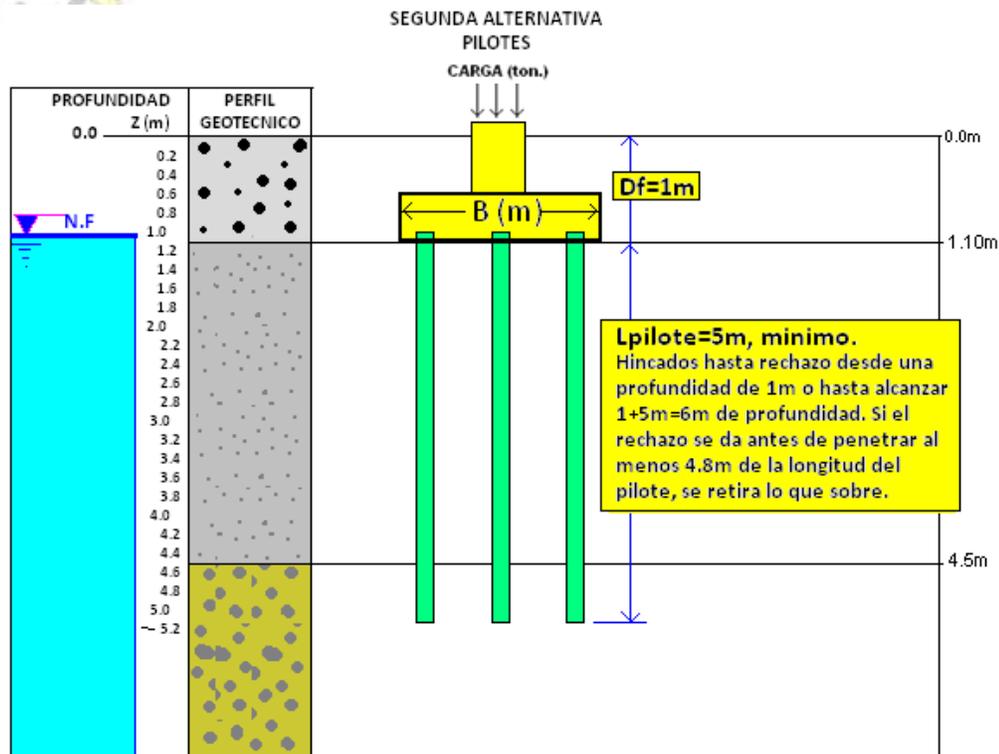


Figura 12. Primera alternativa. Losa de cimentación superficial.

PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS APOYADAS SOBRE UNA LOSA DE CIMENTACION (De acuerdo con la NSR – 10)		
1.	Suelo de cimentación: suelo arcilloso con grava meteorizada ($q_u = 1.0 \frac{kg}{cm^2}$)	CL, ML
2.	Profundidad de cimentación	$D_f = 0.6m$
3.	Capacidad portante admisible del suelo de cimentación	$\sigma_{adm} = 6.5 \frac{ton}{m^2}$
4.	Coeficiente de reacción de la subrasante	$k_s = 1.5 \frac{kg}{cm^3}$
	Coeficiente de deformación elástico	$E_s = 15 \frac{kg}{cm^2}$

PARA EFECTOS LOCALES DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA		
5.	Zona de Amenaza Sísmica(NSR-10)	Alta
6.	Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, para diseño (A_a)	$A_a=0.35$
	Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva, para diseño (A_v)	$A_v=0.35$
7.	Tipo de Perfil de Suelos (Exploración geofísica)	D
8.	Coeficientes de Sitio	$F_a = 1.05$ $F_v = 2.6$
	Coeficiente de Importancia	I=1.1
RECOMENDACIONES.		
<ul style="list-style-type: none"> Para ayudar a atender las solicitaciones de eventos sísmicos, las estructuras deberán rigidizarse en su fundación mediante vigas de amarre. Cualquier cambio en el diseño del proyecto o en las condiciones geotécnicas reportadas en este estudio debe comunicarse al ingeniero geotecnista. 		

SEGUNDA ALTERNATIVA – PILOTES. Una cimentación profunda constituida por pilotes de concreto reforzado o madera de alta resistencia biológica y estructural, hincados hasta rechazo o hasta una profundidad promedio de 6m. Los pilotes se hincaran desde una profundidad de 1m a partir de la superficie explanada del suelo y tendrán una longitud máxima de 5m. Deben penetrar hasta rechazo o hasta una profundidad de 6.0m.



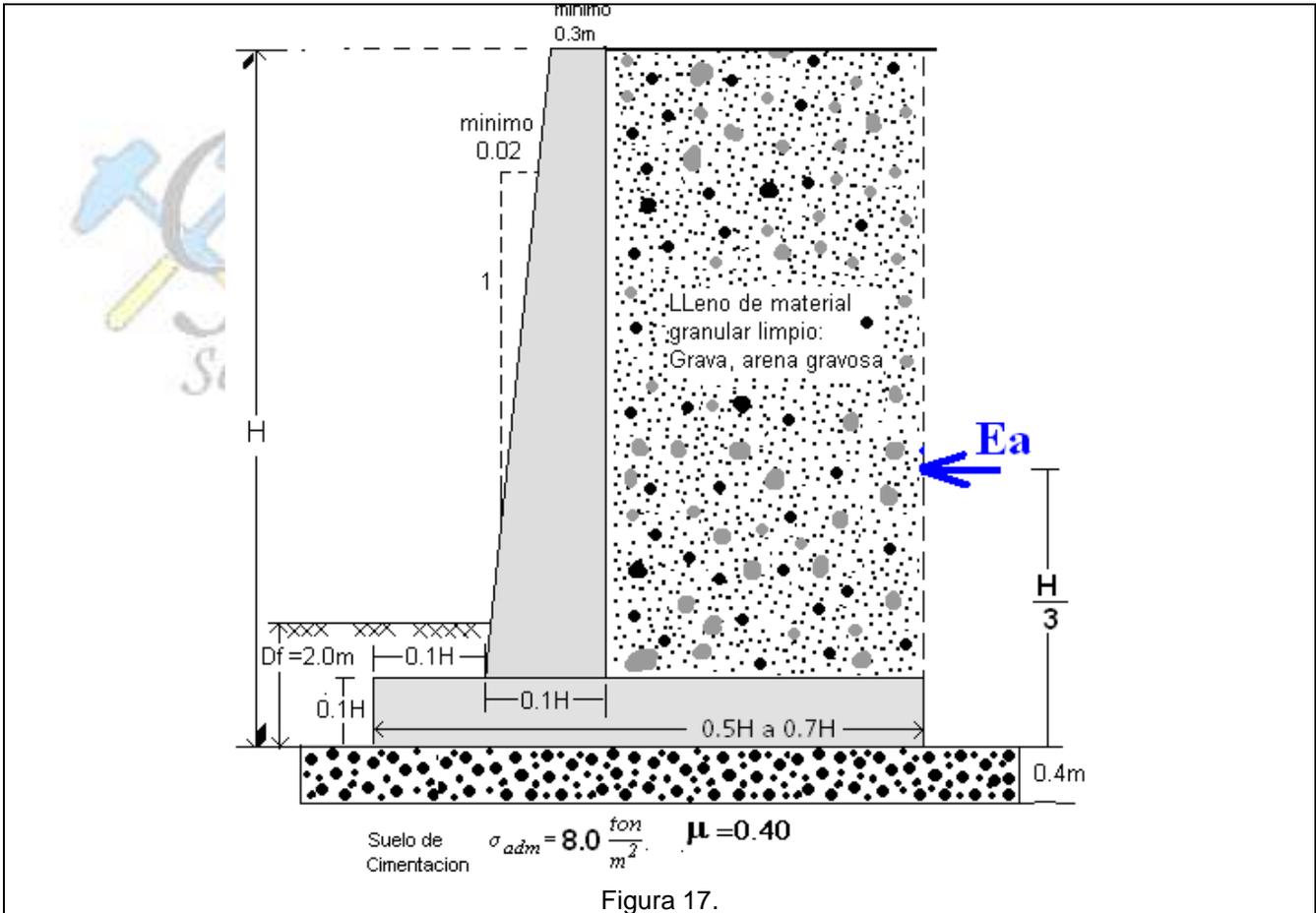
PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SOBRE PILOTES DE MADERA ESTRUCTURAL O CONCRETO REFORZADO. (De acuerdo con la NSR – 10)		
1.	Suelo de apoyo cimentación del pilote	Limo arcilloso
2.	Profundidad de hincas de los pilotes	$D_f = 1m$
3.	Longitud de los pilotes,	$L_\pi = 5m$
4.	Diámetro de los pilotes	$D_{f\pi} = 0.15m$
5.	Diámetro de la punta	$D_{p\pi} = 0.15m$
6.	Capacidad Portante admisible o de diseño de un pilote individual.	$Q_{adm} = 4.0 ton.$
7.	Separación entre pilotes, centro a centro	3 x Dpilote \approx 0.5m
PARA EFECTOS LOCALES DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA		
4.	Zona de Amenaza Sísmica(NSR-98)	Alta
5.	Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, para diseño (Aa) Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño (Av)	$Aa=0.35g$ $Av=0.35g$
6.	Tipo de Perfil de Suelos $\left\{ Para 100kPa(\approx 1 \frac{kg.f}{cm^2}) > C_u \geq 50kPa(\approx 0.5 \frac{kg.f}{cm^2}) \right\}$	D
7.	Coeficientes de Sitio	$F_a = 1.15$ $F_v = 1.7$
8.	Coeficiente de Importancia	$I=1.5$

CONSTRUCCION DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA ZONA DE P4.

Para la construcción del muro en el área de la perforación N°4, hay que remover toda la turba que se encontró en esta zona. Removida la turba se debe penetrar en el suelo Limoarcilloso gris, al menos 0.5m y a continuación colocar una capa de 0.4m de material granular grueso (Grava gruesa a mediana), compactado en capas de máximo 0.15m hasta el 90% de la densidad máxima alcanzada en el Proctor modificado. Sobre este material granular se apoyara la base del muro de contención. A continuación se presenta un modelo de este muro con las dimensiones tentativas en función de H.

Para el cálculo del empuje de tierras contra el muro, deberá usarse un ángulo de fricción interna para el suelo del tipo de relleno recomendado de 30°, con el cual se podrán calcular los empujes laterales, tal como se muestra en la siguiente gráfica.

$E_a = \frac{K_a \gamma H^2}{2} \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right)$ <p>Aplicado a $\frac{H}{3}$ de la base del muro</p> $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$ <p>K_a, es el coeficiente activo de presión lateral. H = es la altura del muro, γ = es el peso unitario o peso específico del lleno de material granular, $\gamma = 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$.</p> $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right)$ $K_a = 0.33$	<p>Se debe construir un buen sistema de drenaje que evite el establecimiento de un nivel freático en el trasdós del muro por arriba de la superficie del suelo lo cual generaría un empuje hidrostático importante. En caso contrario deberán tenerse dentro de los cálculos del empuje lateral en estado activo, el empuje hidrostático contra las paredes del muro considerando la condición más desfavorable, es decir el nivel freático a la altura de la corona del muro, Así:</p> $E_a = \frac{K_a \gamma' H^2}{2} + \frac{\gamma_w H^2}{2} \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right)$ <p>Aplicado también, a $\frac{H}{3}$ de la base del muro</p>
--	---



La Capacidad de carga admisible, σ_{adm} , del suelo de cimentación del muro es de $8.0 \frac{ton}{m^2}$.
a una profundidad de cimentación de 2.4m, incluyendo 0.4m de remplazo con material granular, sobre el cual se construirá la base del muro.

$$\sigma_{adm} = 8.0 \frac{ton}{m^2}, \quad D_f = 2.4m$$

8.4 ASPECTOS GEOTECNICOS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE TANQUES SUBTERRANEOS PARA EL ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

Es posible que se construyan tanques subterráneos para el almacenamiento del agua de lluvia que es abundante en el Municipio de Quibdó, necesario esto, porque en el sector no hay servicio de acueducto, lo cual permitirán que el CAE tenga agua suficiente para atender la demanda de las actividades de servicio, sobre todo en las épocas de sequía en las que el suministro de agua es problemático. Para su construcción se hacen las siguientes consideraciones.

Los problemas para la estabilidad de los tanques a corto, mediano y largo plazo, que se pueden presentar son los siguientes:

- Desestabilización del terreno durante la etapa de excavación.
- Riesgo de flotación por efecto de la subpresión generada por el nivel freático.
- Empuje de tierras contra los muros del tanque, que por estar enterrados estarán sometidos a la presión lateral del suelo adyacente en estado de reposo.

Para evitar la desestabilización del terreno durante las excavaciones para la construcción de los tanques, se recomienda inclinar los taludes de corte 60° , con una profundidad máxima de 3m.

Para evitar la flotación del tanque de agua, la losa de cimentación deberá ser ampliada, mediante una aleta que estará empotrada en el suelo a nivel de la cimentación, tal como se muestra en la figura 18.

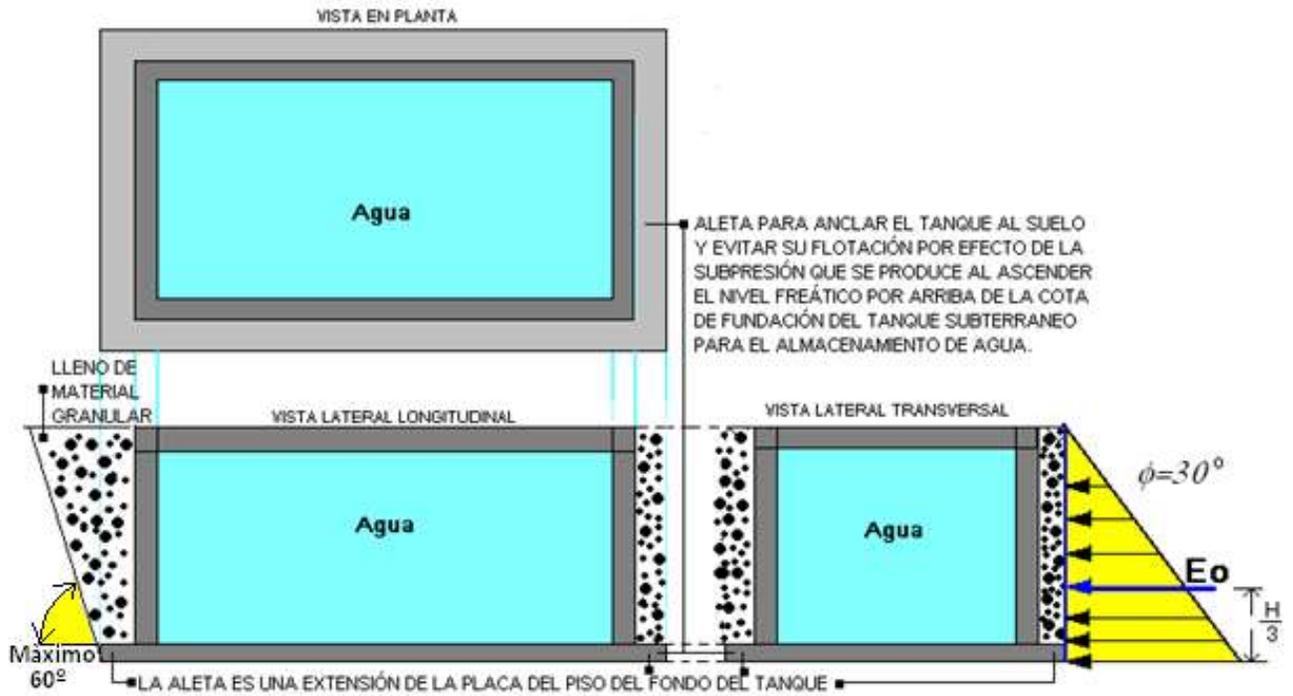


Figura 18. Recomendaciones para el control de la flotación.

Si los tanques están enterrados debe incluirse el empuje hidrostático porque es imposible abatir el nivel freático mediante sistemas de drenaje.

$$E_0 = \frac{K_0 \gamma' H^2}{2} + \frac{\gamma_w H^2}{2} \quad \left(\frac{\text{ton}}{\text{m.l}} \right) \quad \text{Aplicado a } \frac{H}{3} \text{ de la base del tanque subterráneo, tal como se muestra en la figura. } K_0 = 1 - \text{sen } \phi, K_0 \text{ es el coeficiente de presión lateral en estado de reposo.}$$

H = es la altura del tanque,

$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 1.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - 1.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ es el peso unitario sumergido o peso específico sumergido del lleno de material granular.

$\gamma = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ Peso unitario del material de relleno, grava.

γ_w = Es el peso unitario o peso específico del agua, $\gamma = 1.0 \frac{\text{ton.f}}{\text{m}^3}$

$$K_0 = 1 - \text{sen } 30^\circ$$

$$K_0 = 0.50$$

Si los tanques no están enterrados, solo actuará el empuje hidrostático del agua almacenada.

Quedo a su disposición, para aclarar cualquier inquietud relacionada con este estudio, con gusto se darán las explicaciones y recomendaciones necesarias.

Atentamente,



OSCAR CUJAR COUTIN

Ingeniero Geólogo de la Escuela Nacional de Minas - Universidad Nacional de Colombia.

Profesor de geología para Ingenieros, Mecánica de Suelos e Ingeniería de Suelos del Programa de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Tecnológica del Chocó.

C. C. No 11.789.822 de Quibdó

M. P. 0522358014 Antioquia. Consejo Profesional Nacional de Ingeniería **COPNIA**



8. REFERENCIAS

1. DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.

2. DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.
3. CUJAR CH. Germán. Cimentaciones Superficiales. Universidad del Cauca, Facultad de Ingeniería Civil, Popayán 2003.
4. WHITLOW, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Grupo Editorial Patria Cultural S.A., México, 2000.
5. MARQUEZ CARDENAS, Gabriel. Propiedades Ingenieriles de los Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
6. ARANGO VELEZ, Antonio. Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
7. BOWLES, Joseph E. Foundations Analysis and design. Editorial McGraw Hill, Cuarta Edición, Singapur. 1988.
8. JUÁREZ BADILLO et All. Mecánica de Suelos. Tomo 2. Editorial Limusa. 1996
9. NSR-98 Normas Sismo Resistentes Colombianas, Bogotá 1998
10. NSR-10 Normas Sismo Resistentes Colombianas, Bogotá 2008
11. Ingeominas. Mapa Geológico del Departamento del Chocó, 2003.

ANEXOS

✚ TARJETA PROFESIONAL DEL AUTOR DEL ESTUDIO.

