

# BARRIO EL BUEN PASTOR

## BELLAVISTA - CALDERÓN

### ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO

#### 1. ANTECEDENTES

Se contrató al suscrito para realizar el estudio geológico - geotécnico, en el lugar donde se pretende la legalización del barrio "El Buen Pastor de San Juan de Calderón", que consiste en un conjunto de 32 lotes de terreno, con una zona de áreas verdes y dos vías internas de acceso; ubicado en el sector Bellavista de la parroquia Calderón, en la ciudad de Quito; con el fin de obtener datos de la capacidad de carga del suelo de fundación, para el diseño de las cimentaciones y estabilidad de las excavaciones.

El estudio se fundamenta en la ejecución de una exploración semi-directa, consistente en seis perforaciones con ensayos de penetración estándar y recuperación de muestras, aplicación de las teorías de mecánica de suelos para la interpretación, definición del tipo de cimentación, cota de fundación y capacidad admisible de carga.

#### 2. OBJETIVOS

El estudio tiene como objetivo recomendar el tipo de cimentación y los niveles de apoyo apropiados para las estructuras que se construyan en los lotes del barrio, en función de las características del subsuelo existente, evaluar la capacidad portante admisible para el diseño de las cimentaciones, analizar la estabilidad de las excavaciones, recomendar los parámetros geotécnicos para la evaluación de los empujes de tierras y determinar el coeficiente de balasto del suelo de soporte de las estructuras proyectadas. Con esa finalidad se realizaron trabajos de campo, laboratorio y gabinete que se describen en los acápites siguientes.

### 3. UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado sobre la calle Jesús del Gran Poder, en el sector Bellavista, de la parroquia Calderón, zona nororiental de la ciudad de Quito; y, como se indica en el Anexo N° 1.

Desde el punto de vista geográfico, el proyecto se ubica dentro del área delimitada por las siguientes coordenadas planas TM-QUITO:

Coordenadas	
Latitud Norte	Longitud Este
9 994 365	508 430
9 994 272	508 307

Datum WGS-84

### 4. ENTORNO Y PROYECTO

El sector donde se planifica la legalización del barrio está caracterizado por tener una topografía relativamente plana, donde se observan construcciones de baja y mediana altura, que no reportan a simple vista problemas causados por las condiciones del suelo de cimentación; por lo que puede asegurarse que el terreno es de baja complejidad.

En el terreno de superficie de 1.00 Ha. aproximadamente, se planifica la legalización del barrio "El Buen Pastor de San Juan de Calderón", conformado por un conjunto de 32 lotes, con una zona de áreas verdes y dos vías internas de acceso; donde se construirán viviendas de hasta 2 plantas o niveles, las cuales pueden ser conceptuadas en hormigón armado o mixtas con estructura metálica, y sus paredes de mampostería de ladrillo o bloque, estructuras convencionales propias del sector.

De acuerdo a las características geométricas de las viviendas y según las luces entre columnas, se estima que en la zona más cargada, las descargas serían del orden de las 50 Ton., en combinación de carga muerta más carga viva.

## 5. GEOLOGÍA REGIONAL

Las rocas expuestas van desde el cretácico al cuaternario, las pertenecientes a la era cuaternaria ocupan el 85% de la superficie de este cuadrángulo con amplia difusión de la cangahua. Las rocas más antiguas están representadas por la formación Macuchi, los Volcánicos San Juan y las rocas más jóvenes por la formación Rio Pisque, Volcánicos Calacali, Formación San Miguel, Volcánicos Machángara, Volcánicos Guayllabamba, Formación Chiche y Formación Cangahua.

### 5.1. VOLCÁNICOS SAN JUAN

El área tipo se localiza al noreste, pero el lugar más ventajoso se encuentra entre las coordenadas (902 998) hasta (910 963); la facie más gruesa aflora en la franja de alrededor de 3 Km. de ancho desde la ladera occidental del río Guayllabamba en (880 970). Toma su nombre de la localidad de San Juan de Calderón. Está constituida de lavas, piroclastos, aglomerados y cenizas aglomeráticas. El espesor total puede alcanzar los 500 metros.

La región alrededor de (880 990) puede ser considerada una zona altamente fallada, en consecuencia generalmente inestable. Los piroclastos que afloran en el flanco occidental de la meseta de San Juan de Calderón (855 953) y la escarpa oriental del río Monjas han sido mapeadas como parte de esta unidad pero podrían ser algo más jóvenes. En el puente antiguo sobre el río Guayllabamba (912 940) se observa el contacto con la formación San Miguel.

### 5.2. CANGAHUA (Cuaternario)

La cangahua es un depósito constituido en su mayoría por ceniza y toba, color café amarillento, con capas y lentes de arena media a gruesa color gris y estratos de lapilli pumítico, color blanco amarillento, ha sido formado con los aportes de varios volcanes. En la zona del río Chiche (927 778) hojas de Sangolqui 1:50.000, se conocen restos de vertebrados (*Equus Amerhippus*) Martinei (Spillen). *Palaeoma crassa hoffst*) en la cangahua basal.

Las "bolas de cangahua" son evidencias fósiles de lo que se cree fue un ecosistema de escarabajos, se han encontrado dos tamaños de bolas, un tipo de 5 a 8 cm, y otro de 2 a 3 cm. de diámetro.

La edad no es bien conocida y se dan dos fases de deposición de cangahua. La primera corresponde a la capa extensa y potente, trozos de madera encontrada en la base de la cangahua sobre la formación Chiche en la hoja Sangolquí dio una edad radiométrica de 48 800 años A.P. hay evidencias arqueológicas (Bonifáz, 1972) que sugieren que la deposición ha terminado antes de 12 900 años A.P. en este caso la cangahua principal es en su mayoría de edad pleistocénica.

La cangahua de la segunda fase está compuesta por toba arenosa con presencia de dunas eólicas. La edad atribuida a la segunda fase es holocénica. El espesor promedio es de alrededor de los 30 metros.

Para explicar el tectonismo en la región, esta hoja incluye parte de la subregión CERROS DE CALACALÍ y la subregión SAN JUAN DE CALDERÓN y áreas al Suroeste hacia QUITO.

La subregión CERROS DE CALACALÍ, es estable y no se encontró fallamiento dentro del volcán de Calacalí. Sin embargo, fallas radiales u otras asociadas con él y con el Pichincha fueron probablemente responsables para la inclinación oriental y levantamiento del área de San Juan de Calderón.

La subregión SAN JUAN DE CALDERÓN y áreas al Suroeste hacia QUITO, es un bloque inclinado de un horst con un segmento fallado de graben al norte (865 965) hacia el río Guayllabamba. La pequeña fosa tectónica (goben), se encuentra entre (865 965) y (865 998).

Al este, dentro de los Volcánicos San Juan, existe una sucesión de fallas escalonadas, normales, tangenciales hacia abajo al este.

En el flanco occidental del pilar tectónico esta la falla Pomasquí (Bristow), una falla inferida muy larga, tangencial con movimiento hacia abajo al Oeste. (Ver Figura N° 1).

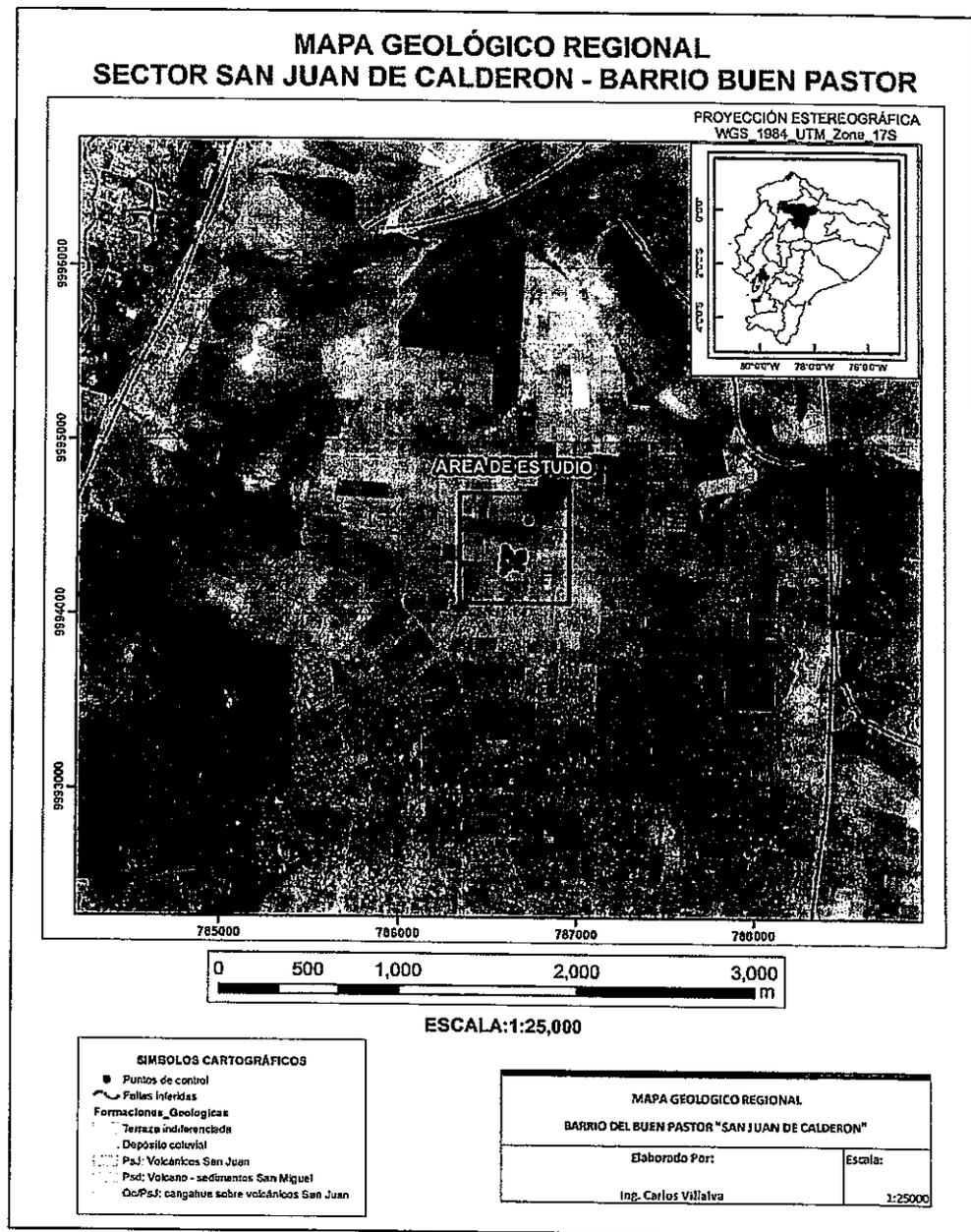


Figura N° 1: Mapa Geológico Regional, Escala 1:25.000.

## 6. GEOLOGÍA LOCAL

El proyecto "Barrio El Buen Pastor de San Juan de Calderón", se encuentra dentro de un área que forma parte de la cuenca hidrográfica del Río Esmeraldas y sub-cuenca del río Guayllabamba, sin embargo, los drenajes menores existentes en la zona posiblemente son indicadores de una micro cuenca no definida.

En la geo travesía y toma de datos en campo, no se ha podido evidenciar procesos asociados a fallas o tectonismo, debido a que en toda el área existe un dominio de una potente cobertura cuaternaria y por factores antrópicos que han modificado el uso de suelo y la morfología del lugar; no obstante, se debe considerar para futuros proyectos la geología histórica regional, que hace referencia a un sistema de fallas radiales u otras asociadas con el Pichincha quienes probablemente fueron responsables para la inclinación oriental y levantamiento del área de San Juan de Calderón (Bristow).

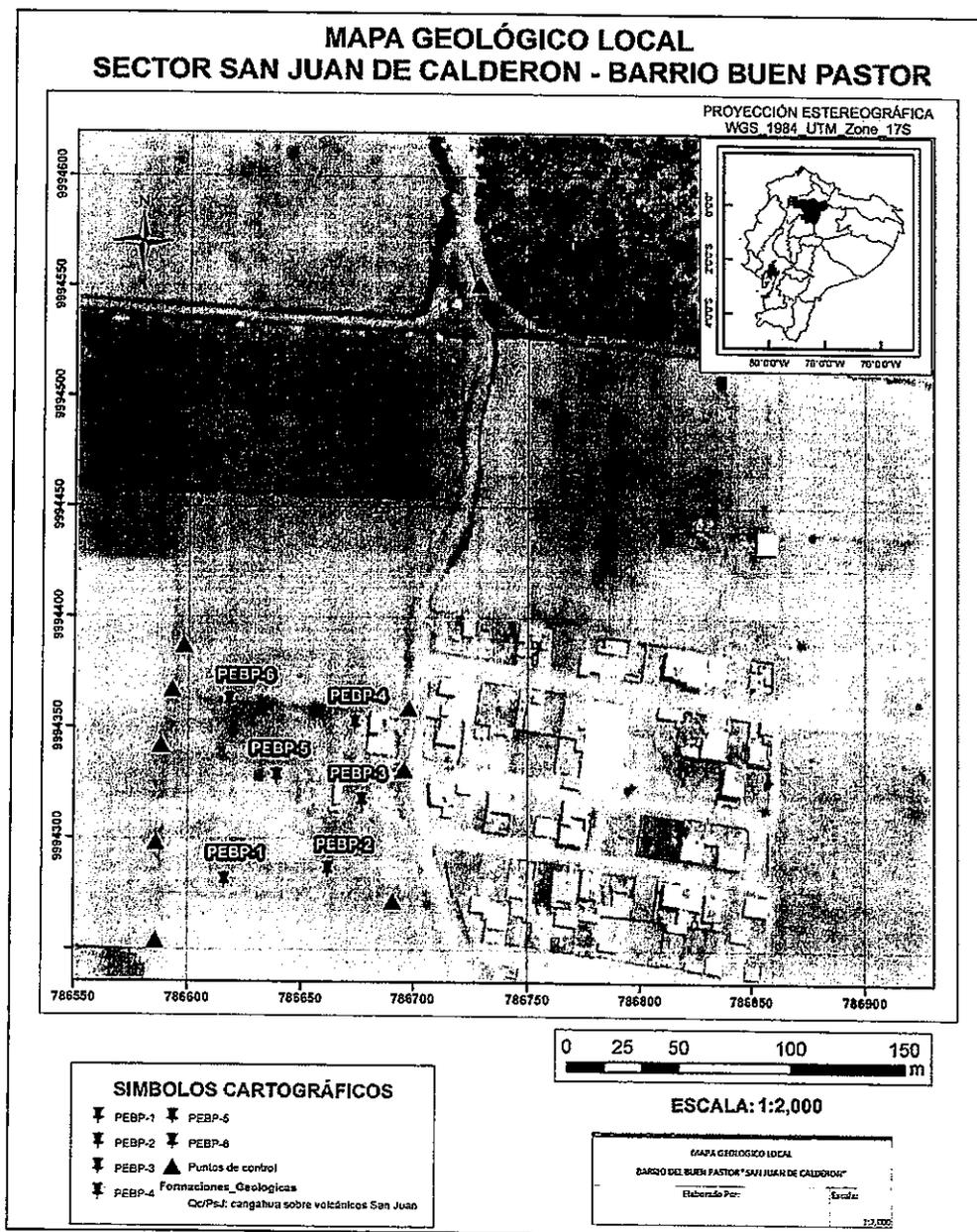


Figura N° 2: Mapa Geológico Local, Escala 1:2.000.

Litológicamente la zona de estudio presenta una secuencia estratigráfica que consiste en intercalaciones de toba, área fina a media color café con clastos de pómez distribuidos de manera errática, pómez y lapilli, arena fina color café depositada hacia la base del estrato. (Ver Figura N° 3).

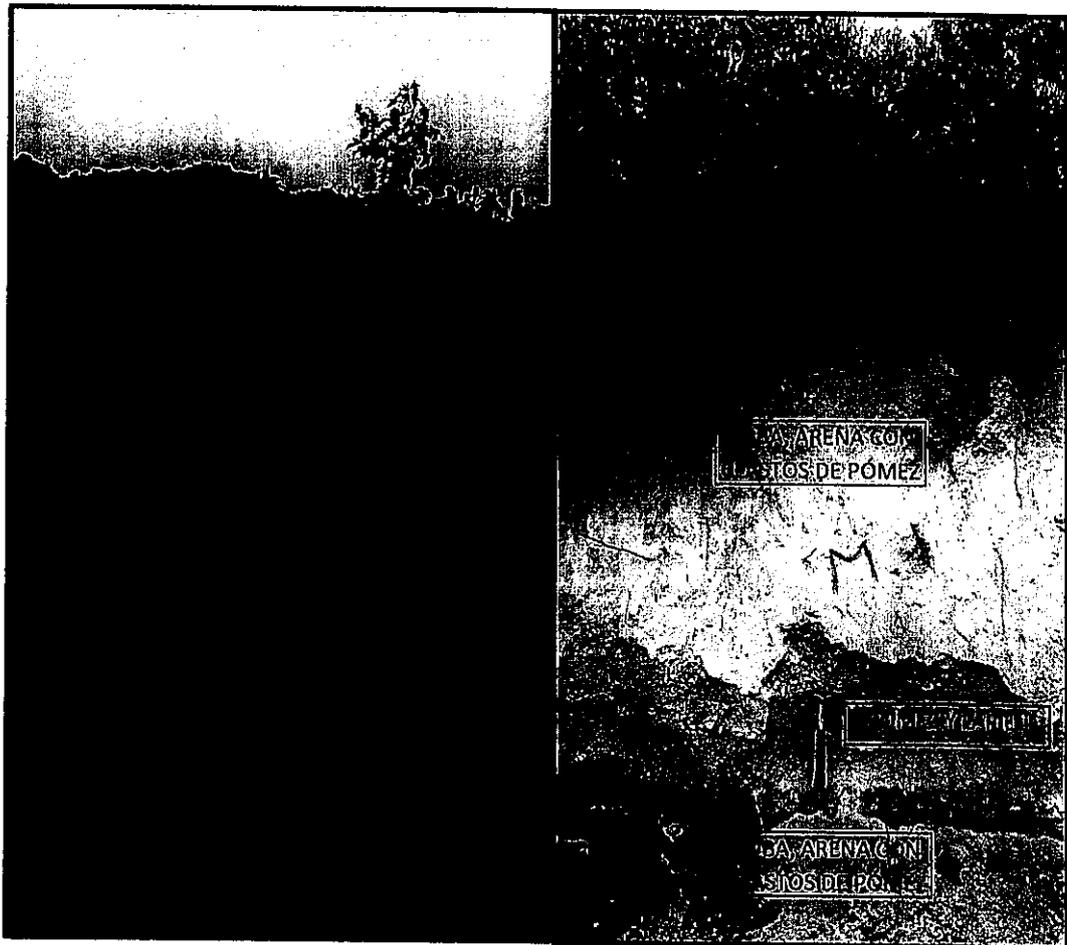


Figura N° 3: Puntos de control coordenadas: 786 696 / 9 994 331 y 786 729 / 9 994 551, DATUM: WGS84, ZONA 17 S.

Con los datos obtenidos de las perforaciones y el recorrido de campo, se realiza un perfil lito-estratigráfico y columnas tipo del sector de estudio con la respectiva distribución espacial. (Ver Figuras N° 4 y 5).

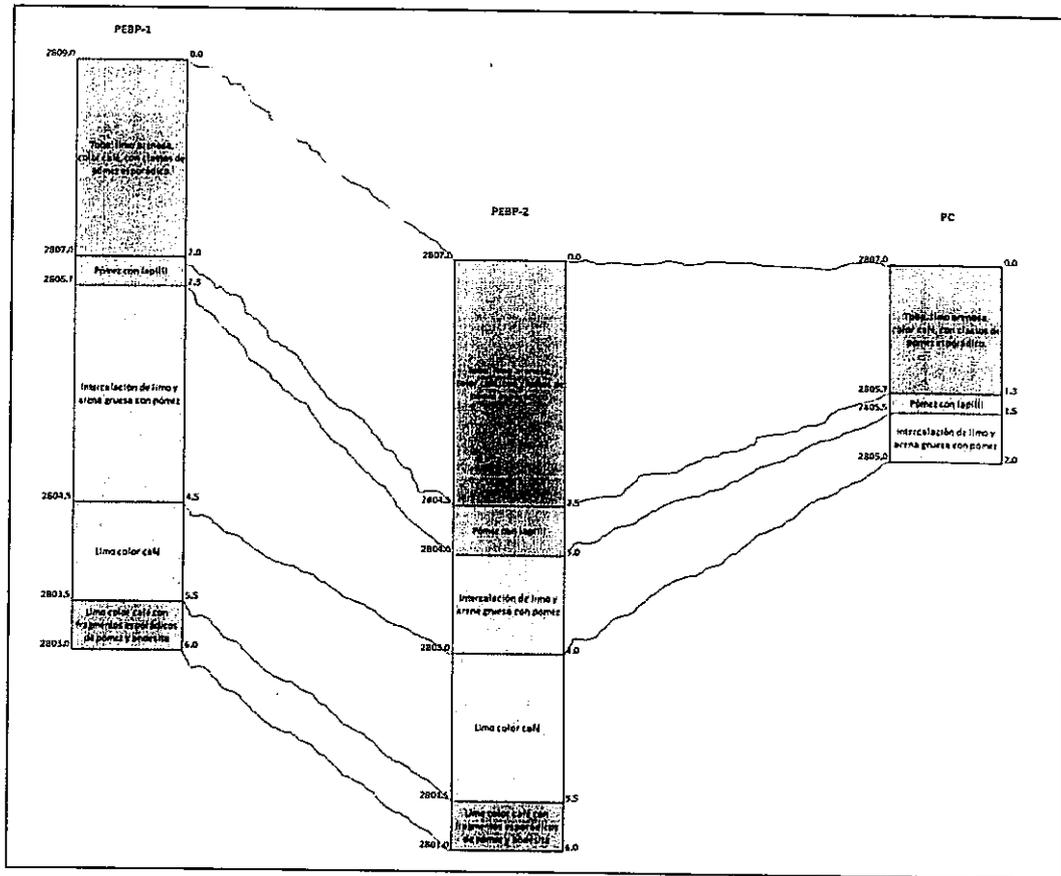


Figura N° 4: Columnas tipo del sector de estudio.

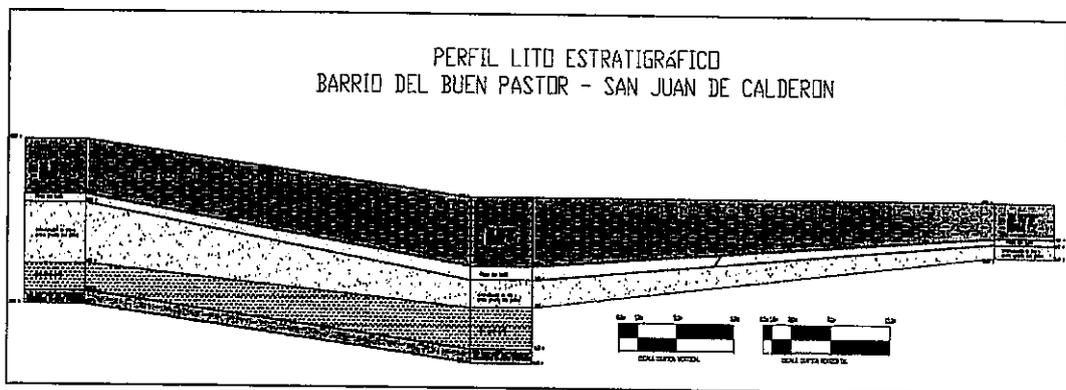


Figura N° 5: Perfil lito-estratigráfico.

## 7. TRABAJOS REALIZADOS

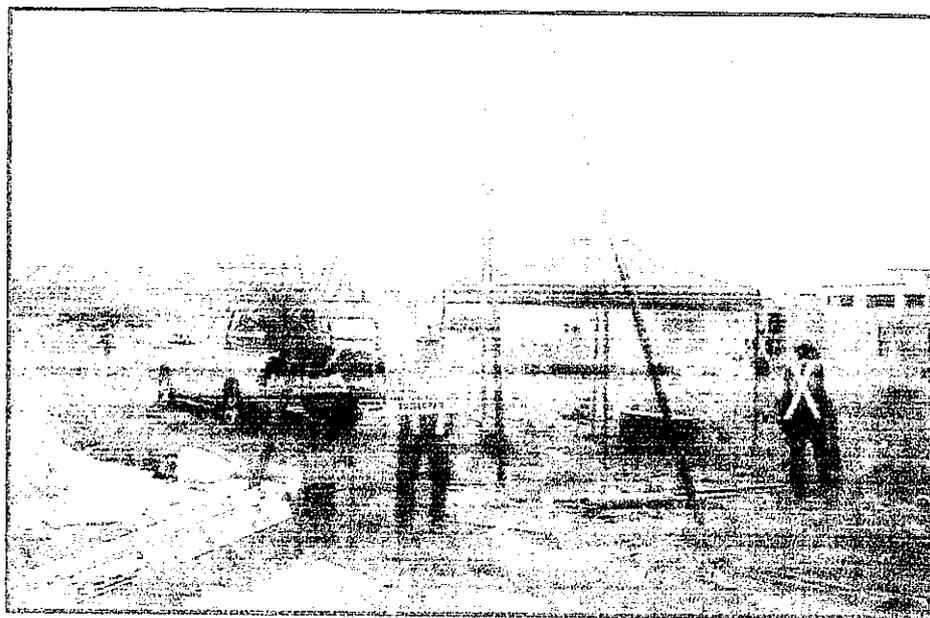
### 7.1. TRABAJOS DE CAMPO

Se realizaron seis perforaciones denominadas PEBP-1, PEBP-2, PEBP-3, PEBP-4, PEBP-5 y PEBP-6; de 6.00 metros de profundidad cada una; las cuales fueron ubicadas adecuadamente dentro del proyecto, con el fin de cubrir la mayor parte del área y poder caracterizarlo de mejor manera, y así obtener los parámetros geotécnicos afines al proyecto en estudio.

El número y profundidad de las perforaciones realizadas son las contratadas por el cliente y se consideran suficientes. Bajo esta investigación se analiza la respuesta del suelo de cimentación. En el Anexo N° 3, se muestra la ubicación de las perforaciones.

Durante la ejecución de las perforaciones y cada cierta profundidad, se realizaron ensayos de penetración estándar con el equipo normalizado, y recuperación de muestras alteradas; de esta forma se obtuvo indirectamente la resistencia del suelo y se pudo caracterizar los estratos encontrados.

De las perforaciones realizadas se tomaron respaldos fotográficos que se indican en el Anexo N° 8, y en los que consta el inicio y fin de cada sondeo, con sus respectivas muestras.



Fotografía N° 1: Inicio de la Perforación PEBP-1

En el Anexo N° 4 se adjuntan los registros de perforaciones, en donde se pueden observar los resultados de la resistencia a la penetración estándar versus la profundidad, así como varias características de los suelos encontrados.

## 7.2. TRABAJOS DE LABORATORIO

Las muestras recuperadas en los ensayos de penetración estándar, fueron seleccionadas de acuerdo a una clasificación manual visual, para posteriormente ser ensayadas en el laboratorio, y así determinar sus características físicas y clasificarlas en el sistema SUCS.

La ejecución de los ensayos está sujeta a las siguientes normas y procedimientos:

- Ensayo de penetración estándar    Norma ASTM D 1586-84
- Contenido de agua                    Norma ASTM D 2216
- Granulometría                        Norma ASTM C 136 y D 422
- Límite líquido y plástico          Norma ASTM D-4318

Los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos de las muestras de suelo se adjuntan en el Anexo N° 5.

## 8. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

La descripción del subsuelo se realiza con base a los resultados de las perforaciones PEBP-1, PEBP-2, PEBP-3, PEBP-4, PEBP-5 y PEBP-6, y a los ensayos de laboratorio ejecutados en las muestras recuperadas.

### 8.1. PERFORACIÓN PEBP-1

La primera capa de 1.00 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compactidad suelta, y con una resistencia a la penetración estándar de 6 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.50 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 8 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad densa que alcanza la profundidad de 3.85 m. aproximadamente, y que tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 31 a 50 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia media a muy dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre los 11 y 41 golpes.

## 8.2. PERFORACIÓN PEBP-2

La primera capa de 1.00 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compacidad suelta, y con una resistencia a la penetración estándar de 6 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.50 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 6 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad medianamente densa a densa; alcanza la profundidad de 4.20 m. aproximadamente, y tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 24 a 51 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia media a muy dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre los 13 y 31 golpes.

### 8.3. PERFORACIÓN PEBP-3

La primera capa de 1.00 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compacidad medianamente densa, y con resistencia a la penetración estándar de 15 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.50 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 5 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad medianamente densa a densa; alcanza la profundidad de 4.00 m. aproximadamente, y tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 30 a 50 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia media a dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre los 15 y 30 golpes.

### 8.4. PERFORACIÓN PEBP-4

La primera capa de 1.00 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compacidad suelta, y con una resistencia a la penetración estándar de 4 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.50 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 6 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad medianamente densa a densa; alcanza la profundidad de 3.80 m. aproximadamente, y tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 27 a 42 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre 17 y 28 golpes.

## 8.5. PERFORACIÓN PEBP-5

La primera capa de 1.00 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compacidad suelta, y con una resistencia a la penetración estándar de 6 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.50 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 7 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad medianamente densa a densa; que alcanza la profundidad de 4.00 m. aproximadamente, y que tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 23 a 47 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia media a dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre los 14 y 23 golpes.

## 8.6. PERFORACIÓN PEBP-6

La primera capa de 1.50 m. de espesor aproximadamente, consiste en un suelo clasificado como una arena fina limosa, color café oscura, de humedad baja, de compacidad medianamente densa, y con una resistencia a la penetración estándar de 14 golpes.

Luego aparece un estrato de 1.30 m. de espesor aproximadamente, de un limo arenoso de baja compresibilidad, color café, con lentes de arena con pómez (lapilli), de plasticidad y humedad bajas. Su consistencia es blanda, y su resistencia a la penetración estándar es de 5 golpes.

El suelo encontrado a continuación, es una arena fina limosa, color café a beige, con lentes de arena con pómez (lapilli), de humedad baja y de compacidad medianamente densa a densa; que alcanza la profundidad de 4.70 m. aproximadamente, y tiene una resistencia a la penetración estándar que varía de 17 a 36 golpes.

Finalmente, hasta la profundidad investigada de 6.00 m., se tiene nuevamente el limo arenoso de baja compresibilidad, color café, de humedad y plasticidad bajas, y de consistencia media a dura. Su resistencia a la penetración estándar varía entre los 13 y 28 golpes.

Los resultados en los seis sondeos son muy similares; bajo la superficie del terreno estudiado se tienen suelos granulares tipo arenas finas limosas de compacidad suelta hasta muy densa, y suelos finos clasificados como limos arenosos de baja compresibilidad de consistencia blanda a muy dura.

La resistencia de los estratos encontrados, evaluada con el ensayo de penetración estándar, varía de 4 a 51 golpes en el suelo granular, y entre los 5 y 41 golpes en el limo arenoso de baja compresibilidad.

Durante la ejecución de los sondeos no se encontró la presencia de nivel freático o aguas subterráneas.

El perfil stratigráfico, trazado con base a los resultados de los sondeos y a los ensayos de laboratorio, se presenta en el Anexo N° 7.

## 8.7. CLASIFICACIÓN DE PERFIL DE SUELO

Según la NEC-15, la ciudad de Quito, que es donde se encuentra ubicado el proyecto, está localizada en la zona V que tiene una amenaza sísmica ALTA, con un valor de factor de zona  $Z = 0.40$ .

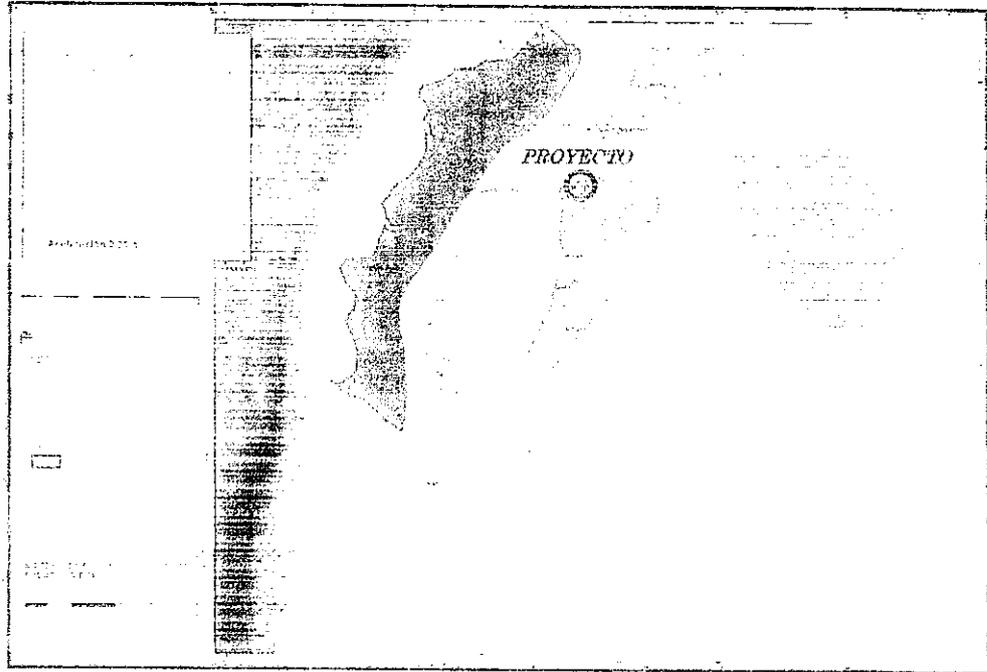


Figura N° 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

El perfil de suelo en el sitio de estudio es clasificado como tipo D (Tabla N° 1), utilizando los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  correspondientes, definidos en la AASHTO 2012.

$F_a : 1.20$

$F_d : 1.19$

$F_s : 1.28$

Tabla N° 1: Clasificación de los Perfiles de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 480 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$480 \text{ m/s} > V_s \geq 150 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de los dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Tipo de perfil	Descripción	Definición
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante, $v_s$	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total $H$ mayor de 3 m. de arcillas blandas	$IP > 70$ $w \geq 41$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subcategorías:	
	F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por el efecto de un sismo, tales como suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2	Tierras y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( $H > 1 \text{ m.}$ en arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F3	Arcillas de muy alta plasticidad ( $PI > 25 \text{ m.}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$ )
	F4	Perfiles de gran espesor de arcillas de índice mediana a blanda ( $H > 30 \text{ m.}$ )
	F5	Suelos con contrastes de impedancia a recordando dentro de los primeros 30 m. superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contrastes entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
F6	Rellenos e locales sin control in situ	

## 9. CIMENTACIÓN

### 9.1. NIVELES DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación deberá ser la mínima en la cual se tengan las propiedades mecánicas del suelo de fundación necesarias para conseguir una cimentación segura y económica.

Los niveles de cimentación están condicionados por la resistencia del suelo y por las características del diseño arquitectónico. Para ubicarlos deberán contar con una profundidad de desplante  $D_f$ , que proporcione un empotramiento a la estructura, proteja la cimentación y a los suelos de sustento.

En el caso presente la cimentación puede ser superficial por la consistencia del terreno y por el nivel de cargas del proyecto, de manera que pueden ubicarse a una profundidad de desplante mínima de  $D_f = 1.50 \text{ m.}$  a partir de la superficie final del terreno.

Esta profundidad puede ser variada por el ingeniero estructural en función de los requerimientos de solicitaciones horizontales.

## 9.2. SUELO DE CIMENTACIÓN

El suelo de cimentación de acuerdo a las condiciones antes descritas puede ser de tipo fino en el caso más desfavorable, clasificado como un limo arenoso de baja compresibilidad, con humedad y plasticidad bajas, y de consistencia blanda a media; caracterizado con una resistencia a la penetración estándar entre 5 y 15 golpes.

Para el proyecto, el suelo de cimentación será evaluado con una resistencia a la penetración estándar de 6 golpes a la profundidad de desplante  $D_f = 1.50$  m. y de 11 golpes a la profundidad de  $D_f = 2.50$  m.

Correlaciones entre el valor  $N_{SPT}$  y la cohesión representativa de los suelos finos, permite caracterizarlo mecánicamente:

$$C = 0.663 * N_{SPT}$$

Dónde:

$C$  = cohesión, en  $T/m^2$ .

$N_{SPT}$  = número de golpes del ensayo SPT.

La aplicación nos proporciona un valor de  $C = 3.98 T/m^2$  para la profundidad de desplante  $D_f = 1.50$  m. y de  $C = 7.29 T/m^2$  para la profundidad de  $D_f = 2.50$  m.

## 9.3. TIPO DE CIMENTACION

En el caso presente los suelos son consistentes desde el inicio, ya que la resistencia a la penetración estándar es superior a los 4 golpes. Los cimientos pueden ser zapatas aisladas de sección cuadrada o rectangular dependiendo de las descargas en los apoyos.

La relación entre la profundidad de desplante  $D_f$ , y la menor dimensión  $B$  de los cimientos,  $(D_f/B)$ , será menor a 4.00, por lo que las cimentaciones se consideran como superficiales.

## 9.4. EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA

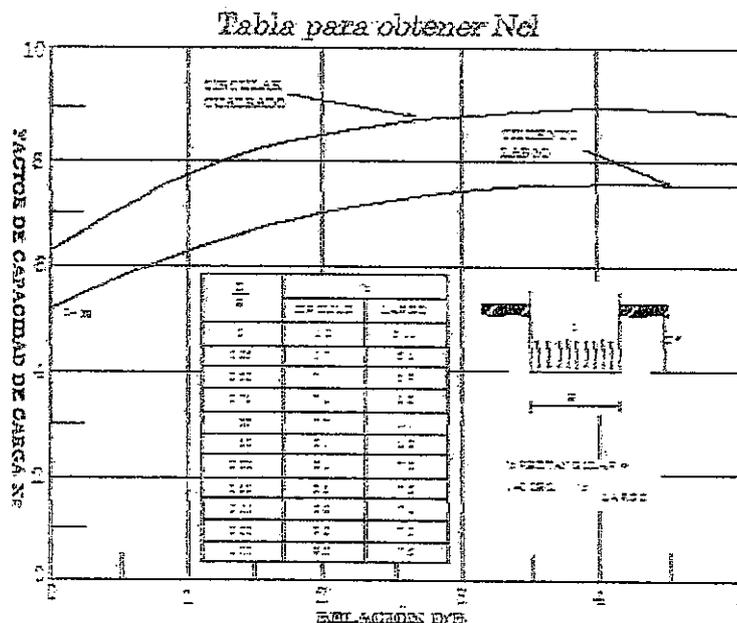
La evaluación de la capacidad admisible de carga neta  $q_{an}$ , se determina aplicando las teorías de capacidad de carga correspondientes a suelos finos, para determinar la presión última  $q_u$ ; dentro de las cuales, la de Skempton, que considera la profundidad de desplante, es la adecuada; y, luego mediante la aplicación de un factor de seguridad de 3 como lo recomienda la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-2015; se realiza la evaluación de  $q_{an}$ :

$$q_u = \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) * C * N_{cl}$$

$$q_{an} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

- $q_u$  = presión última de rotura del suelo.
- $q_{an}$  = capacidad de carga admisible neta.
- $B$  = ancho del cimiento.
- $L$  = largo del cimiento
- $C$  = cohesión
- $N_{cl}$  = factor de capacidad de carga.
- $FS$  = factor de seguridad.



## CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA

B (m)	Df/B	C (T/m <sup>2</sup> )	Ncl	q <sub>n</sub> (T/m <sup>2</sup> )	q <sub>an</sub> (T/m <sup>2</sup> )
1.25	1.20	3.98	6.56	28.70	9.57
1.50	1.00		6.40	28.00	9.33
1.80	0.83		6.27	27.42	9.14
2.00	0.75		6.20	27.12	9.04
1.25	2.00	7.29	7.00	56.14	18.71
1.50	1.67		6.87	55.07	18.36
1.80	1.39		6.71	53.83	17.94
2.00	1.25		6.60	52.94	17.65

La presión admisible neta  $q_{an}$ , para anchos probables de cimiento, sobre el suelo natural tipo limo arenoso, a una profundidad de desplante de  $D_f = 1.50$  m., varía de 9.57 a 9.04 T/m<sup>2</sup>; por lo que para diseño se recomienda una presión admisible neta de 9.00 T/m<sup>2</sup>. A una profundidad de desplante de  $D_f = 2.50$  m., varía de 18.71 a 17.65 T/m<sup>2</sup>; por lo que para diseño se recomienda una presión admisible neta de 17.50 T/m<sup>2</sup>.

## 10. ASENTAMIENTOS

Los asentamientos para las estructuras de hormigón armado, tienen sus limitaciones en cuanto a asentamientos totales ( $S_{m\acute{a}x.}$ ) y distorsiones ( $\beta$ ), razón por la cual estos son limitados a los siguientes valores para evitar fisuras en la estructura, y que son tomados en consideración en la evaluación de la capacidad admisible de carga neta.

$$S_{m\acute{a}x.} = 2.50 \text{ cm.}$$

$$\beta = \text{distorsión } 0.003 \text{ l}$$

Los asentamientos que se desarrollarán bajo el efecto del peso de las estructuras se consideran de tipo inmediato o elástico. Para evaluar estos posibles asentamientos se aplica la siguiente relación:

$$S = \frac{q_{an} * B * (1 - \mu^2)}{E * F_d} * C_d$$

Dónde:

- $S$  = asentamiento elástico, en metros.
- $q_{an}$  = presión efectiva de contacto, en  $T/m^2$ .
- $E$  = módulo de elasticidad del suelo, en  $T/m^2$ .
- $B$  = base del cimiento, en metros. ( $B$  = variable)
- $\mu$  = relación de Poisson. ( $\mu = 0.30$ )
- $F_d$  = factor de profundidad. ( $F_d = 1 + 0,33 D_f/B$ )
- $C_d$  = factor de forma y rigidez. (Ver Tabla N° 2)

Tabla N° 2

FACTORES DE FORMA Y RIGIDEZ $C_d$ PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS EN PUNTOS CARGADOS DE CIMENTACIONES CON FORMAS DEFINIDAS					
Shape	Center	Corner	Middle of Short Side	Middle of Long Side	Average
Circle	1,00	0,64	0,64	0,64	0,85
Circle (Rigid)	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Square	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95
Square	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Rectangle: length/width					
1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15
2	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30
3	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52
5	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83
10	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25
100	4,00	2,00	2,20	3,60	3,70
1000	5,47	2,75	2,94	5,03	5,15
10000	6,90	3,50	3,70	6,50	6,60

### ASENTAMIENTO ELÁSTICO

B (m)	Df (m)	Df/B	$q_{an}$ ( $T/m^2$ )	E ( $T/m^2$ )	$F_d$	$C_d$	S (m)
1.25	1.50	1.20	9.00	1468	1.33	1.36	0.007
1.50		1.00					0.009
1.80		0.83					0.011
2.00		0.75					0.012
1.25	2.50	2.00	17.50	2080	1.33	1.36	0.009
1.50		1.67					0.011
1.80		1.39					0.014
2.00		1.25					0.015

El asentamiento teórico máximo que resulta de la aplicación de la fórmula, con una carga distribuida variable sobre el suelo natural de cimentación de acuerdo al área de los cimientos, que no exceda la capacidad de carga neta admisible, es de  $S = 1.50$  cm.

## 11. ESTABILIDAD DE TALUDES

Con el fin de analizar la estabilidad de taludes en condiciones estáticas y pseudoestáticas, se procedió a elaborar un modelo geotécnico, tomando en cuenta los resultados de las investigaciones de campo y los parámetros geomecánicos de resistencia al corte de los suelos obtenidos de los ensayos de laboratorio. Este modelo se preparó y analizó en base a programas computacionales de análisis basados en el método de elementos finitos.

### 11.1. INVESTIGACIONES REALIZADAS

Para la elaboración del modelo geotécnico, se tomaron en cuenta las exploraciones realizadas en el terreno del proyecto, y los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados en las muestras obtenidas en campo durante la investigación.

A continuación se resumen las características y propiedades de los suelos encontrados:

Exploración	Ensayo	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (T/m <sup>2</sup> )
Muestra Inalterada BEBP-1	Triaxial UU	1.42	15	3.70
Muestra Inalterada BEBP-2	Triaxial UU	1.26	11	1.10
Muestra Inalterada BEBP-3	Triaxial UU	1.56	24	6.80
Muestra Remoldeada BEBP-1R	Triaxial UU	1.64	29	11.60

Los reportes de los ensayos de laboratorio obtenidos de las muestras de suelo se adjuntan en el Anexo N° 5.

### 11.2. SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO

Los parámetros de resistencia al corte para el modelo de los distintos análisis realizados han sido obtenidos de conjugar la información existente, teorías aplicables y herramientas disponibles para el efecto, entre las cuales se puede mencionar las siguientes:

- Teorías de Hoek-Brown (2002), mediante el uso del software de cálculo Geostudio versión 2012.
- Estratigrafía obtenida y ensayos de compresión triaxial.

En las 4 muestras ensayadas los resultados tienen marcadas diferencias entre sí, por lo que para el análisis respectivo se ha modelado el suelo con los parámetros más desfavorables debido a la errática encontrada. Las propiedades consideradas se detallan en la tabla a continuación.

Estrato	SUCS	Espesor (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (KPa)
Superficial	SM	Indefinido	12.36	11	10.79

En las exploraciones realizadas no se detectó la presencia de nivel freático o aguas subterráneas, por lo que en el modelo no se ha incluido este elemento para el análisis.

Considerando que el proyecto se localiza en la ciudad de Quito, es decir Zona Sísmica V, por tanto se establece un valor de aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad de 0.40g.

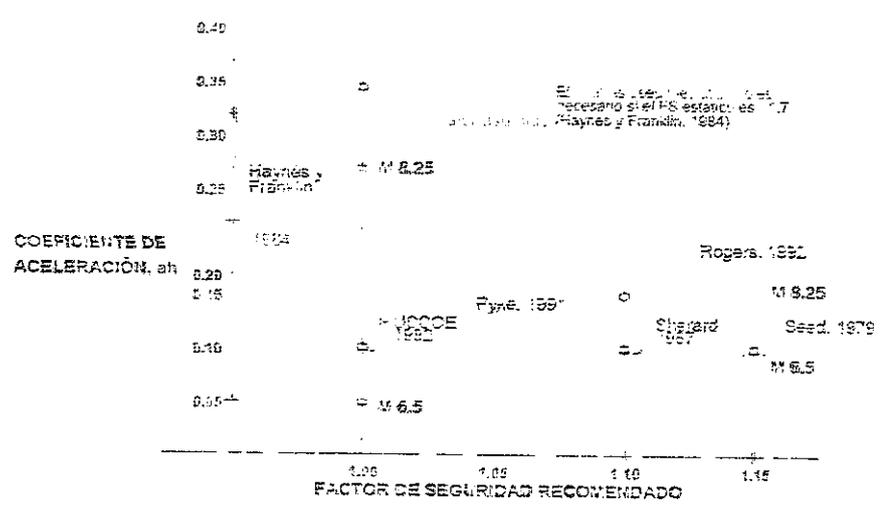
La selección de un coeficiente de aceleración para el análisis pseudoestático se la hace en base al juicio del especialista, ya que no existe un método científico para hacerlo.

En el presente caso, la elección de los valores del coeficiente de aceleración horizontal se ha basado en los siguientes criterios:

- a. El coeficiente de aceleración sísmica no es igual a la aceleración máxima del terreno (Peak Ground Acceleration, PGA), ya sea probabilística o determinísticamente, y por lo tanto no debe ser usado en el análisis pseudoestático. El uso del PGA resultará en factores de seguridad excesivamente conservadores (Seed, 1979; Chowdhury, 1978).
- b. La mayor parte de guías para la selección de valores del coeficiente de aceleración se basan en las investigaciones de Seed (1979) y de Haynes y Franklin (1984). Seed recomienda coeficientes de aceleración de 0.10 y 0.15 para sismos de magnitud 6.5 y 8.25 respectivamente, y considera que 1.15 es un factor de seguridad aceptable para que las deformaciones permanentes del talud sean lo suficientemente pequeñas.

-445-  
cuatrocientos cuarenta y cinco

- e. Haynes y Franklin presentan recomendaciones considerando terraplenes en base a la amplificación en la cresta, a fin de identificar aquellos terraplenes que podrían sufrir deformaciones excesivas. La sugerencia es utilizar la mitad de la aceleración o más de la roca aplicada en la cresta del talud. El factor de seguridad aceptable en este caso se considera 1.
- d. Otros autores y agencias han realizado investigaciones similares, las cuales se presentan en la siguiente figura:



Considerando todo lo anteriormente expuesto y criterios adicionales existentes, se ha asumido un coeficiente de aceleración horizontal en el presente caso de 0.25g, para los cuales un factor de seguridad mayor a 1.05 podría considerar estable al modelo analizado.

### 11.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes se excavarían en intercalaciones de toba, área fina a media color café con clastos de pómez distribuidos de manera errática, pómez y lapilli, provenientes de la formación Cangahua.

La geometría de la potencial superficie de deslizamiento o de rotura sería de tipo circular o semicircular, debido al carácter cohesivo-friccionante y a la falta de una estructura definida de los materiales involucrados.

Utilizando un programa basado en el método de análisis de equilibrio límite, se procedió a analizar la estabilidad de taludes en función de la geometría, condiciones de carga y las propiedades mecánicas de los suelos.

Los criterios considerados para recomendar las inclinaciones de los taludes de corte, están en función de la litología, altura y estabilidad de los taludes, teniendo así los siguientes 2 casos analizados:

- Para alturas de corte menores o iguales a 3 m.
- y, para alturas de corte mayores a 3 m.

En el siguiente cuadro se muestra en resumen los resultados de los factores de seguridad obtenidos en el análisis de estabilidad de los taludes, con las geometrías analizadas:

Altura del Talud	Descripción de la Geometría	FS estático	FS dinámico $a_H = 0,25g$
< 3 m. = 3 m.	Ladera con pendientes 1H:2V	1.777	1.227
> 3 m.	Ladera con pendientes 1H:2V, y bermas de 3 m. de ancho cada 3 m. de altura.	1.565	1.084

En todos los taludes, y en cada berma de presentarse el caso, se deben construir cunetas de pie y de coronación para control de las aguas de escorrentía y de lluvia.

En el Anexo N° 6 del presente informe se muestra gráficamente la memoria de los análisis de estabilidad de los taludes expuestos.

Como se puede ver, los factores de seguridad de las geometrías modeladas con la inclinación de corte propuesta son aceptables, sin embargo, en este aspecto se debe tener mucho cuidado, pues adicionalmente a la estabilidad global de los taludes, uno de los mayores problemas es el de la alta erosionabilidad que se puede presentar en estos materiales al estar expuestos a la intemperie, además de su grado de fracturamiento o fisuración.

Para ello se recomienda proteger los taludes con el uso de biomantas, revegetación o riego de polímeros.

444 -  
cuatrocientos cuarenta y cuatro

## 12. EXCAVACIONES Y EMPUJE DE TIERRAS

### 12.1. EXCAVACIONES

Las excavaciones necesarias para alojar la estructura y adicionalmente las cimentaciones, serían del orden de los 3.00 m. en los casos extremos.

La estabilidad depende de la cohesión de los suelos excavados; desde la superficie hasta el nivel mencionado se caracterizan por una resistencia mínima a la penetración estándar de 4 golpes. Su cohesión evaluada mediante las correlaciones ya mencionadas proporciona un valor de 2.65 T/m<sup>2</sup>.

El factor de seguridad del talud excavado está dado por:

$$FS = \frac{C * Ne}{\gamma * H}$$

Dónde:

$C$  = cohesión (2.65 T/m<sup>2</sup>)

$Ne$  = número de estabilidad (3.80)

$\gamma$  = peso unitario del suelo excavado (1.50 T/m<sup>3</sup>)

$H$  = profundidad excavada (3.00 m.)

La aplicación nos da un factor de seguridad de 2.24, valor que nos indica que las excavaciones pueden realizarse con un talud vertical en suelos puramente cohesivos; sin embargo, conviene tomar algunas precauciones como las siguientes, para garantizar la seguridad de los trabajadores y de construcciones vecinas.

- a) Programar los trabajos de excavación para épocas de verano.
- b) No dejar expuesto los taludes a la intemperie, es conveniente que estos sean protegidos.
- c) Los taludes de las excavaciones deben ser apuntalados mediante sistemas de contención que irán instalándose progresivamente conforme se realice la excavación, o pueden realizarse tramos alternados de excavación, en los cuales una vez concluidos los muros, se procederá a continuar con los tramos restantes.

Los taludes de excavación para los demás estratos de suelo, especialmente con contenido granular, deben tener una inclinación de por lo menos 1H:2V; pero sin dejar de tomar las precauciones indicadas.

## 12.2. EMPUJE DE TIERRAS

Los empujes de tierras sobre las paredes de los muros de contención, los producen los materiales usados como rellenos. Se recomienda no utilizar el material producto de la excavación, sino un material de mejoramiento granular y libre de finos, como una Subbase Clase 3. En esas condiciones, los empujes pueden ser evaluados con los siguientes parámetros:

$$\gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$$
$$\phi = 36^\circ$$

Para la cimentación de los muros de contención, se deberá tomar como nivel de desplante la profundidad mínima recomendada de  $D_f = 1.50 \text{ m.}$  o  $D_f = 2.50 \text{ m.}$ , y la capacidad admisible de carga  $Q_{an}$  correspondiente.

## 13. COEFICIENTE DE BALASTO DEL SUELO

El coeficiente de balasto o módulo de reacción del suelo, es una magnitud asociada a la rigidez del terreno; y se aplica para estimar la distribución de esfuerzos en ciertos elementos de cimentación.

Para la determinación de este coeficiente existen algunas fórmulas empíricas propuestas por varios autores, que lo correlacionan con el módulo de deformación del suelo  $E_o$ ; y, entre las cuales tenemos las siguientes:

- Vogt:

$$K = 1.33 \frac{E_o}{\sqrt[3]{L * B^2}}$$

- Vesic:

$$K = \frac{E_o}{B * (1 - \mu^2)}$$

-443-  
con el coeficiente de forma  
y frecuencia

\* Klepikov:

$$K = \frac{E_0}{\omega (1 - \mu^2) \sqrt{B \cdot L}}$$

Dónde:

- $K$  = Coeficiente de balasto del suelo.
- $E_0$  = Módulo de deformación del suelo.
- $L$  = Largo del cimiento. ( $L$  = variable)
- $B$  = Base del cimiento. ( $B$  = variable)
- $\mu$  = Relación de Poisson. ( $\mu = 0.30$ )
- $\omega$  = Coeficiente de forma del cimiento. ( $\omega = f [L/B]$ )

### COEFICIENTE DE BALASTO

E (Kg/cm <sup>2</sup> )	B (cm)	L (cm)	K (Kg/cm <sup>3</sup> )		
			Vogt	Vesic	Klepikov
146.85	125	188	1.36	1.29	1.21
	150	225	1.14	1.08	1.01
	180	270	0.95	0.90	0.84
	200	300	0.85	0.81	0.76
208.04	125	188	1.93	1.90	1.78
	150	225	1.61	1.58	1.48
	180	270	1.34	1.32	1.24
	200	300	1.21	1.19	1.11

Los valores obtenidos con las tres metodologías expuestas no difieren significativamente, y cualquiera de ellos podría utilizarse en el diseño; sin embargo, se recomienda emplear los valores del coeficiente de balasto determinados con el método de Vogt, ya que es ampliamente conocido y utilizado en el ámbito de la Mecánica de Suelos.

Es importante indicar que el coeficiente de balasto no es una característica intrínseca del suelo, ya que no solo depende del tipo de suelo encontrado sino también de las condiciones de carga y de la geometría de la cimentación.

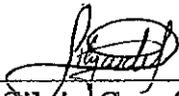
**14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

- Bajo la superficie, se tienen suelos granulares tipo arenas finas limosas de compactación suelta hasta muy densa, y suelos finos clasificados como limos arenosos de baja compresibilidad de consistencia blanda a muy dura. La resistencia, evaluada con el ensayo de penetración estándar, varía de 4 a 51 golpes en el suelo granular, y entre los 5 y 41 golpes en el limo arenoso.
- El proyecto se encuentra ubicado en la zona sísmica V que le corresponde un factor  $Z = 0.40$ . El perfil de suelo ha sido clasificado como tipo D<sub>1</sub> y sus respectivos coeficientes de amplificación se indican el ítem 6.3 del presente informe técnico.
- La cimentación se debe desplantar a una profundidad mínima  $D_f = 1.50$  m., medida desde el punto más bajo de la superficie del terreno natural conformado para alojar las estructuras.
- Las cimentaciones pueden ser zapatas aisladas de secciones cuadradas o rectangulares, dependiendo de las descargas de los apoyos; y, pueden ser diseñadas con una capacidad admisible de carga neta de  $q_{an} = 9.00$  T/m<sup>2</sup> para una profundidad de desplante  $D_f = 1.50$  m. y de  $q_{an} = 17.50$  T/m<sup>2</sup> para una profundidad de  $D_f = 2.50$  m.
- No se tiene la presencia de niveles freáticos que pudieran influir en la estabilidad de las excavaciones, de manera que los trabajos serán realizados en un ambiente seco.
- Las capacidades de carga estimadas son para las viviendas indicadas, que contemplarían hasta 2 plantas o niveles. Cualquier incremento de carga por modificaciones u obras adicionales sobre las estructuras, requiere de un reforzamiento de la cimentación.
- Del análisis de estabilidad de taludes se tienen los siguientes resultados:

Altura del Talud	Descripción de la Geometría	FS estático	FS dinámico $a_H = 0,25g$
< 3 m. = 3 m.	Ladera con pendientes 1H:2V	1.777	1.227
> 3 m.	Ladera con pendientes 1H:2V, y bermas de 3 m. de ancho cada 3 m. de altura.	1.565	1.084

- Las alternativas de geometría de corte de taludes analizadas se presentan estables ante el deslizamiento. Sin embargo, se debe notar que este análisis de estabilidad usando métodos del medio continuo, no toman en cuenta posibles discontinuidades o alteraciones que puede presentar el material en superficie al ser cortado; y tampoco toma en cuenta la erosión.
- Debido a la erosionabilidad esperada de los materiales encontrados durante la investigación, se ratifica la necesidad de diseñar y construir sistemas de protección de erosión y de control de polvo tanto temporales como definitivos para los taludes del proyecto.
- Inmediatamente después de realizado el corte, la superficie de los taludes deberá ser protegida contra procesos erosivos, a fin de evitar que se produzcan desprendimientos superficiales de material. Esto puede ser mediante el riego de un polímero de base acrílica, y adicional se recomienda la colocación de una biomanta de protección de erosión temporal y que se realice revegetación, que puede hacerse mediante la colocación de chamba, esto con la finalidad de tener un mejor control de polvo y evitar posibles procesos erosivos.
- Si bien, no se han identificado zonas que requieran de una estabilización mecánica de taludes en el proyecto, esto no es descartable, y se definirá dependiendo del avance de las tareas de excavación. Además, la estabilidad de los taludes con las inclinaciones recomendadas, se puede garantizar siempre que no existan sobrecargas en la parte superior de los mismos; caso contrario se contemplará la colocación de pernos de anclaje de 25 mm. de diámetro, 10 m. de largo, con separación de 1.50x1.50 [m.] a 30° con respecto a la horizontal, con un recubrimiento de hormigón lanzado con fibra o de malla hexagonal triple torsión.
- Adicionalmente a las recomendaciones emitidas en este informe, deberá considerarse el diseño y construcción de un sistema de drenaje, suficiente y eficiente, con la finalidad de evitar el ingreso de agua de escorrentía superficial en el cuerpo de los taludes.
- Es recomendable el diseño y construcción de canales en cada una de las bermas que será construidas para la estabilización de los taludes, mismas que deberán estar protegidas con el mismo sistema de control de erosión aplicado en el cuerpo del talud, incluyendo una geomembrana en la sección hidráulica del mismo.

- Como parte del proceso constructivo de taludes, se deberán cerrar los cortes realizados evitando dejar cuñas o bloques que pudiesen ser susceptibles a deslizarse por efectos erosivos y que pudieran poner en riesgo la protección de los taludes y las plataformas.
- El coeficiente de balasto del suelo, es una magnitud que determina la rigidez del terreno, y se utiliza en la estimación de la distribución de esfuerzos de ciertos elementos de cimentación. Este coeficiente se puede obtener con la aplicación de algunas metodologías, entre las cuales la más conocida y empleada es la de Vogt. Los valores resultantes del suelo de cimentación del proyecto se muestran en el numeral 10. del presente informe.
- Las paredes de las excavaciones que se realicen para llegar a los niveles de cimentación, pueden ser realizadas con un talud vertical en los suelos finos, y con una inclinación de por lo menos 1H:1V en los estratos de suelos granulares; pero siempre tomando las precauciones indicadas en el numeral 9.1.



Ing. Silvia García Delgado  
SENECYT: 1005-11-1063432