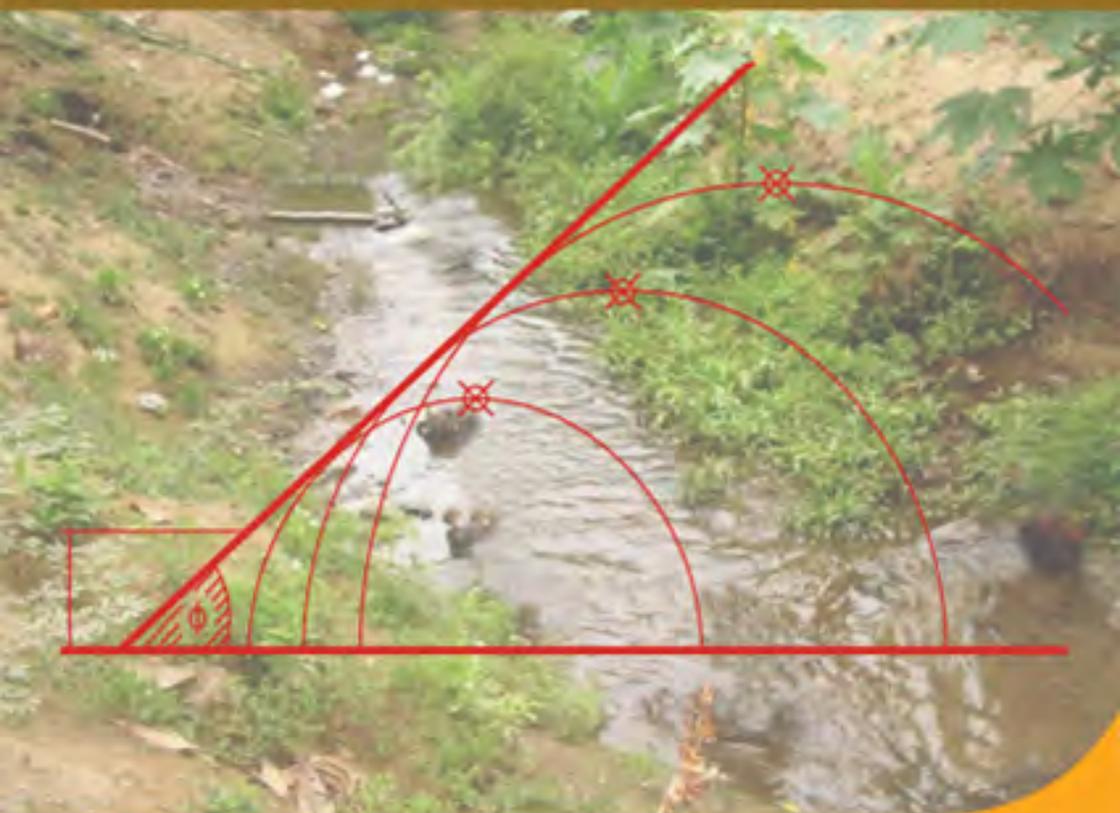

Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional

El caso del puente sobre el río Maicito

Héctor Naranjo Aguay / Tatiana Dranichnikov



Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional

El caso del puente sobre el río Maicito

Héctor Naranjo Aguay / Tatiana Dranichnikov

**Cálculo de capacidad portante basado en
geofísica y método convencional**
El caso del puente sobre el río Maicito



ABYA | UNIVERSIDAD
YALA | POLITÉCNICA
SALESIANA

2012

**Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional.
El caso del puente sobre el río Maicito**

Héctor Naranjo Aguay / Tatiana Dranichnikov

© Universidad Politécnica Salesiana 2012

Av. Turuhuayco 3-69 y Calle Vieja

Casilla: 2074

P.B.X.: (+593 7) 2050000

Fax: (+593 7) 4088958

e-mail: rpublicas@ups.edu.ec

www.ups.edu.ec

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Casilla: 2074

P.B.X.: (+593 7) 2050000

Cuenca-Ecuador

Diseño, diagramación e impresión: Editorial Universitaria Abya-Yala

ISBN UPS: 978-9978-10-127-8

Impreso en Quito-Ecuador, diciembre 2012

Publicación arbitrada de la Universidad Politécnica Salesiana

Editorial

El tema de esta tesis es muy actual en el ámbito científico de todas las naciones y a la vez, y también bastante discutido. La aplicación de las investigaciones geofísicas, en general, y de sísmica de refracción, en particular, se utiliza ampliamente en las obras de ingeniería civil, como en las construcciones hidroeléctricas, puentes, túneles y otras de gran envergadura.

Dentro del ámbito de la geotecnia, este método ha tenido gran protagonismo por la diversidad y naturaleza de los problemas que pueden ser resueltos. Al mismo tiempo, se trata de metodología no invasiva que permite conocer las características físicas del terreno, determinar su carga portante y grado de compactación evitando perforaciones generalmente costosas.

Investigaciones realizadas en los últimos veinte años (Jardine *et al.*, 1986; Bataggllo y Jamiolkowsky, 1987; Burland, 1989; Fahey y Carter, 1993; Mayne, 2001) han demostrado la

gran utilidad de esta metodología para estudios geotécnicos, como es el diseño de cimentaciones.¹

«La prueba de penetración estándar (SPT) fue una de las primeras empleadas para dichos fines, y sigue siendo ampliamente utilizada, pero también criticada por la inconsistencia en sus resultados; su popularidad disminuirá en los próximos años, debido a la cada vez mayor aceptación de otras pruebas que se han desarrollado»,¹ como es la metodología a la que se refiere en la tesis.

Es muy importante contar con equipos especializados de prospección sísmica en las investigaciones del subsuelo para obtener la información geotécnica necesaria, lo que permite establecer un servicio continuo a la comunidad en las aplicaciones de esta metodología que involucra la cimentación de obras civiles en general, de tal forma que la información suministrada contribuya hacia una oportuna y eficiente toma de decisiones.

Por este motivo se consideró muy interesante y sustancial realizar una comparación de los resultados obtenidos en base a diferentes metodologías: SPT y método de refracción sísmica, tema que se desarrolla a continuación.

Ing. Tatiana Dranichnikov

¹ Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie. Salvador Lazcano Díaz del Castillo. Maestro en Ciencias. Especialidad: Ingeniería Civil, México, 2007

Índice

Página

Editorial	5
<i>Tatiana Dranichnikov</i>	

CAPÍTULO 1

Generalidades

1. Introducción	11
2. Objetivo general	12
3. Objetivos específicos	12
4. Alcance del estudio	13
5. Metodología	13

CAPÍTULO 2

Descripción teórica de los métodos

1. Teoría de capacidad portante	15
2. Método geofísico	18
2.1. Descripción general de los métodos geofísicos	18
2.2. Método de refracción sísmica	20
2.2.1. Equipo para la medición de refracción sísmica	30
2.3. Aplicación del método geofísico en el campo de la geotecnia	32
2.3.1. Método ruso	32
2.3.2. Método japonés	42

2.3.3. Método mexicano	46
2.3.4. Método turco	50
3. Método convencional basado en ensayo de penetración estándar SPT	53
3.1. Descripción general del método	53
3.2. Normalización del método según norma ASTM D1586	61
3.3. Normalización del método según norma IRAN 10517	64
3.4. Influencia del número de golpes (N) en el cálculo de capacidad portante	65
4. Método convencional en base a ensayos de laboratorio (ensayo triaxial)	73
4.1. Descripción general del método	73
4.2. Equipo para ensayo	84
4.3. Normalización del método	86
4.4. Aplicación de resultados	89

CAPÍTULO 3

Análisis teórico entre los métodos

1. Consideraciones generales	92
2. Relaciones entre métodos	94
3. Resultados comparativos	94

CAPÍTULO 4

Caso práctico: río Maicito

1. Introducción	98
1.1. Ubicación	98
1.2. Topografía del sitio	99
1.3. Aspectos geomorfológicos del sitio	100
2. Estudios hidrológicos	103
2.1. Climatología	103
2.2. Información hidrológica del sitio de estudio	104

2.3. Características hidráulicas	106
3. Estudios geológicos-hidrogeológicos	110
3.1. Descripción geológica del área de estudio	110
3.2. Descripción hidrogeológica	111

CAPÍTULO 5

Estudios geotécnicos para cimentación del puente sobre el río Maicito

1. Metodología	113
2. Cálculo de la capacidad portante en base a la geofísica	114
3. Cálculo de la capacidad portante en base SPT	121
4. Cálculo de la capacidad portante en base al ensayo triaxial	128
5. Análisis de los resultados de capacidad portante según los diferentes métodos	130

CAPÍTULO 6

Comparación económica entre los métodos

1. Análisis de costos del ensayo de sísmica de refracción	134
2. Análisis de costos del ensayo SPT	134
3. Análisis de costos del ensayo triaxial	135
4. Resultados del análisis de costos	136

CAPÍTULO 7

Evaluación de impactos ambientales en la ejecución de los ensayos por los métodos investigados

1. Consideraciones generales	138
1.1. Marco legal	138

1.2. Inventario ambiental del sitio donde se realizó los ensayos	139
2. Identificación, análisis y valoración de los posibles impactos en cada ensayo	140
2.1. EIA del ensayo de sismica de refracción por el método geofísico	141
2.2. EIA del ensayo SPT por el método semidirecto	144
2.3. EIA del ensayo triaxial por el método en el laboratorio	147
3. Conclusiones	147
Conclusiones	151
Recomendaciones	155
Bibliografía	157
Anexos	161

1. Introducción

El tema para la elaboración de esta tesis fue escogido por lo importante que es el estudio de capacidad portante del suelo para cualquier tipo de obra en la construcción. Este estudio en nuestro país, por lo general, se lo realiza en base al ensayo de penetración estándar SPT que se lo ejecuta en el campo y el ensayo triaxial ejecutado en el laboratorio.

Pero en los últimos años en el Ecuador estos cálculos se están realizando en base a geofísica y más concretamente por refracción sísmica. Tal es su implemento que incluso el Ministerio de Transporte y Obras Públicas lo está utilizando.

Por tal motivo surgió la idea de realizar un *análisis comparativo del cálculo de capacidad portante en base a geofísica y método convencional*, apoyado en la complementación técnica y económica para distinguir viabilidad y eficacia de los mismos.

Los fundamentos para cada método son diferentes. El geofísico es un método indirecto superficial con ayuda de instrumentos especializados (sismógrafos), donde la interpretación de los datos es fundamental para los adecuados resultados.

El método triaxial consiste en obtener muestras inalteradas dentro de las perforaciones con ayuda del tubo de pared delgada y su posterior ensayo en laboratorio. El ensayo de penetración estándar (SPT) es un método semidirecto realizado en el sitio con la ejecución de perforaciones arrojando resultados que deben ser obligatoriamente correlacionados y corregidos para su correcta definición.

2. Objetivo general

El objetivo principal de la presente tesis consiste en realizar el análisis comparativo teórico y práctico del cálculo de capacidad portante del suelo en base a los métodos antes mencionados, con el fin de deducir la conveniencia o no del método geofísico.

Hay que mencionar que la utilización de este método tiene muchas discusiones e indecisiones en nuestro medio, y considerarlo respecto a los métodos convencionales que son los más utilizados para la obtención de este cálculo.

Cabe destacar que este trabajo es analizar los resultados de los ensayos realizados para CORPECUADOR 2004, en los estudios de la ampliación del puente sobre el río Maicito.

3. Objetivos específicos

- Analizar y comparar los resultados obtenidos por los métodos mencionados.
- Indicar las alternativas favorables desde el punto de vista técnico y económico.
- Evaluar el impacto ambiental provocado por la utilización de cada método a aplicarse.

4. Alcance del estudio

En nuestro país dentro, del campo geotécnico, el método geofísico no es muy utilizado para cálculo de capacidad portante de las cimentaciones por tener muchas incertidumbres. Cabe mencionar que su aplicación es investigada en diferentes partes del mundo como Rusia, Japón, México y Turquía donde es ampliamente utilizado.

Como parte de la investigación y siendo actualmente requerido en nuestro medio para realizar diferentes estudios geotécnicos, en este trabajo analizamos y comparamos el mismo con los métodos convencionales, siendo los más utilizados: el ensayo triaxial, donde se obtienen los parámetros de resistencia al corte del suelo (C y ϕ) para determinar la capacidad portante del suelo, y el ensayo de penetración estándar (SPT) que últimamente tienen más acogida para realizar los estudios geotécnicos.

El ensayo de SPT tiene el inconveniente de que no se lo realiza con las correcciones respectivas, provocando así muchas dudas en la utilización de este método.

Con este trabajo se investiga cuál de los métodos es el más conveniente y aconsejable desde el punto de vista técnico, económico y ecológico, lo que puede servir de guía a los interesados y profesionales en el cálculo de capacidad portante del suelo.

5. Metodología

Para este trabajo investigativo se muestra la técnica y factores que llevan a determinar cuál de los métodos es el más aconsejable y favorable para ser empleado en los estudios de capacidad de carga para cimentaciones.

El trabajo consistió en la recolección de todos los datos referidos a los estudios realizados para la cimentación de la ampliación del puente sobre el río Maicito ubicado en el kilómetro 13+780 de la carretera El Carmen-La Crespa.

Para alcanzar el objetivo propuesto se recopilaron los siguientes mapas e informes:

- Mapa topográfico: hoja San Pedro de Suma-Manabí a escala 1:50.000.
- Mapa geológico: hoja Santo Domingo a escala 1:100.000.
 - Mapa de cuenca hidrográfica del río Maicito.
 - Informe hidrológico relacionado con el área de estudio, que proporciona resultados favorables para la investigación.
 - Informe del estudio geológico-geofísico para diseño de cimentación de la ampliación del puente sobre el río Maicito realizado para CORPECUADOR en el año 2004.
 - Informe del estudio de suelos para cimentación del puente sobre el río Maicito realizado para CORPECUADOR.

Para el estudio de impacto ambiental del puente sobre el río Maicito se orientó a identificar las acciones que modifiquen los usos del suelo, determinados a través de las matrices de Leopold y matriz de causa-efecto.

En el trabajo de oficina se realizaron hojas de cálculo con su respectivo formato para la investigación de los resultados obtenidos por los diferentes métodos, y el plano de diseño con sus concernientes alternativas y consideraciones.

CAPÍTULO 2

Descripción teórica de los métodos

1. Teoría de capacidad portante

En la ingeniería geotécnica se denomina capacidad portante a la capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo, tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto, la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del suelo de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denomina carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por este, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

Terzaghi en 1943 fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad portante de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad (D_f) de la cimentación es menor que o igual

al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con (Df) igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0) la superficie de falla en un suelo bajo carga última, en el caso de falla cortante general, es según la Fig. 2.1.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente:

$$q = \gamma * Df$$

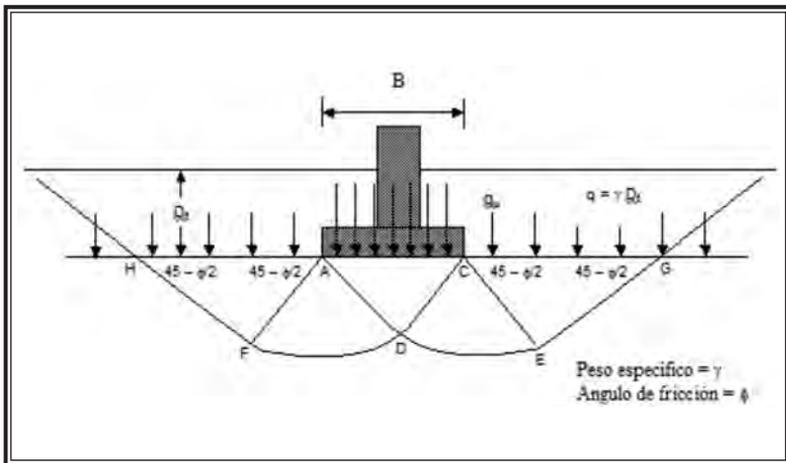


Figura 2.1: Gráfico de capacidad portante del suelo.

En su planteamiento, Terzaghi llega a la propuesta de una ecuación para obtener la capacidad portante crítica (q_c), para una zapata alargada:

$$q_c = c * N_c + \gamma * Df * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Y para el caso de emplearse una zapata cuadrada y circular respectivamente, propone:

$$q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * Df * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * Df * N_q + 0.3 * \gamma * D * N_\gamma$$

Como es conocido los valores de los factores de capacidad de carga (N_c , N_q y N_γ) Terzaghi los establece en función de ángulo de fricción (ϕ). De las anteriores ecuaciones, pueden desprenderse algunas observaciones en función de los tres elementos básicos componentes de estas ecuaciones:

- Los factores de capacidad de carga dentro de cada uno de los elementos consideraran las características friccionantes a través de ϕ .
- En el primero se considera las características cohesivas del suelo al involucrar el valor de cohesión (C).
- En el segundo elemento influye en el resultado final la profundidad de desplante de la zapata (Df) así como el peso unitario del suelo (γ) encima de la cimentación.
- En el último elemento se involucra la forma de la cimentación al incluir la dimensión del ancho de la zapata (B) y peso unitario del suelo bajo la base de la cimentación.

Por lo tanto, se establece que un suelo no tiene una capacidad portante fija y única, como en algunos casos reales se pretende considerar, sino que esta dependerá de las características particulares del suelo (cohesión, fricción y peso unitario) y características de la cimentación específica a construir (profundidad de desplante (D_f), ancho (B) en zapatas rectangulares y el radio (D) en circulares). Varios investigadores han propuesto modificaciones a la teoría de Terzaghi por presentar valores conservativos, considerando una mayor importancia a los aspectos de profundidad y forma de una cimentación (investigadores como Meyerhof, Hansen y Chen).

La fórmula más utilizada es de Meyerhof que toma en cuenta todos los aspectos arriba indicados:

$$q_f = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

2. Método geofísico

2.1. Descripción general de los métodos geofísicos

Los métodos geofísicos de prospección han resultado de gran utilidad en el estudio y desarrollo de las geociencias. La integración de los diferentes métodos geofísicos permite realizar interpretaciones globales relacionadas con cualquier fenómeno geológico que sea de carácter prospectivo para la geotecnia y en el campo de la investigación para determinar las características geológico-geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas del reconocimiento geotécnico.

Estos métodos representan una herramienta indispensable en la exploración de suelos y pueden ser clasificados como:

- Métodos sísmicos por refracción;
- Métodos eléctricos;
- Métodos gravimétricos.

Cada uno de estos métodos se emplea dependiendo del objetivo y la profundidad que se desee alcanzar en el subsuelo.

Se debe a que mediante estos estudios se obtiene una mayor cantidad de información en relación a estructuras presentes en el subsuelo. Sirven para evaluar las características del terreno basándose en la medida de ciertas magnitudes físicas tomadas generalmente en la superficie del terreno y, si son diferentes entre sí, es posible localizar los contactos entre las distintas capas de terreno.

Los métodos eléctricos (sondeo eléctrico vertical) tienen gran utilidad en la ingeniería civil, pero el de mayor utilización es el sísmico de refracción. La base de este es la medición del tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre el sitio donde se generan las ondas sísmicas y la llegada de estas a diferentes puntos de observación.

Aunque, como cualquier otro método puede tener algunas limitaciones, gracias a su rapidez y economía, está especialmente indicado para investigar áreas extensas o alineaciones de gran longitud entre los puntos que se encuentren alejados, y de esta forma tener un perfil del subsuelo y poder interpolar los resultados obtenidos en las prospecciones extremas, o establecer, en su caso, la necesidad de realizar sondeos intermedios.

En los métodos geofísicos por lo general se aconseja que deben ser considerados en conjunto con otros métodos tales como sondeos SPT y ensayos triaxiales, para poder realizar comparaciones entre los datos obtenidos.

Los trabajos de campo e interpretación de las medidas durante los métodos geofísicos deben estar realizados por personal altamente calificado y con experiencia en la ejecución y procesamiento de los resultados.

2.2. Método de refracción sísmica

La refracción sísmica es particularmente usada en el reconocimiento de áreas donde prácticamente no existe información geológica de la superficie, particularmente en estudios de ingeniería y geotecnia para determinar la profundidad de la roca dura, el grado de meteorización y competencia de la roca dura, así como también para obtener la velocidad a lo largo de la superficie refractora que resulta de la interfase entre dos medios con distintas propiedades físicas.

Este procedimiento se fundamenta en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes materiales. Estas perturbaciones sísmicas originan los diferentes tipos de ondas: las ondas “P” (longitudinales) y ondas “S” (transversales), que son de interés fundamental en la prospección de refracción sísmica.

Existen un conjunto de principios y leyes los cuales rigen la propagación y la trayectoria de las ondas sísmicas durante el proceso de refracción:

- **Principio de Huygens:** se basa en una construcción geométrica simple que permite calcular a partir de una posición determinada la posición futura del frente de onda. Establece que: “todos los puntos de un frente de onda actúan como puntos de origen para la producción de nuevos frentes de ondas que se extienden en todas las direcciones. El nuevo frente de ondas será la envolvente de todos los pequeños frentes de onda” (Fig. 2.2).

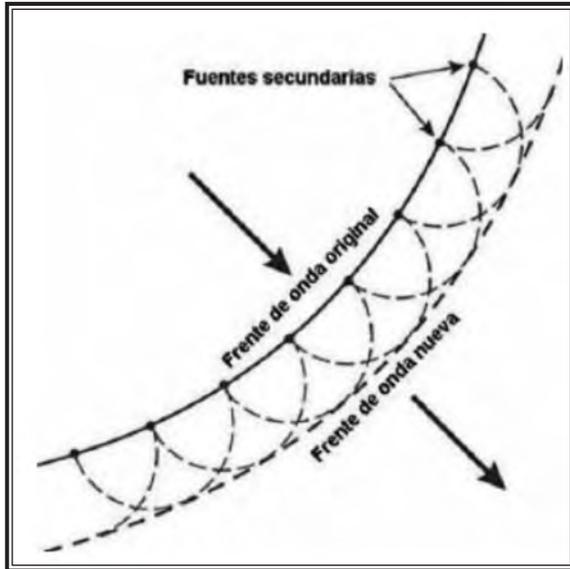


Figura 2.2: Propagación de un frente de onda de acuerdo al principio de Huygens (tomada del Serway).

- **Principio de Fermat:** establece que: “un rayo luminoso que va de un punto a otro sigue una trayectoria tal que, comparada con otras trayectorias cercanas, el tiempo que requiere para recorrerla es el mínimo”.
- **Ley de refracción:** a partir del principio de Huygens y/o del principio de Fermat, la ley de refracción establece que el seno del ángulo incidente es al seno del ángulo de refracción como la velocidad de la onda incidente es a la velocidad de la correspondiente onda refractada:

$$\frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} = \frac{V_1}{V_2}$$

Para entender mejor este método, se presenta de manera esquemática en la Fig. 2.3 el caso simple de 2 capas que tienen las velocidades de (V_1) y (V_2), respectivamente, con $V_2 > V_1$, separadas por una interfase. Cabe indicar que esta suposición ($V_2 > V_1$) es limitante en la utilización del ensayo de sismica de refracción.

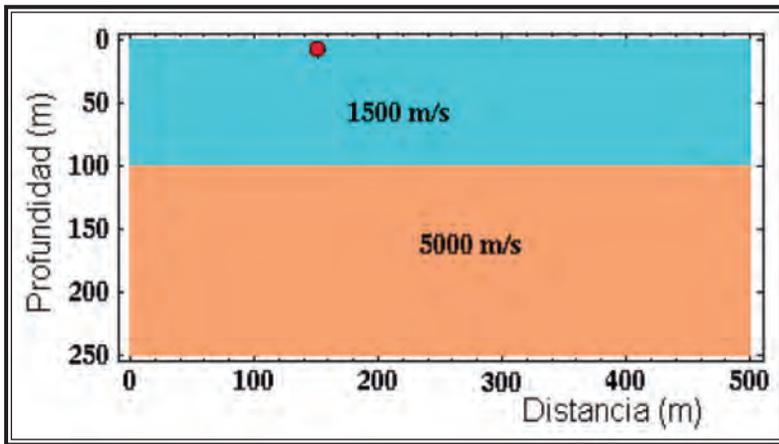


Figura 2.3: Modelo de dos capas, con la velocidad de la primera capa mayor (Boyd, 1999).

A partir de una fuente sísmica ubicada en la superficie, la energía se desplaza en todas las direcciones. En la Fig. 2.4 se muestran varios cortes verticales en donde se presenta la evolución de la propagación en tiempo del frente de onda generado (cuadros **a** y **b**). En el cuadro **c** es posible identificar con más detalle las ondas directas y las refractadas. Por último en el cuadro **d** se diferencian claramente todos los frentes de ondas generados en los procesos de reflexión y de refracción que ocurren en el momento en que el frente de onda choca contra la superficie que representa la interfase.

Cuando los rayos provenientes de la fuente alcanzan en ángulo crítico (i_c), en la interfaz, entre los medios se genera el frente de ondas refractado hacia el medio superior, este caso es de interés en la refracción sísmica. Este frente de onda viaja a lo largo de la interfase de refracción con una velocidad (V_2).

Estas ondas poseen la propiedad única de transmitir energía a la capa suprayacente de manera continua mientras viajan a lo largo de la interfase, como un frente de onda que emerge con un ángulo igual al de incidencia (i_c). Esta energía es la que llega hasta los geófonos. (Fig. 2.5 y 2.6).

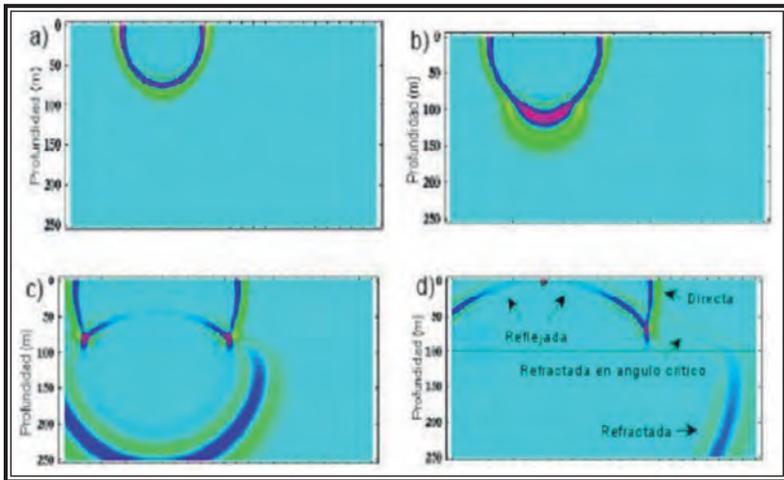


Figura 2.4: Propagación de las ondas en un medio acústico de 2 capas (Boyd, 1999).

El ángulo crítico es alcanzado cuando el ángulo de refracción es mayor que el ángulo de incidencia, es decir cuando es igual a 90° , resultando una expresión que está definida solamente por la velocidad correspondiente a cada capa.

$$\sin i_c = \frac{V_1}{V_2}$$

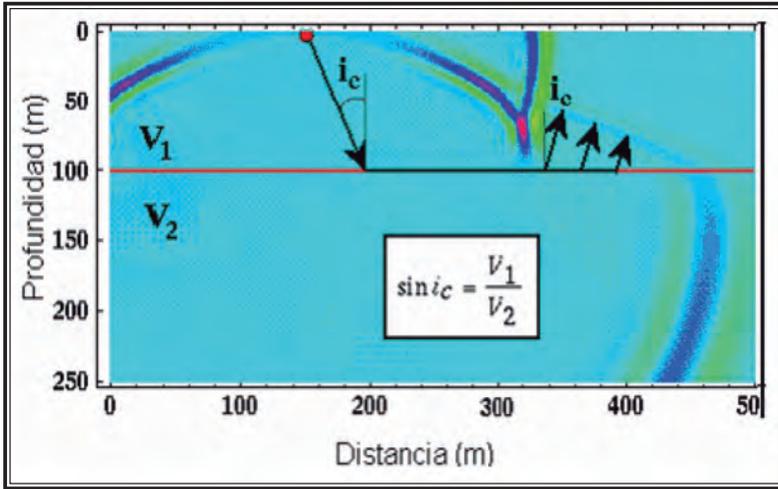


Figura 2.5: Refracción al medio suprayacente con ángulo crítico (Boyd 1999).

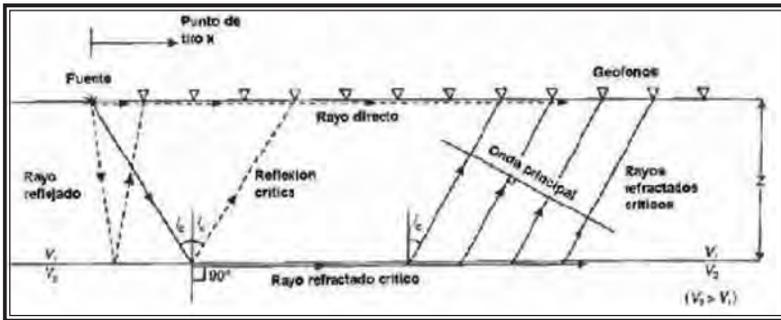


Figura 2.6: Diagrama de trayectorias de ondas directas, reflejadas y refractadas (ángulo crítico) generadas a partir de una fuente.

Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que la velocidad de propagación de onda longitudinal varía entre 150 y 2500 m/s en los distintos suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y las menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores oscilan entre 2000 y 8000 m/s . En el agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es del orden de 1400 m/s .

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio o por golpe de martillo (combo).

Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí aproximadamente de 5 a 30 *m*. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un sismógrafo central que marca varias líneas (sismogramas), una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que yace sobre la roca basal, unas ondas llegan directamente a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad (V_1); otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, sino que viajan paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad (V_1) hasta ser recogidas por los geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al sismógrafo. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca. Un esquema del dispositivo aparece en la (Fig. 2.7).

El sismógrafo al interceptar la llegada de las ondas proporciona los sismogramas, gráficos donde se recogen los tiempos de llegada de la onda a cada geófono.

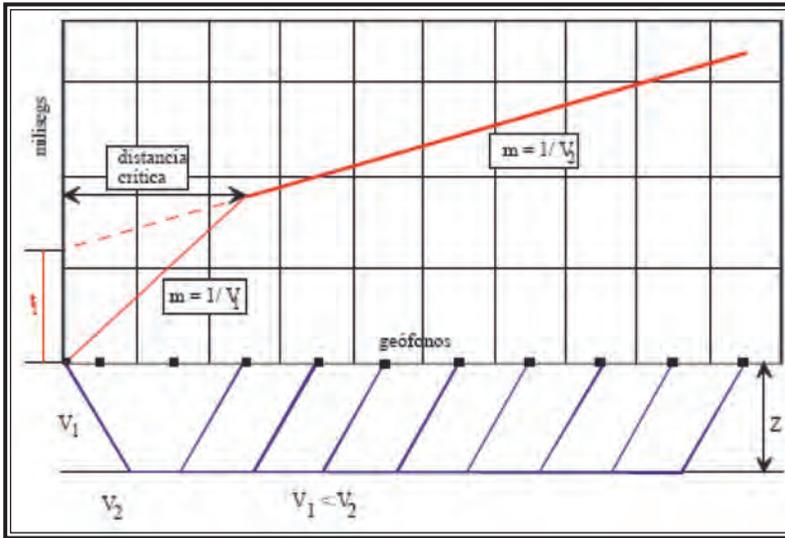


Figura 2.7: Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico.

En base a este sismograma y distancia entre los geófonos se construye una gráfica (dromocrona) que relaciona esta distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados se calculan de la dromocrona los valores típicos de V_1 y V_2 . En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los alejados llegan primero las refractadas. Hay un punto de cruce (Fig. 2.7 y 2.8), en el cual los dos tipos de onda llegan a la vez.

Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto de cruce, el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono: del punto de cruce en

adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función de la distancia.

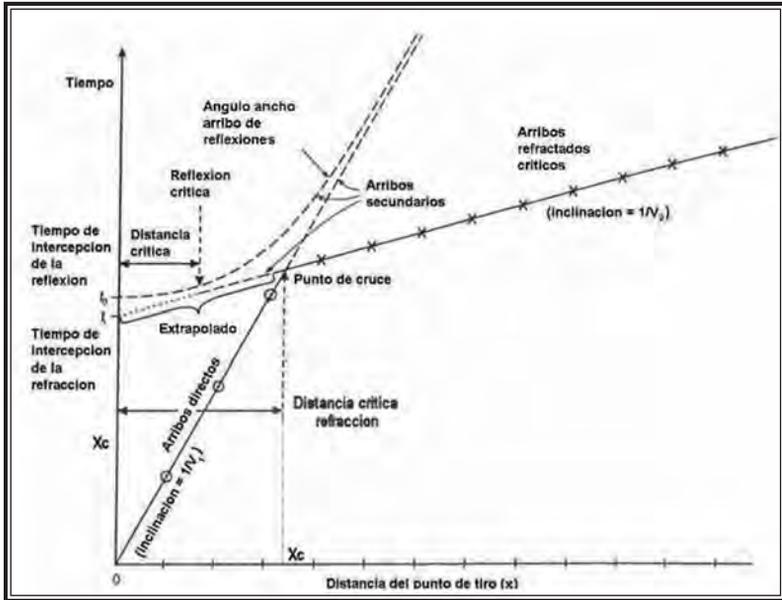


Figura 2.8: Curva camino-tiempo para un disparo de refracción.

Se obtienen así dos rectas que, se cruzan en la abscisa. Si (X_c) es la abscisa de tal punto, puede demostrarse en la Fig. 2.8 que:

$$H = \frac{X_c}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

Donde.

H : Es el espesor del estrato de suelo homogéneo.

V_1 Y V_2 : Velocidades que se determinan de las pendientes de las 2 rectas de la Fig. 2.8.

Los casos prácticos no son tan sencillos y frecuentemente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico que va a interpretar los resultados obtenidos, además de una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

Al conocer los valores de las velocidades de las ondas “P” y “S” (V_p y V_s), se pueden determinar las propiedades elásticas de las diferentes capas detectadas. Las velocidades V_p y V_s están en función del coeficiente Poisson (η) y del módulo de Young (E), según las ecuaciones:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\eta)}{\delta(1+\eta)(1-2\eta)}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\delta(1+\eta)}}$$

De donde:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\eta)}{(1-2\eta)}}$$

De la relación de velocidades V_p y V_s se puede obtener las ecuaciones para el cálculo de las propiedades elásticas del material del terreno (Oguilbi A, 1990, Savivh A, 1990); tales como coeficientes de Poisson, módulo de elasticidad y módulo de corte.

Coefficiente de Poisson (η)

Cuando un cuerpo se acorta por efecto de una compresión, se alarga en la dirección perpendicular a la compresión. Un cuerpo alargado por efecto de una tracción, disminuye su ancho en la dirección perpendicular a la tensión. La relación entre la deformación transversal (ϵ_a) y la deformación longitudinal (ϵ_l) se denomina coeficiente de Poisson.

$$\eta = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_l}$$

En función de las velocidades V_p y V_s :
$$\eta = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Cuando una tensión actúa en un cuerpo en una dirección y el volumen del cuerpo es constante, el coeficiente de Poisson tiene su valor máximo igual a 0,5.

Tipo de roca	Rango del coeficiente de Poisson
Roca consolidada, no alterada ¹	0,2-0,3
Roca sedimentaria clástica ²	0,2-0,5

Módulo de Young (E)

En el caso de tensiones de compresión o de tracción, que dan origen a una deformación pequeña, la magnitud de esta deformación es proporcional a la tensión (Ley de Hooke).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

σ = tensión

ε = deformación

En función de (V_p y V_s):

$$E = \delta V_s^2 \left(\frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \right)$$

Donde:

δ = densidad del material del terreno

¹ Por ejemplo calizas de grano fino, rocas cristalinas.

² Variando con la porosidad y el estado de meteorización.

Valores de módulo de elasticidad (E) relacionados a las rocas están expuestos en el anexo 1.

Módulo de rigidez o de cizallamiento (E)

El esfuerzo de cizallamiento se denomina la tensión, que actúa paralelamente al área dando origen a una deformación por fractura; se expresa por el ángulo de deformación que se forma por la superficie original del área y la superficie deformada por la tensión ejercida paralelamente al área.

En función de velocidad V_s :

$$G = \frac{E}{2(1+\eta)} = \delta V_s^2$$

2.2.1. Equipo para la medición de refracción sísmica

El equipo de medición de refracción sísmica (anexo 2) se compone básicamente por una fuente generadora de ondas sísmicas, sensores que detectan las ondas (geófonos) y el equipo de adquisición y almacenamiento (sismógrafo).

- **Fuente sísmica.** Es generadora de ondas sísmicas con control de la localización y el tiempo. La perturbación artificial conocida como impulso sísmico, produce ondas a través de un evento de duración corta o instantánea. Existen tres tipos de fuente:
- **Fuente de impacto.** Generalmente son martillos (combos); la energía transmitida al suelo por este método no es muy grande, por lo cual se deben aplicar varias veces los impactos al suelo con el fin de mejorar la señal de llegada y suprimir el ruido. Existen otras fuentes de impactos mecánicos, por ejemplo caída de un gran peso de una altura de 2-3 metros.

- **Carga explosiva.** Representa un tipo de fuente que genera mayor energía. La explosión puede ocurrir en un tiempo corto, de micro a milisegundos, dependiendo de la naturaleza, cantidad del explosivo y del material de terreno.
- **Disparos.** Se utilizan balas o cartuchos. La energía generada es mayor que la producida por la fuente de impacto y por lo general menor al producido por las cargas explosivas.
- **Sensores de grabación**

Por lo general en sismica de refracción se usan geófonos de un componente (en su mayoría vertical) o de varios componentes para detectar ambas ondas, los cuales se ubican a lo largo de un tendido sísmico en diferentes puntos alineados entre sí. Los tendidos se caracterizan por tener un espaciado de geófonos controlado; este espaciado puede ser equidistante o no dependiendo del caso. Actualmente se usan tendidos para 12, 24 o 48 geófonos, dependiendo de la resolución lateral y de la profundidad de investigación que se desee alcanzar.

- **Equipo de adquisición y almacenamiento**

El equipo de adquisición y almacenamiento está constituido básicamente por la unidad de apilamiento y digitalización, cables sísmicos y un gatillo o “*trigger*”.

- **Unidad de apilamiento y digitalización:** esta unidad es conocida generalmente como “sismógrafo”; con ella se adquieren, digitalizan y procesan los datos. Esta posee puertos de entrada a través de los cuales se reciben las señales enviadas por los geófonos; a cada geófono le corresponde un canal y sus señales pueden ser filtradas y digitalizadas de acuerdo con las indicaciones del usuario.
- **Cables sísmicos:** estos cables poseen un cableado interno por el cual se transmite la señal de cada geófono a la unidad de adquisición. Por lo general se usan dos cables para conectar en cada uno la mitad de los geófonos.
- **Gatillo “Trigger”:** representa el accionador para que el sismógrafo comience a grabar; es un cable conectado, cercano a la fuente sísmica, de manera tal que en el instante en que se genere el impacto, el sismógrafo comience a grabar las señales provenientes de los geófonos.

2.3. Aplicación del método geofísico en el campo de geotecnia

A continuación se analizarán algunas experiencias de la utilización del método de sísmica de refracción en diferentes países del mundo y su aplicación para conocer las propiedades físico-mecánicas en los terrenos para cimentaciones.

2.3.1. Método ruso

En Rusia desde hace varias décadas (1971) se ha establecido la relación entre las propiedades físico-mecánicas de los suelos en base a la prospección sísmica.

Se realizaron muchas investigaciones experimentales y teóricas entre los geofísicos e ingenieros civiles en conjunto con las organizaciones gubernamentales de la ex URSS.

Según estas investigaciones la velocidad de propagación de las ondas elásticas en el suelo depende de su composición, densidad, humedad, porosidad, dureza, de las uniones estructurales, profundidad de yacimiento, edad geológica y otros factores más. G. N. Nazarov estableció la correlación funcional entre algunas características físico-mecánicas y las obtenidas por refracción sísmica de los suelos para los fines constructivos, que se utiliza ampliamente en la práctica en Rusia.

Con los valores conocidos de las velocidades de las ondas “P” y “S” (V_p y V_s), y en base a la teoría lineal de la elasticidad, se puede obtener: coeficiente de Poisson (η), módulo de Young (E), módulo de corte o de cizallamiento (G), módulo volumétrico (K). (anexo 3).

Estos parámetros, además de su valor para algunos cálculos especiales, ampliamente se los utiliza para obtener diferentes correlaciones con las características físico-mecánicas de los suelos (anexo 3). También en este anexo se representa la relación que existe entre las velocidades de propagación de las ondas elásticas y coeficiente de Poisson.

Lo que da a entender que las velocidades V_s y V_p no tienen relación directa, sino que esta relación está en función del valor del coeficiente de Poisson del terreno.

Una de las principales características físico-mecánicas de los suelos lo constituye el módulo de deformación (E_{def}). Su determinación por el método de exploración sísmica es el de mejor perspectiva. El módulo de elasticidad (E) y el módulo de deformación (E_{def}), caracterizan desde diferentes puntos de vista la respuesta del terreno a la deformación.

El módulo de Young ($E_{dinámico}$) determinado por los datos de la exploración sísmica para la mayoría de las rocas se diferencia sustancialmente del módulo de deformación (E_{def}),

determinado por los resultados de los ensayos de carga estática. Para las rocas duras esta diferencia es relativamente pequeña no mayor a 10-15%, pero para los suelos sueltos puede alcanzar hasta más de 10 veces.

Siempre se tiene la desigualdad.

$$E_{dinámico} > E_{def}$$

Las principales razones que generan diferencias grandes entre $E_{dinámico}$ y E_{def} son:

- Los suelos no son un medio elástico ideal.
- Diferencia significativa de las presiones bajo las cuales se determinan $E_{dinámico}$ y E_{def} .
- Gran diferencia de los tiempos de acción de las cargas.
- Diferencia en el carácter de la acción de las tensiones actuantes.
- Los suelos son materiales heterogéneos.
- Diferencia de las dimensiones de las muestras de suelos que participan en cada medición.

La utilización de la exploración sísmica para valorar el módulo de deformación de los suelos en el presente, es posible solo con la utilización de una serie de relaciones de correlación, encontradas para algunos tipos de suelos, que yacen en determinadas condiciones geólogo-ingenieriles.

Muchas investigaciones en diferentes regiones de la ex URSS, permitieron determinar una relación de correlación estable entre el módulo de deformación y el módulo elástico de los suelos arenosos.

En suelos arenosos con humedad natural, que yacen de 2.0 a 2.5 m sobre el nivel freático, el módulo de deformación puede ser encontrado por la fórmula empírica:

$$E_{def} = 0.08539 E + 30.0 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Una valoración rápida del módulo de deformación en las mismas condiciones puede ser ejecutada con la fórmula:

$$E_{def} = 0.1425 V_p + 1.9848 V_s - 270 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Para los suelos arenosos, que yacen 0.5 m bajo el nivel freático, el módulo de deformación puede ser encontrado con las fórmulas:

$$E_{def} = 0.0445 E + 31.0 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$E_{def} = 1.5175 V_s - 189 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$E_{def} = 2.261 * 10^3 V_s^2 + 42 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Las dos últimas fórmulas dan una exactitud un tanto menor, se las recomienda para una rápida determinación del módulo de deformación en el campo.

Cerca del nivel freático ($N.F - 2.5m \leq Z \leq N.F + 0.5m$), se realiza el cálculo del módulo de deformación de la manera siguiente:

$$E_{def} = 0.08176 E - 46.0 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$E_{def} = \frac{V_p^{N.F} - V_p(Z)}{V_p^{N.F}} * E_d^s + \frac{V_p(Z)}{V_p^{N.F}} * E_d^a$$

Donde:

$(V_p^{N.F})$ Velocidad límite de las ondas longitudinales en el nivel freático

$V_p(Z)$ Velocidad de las ondas longitudinales en la zona de transición

$$1000 \frac{m}{s} < V_p(Z) < V_p^{N.F}$$

E_d^S Módulo de deformación para los suelos con humedad natural

E_d^a Módulo de deformación para los suelos saturados

En suelos saprolíticos* de los Urales, que yacen sobre el nivel freático, el módulo de deformación puede ser encontrado con las siguientes fórmulas:

$$E_{def} = 0.1116 E_{dinámico} - 42.0 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

$$E_{def} = 0.0738 Vp + 2.5 Vs - 348 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

La segunda fórmula que da menor exactitud se recomienda para una rápida determinación del módulo de deformación en el campo.

En cualquier suelo areno-arcilloso (excepto arcillas), que yacen sobre el nivel freático, el módulo de deformación se lo calcula con las siguientes fórmulas:

$$E_{def} = 0.09346 E_{dinámico} + 4.0 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

$$E_{def} = 0.099 Vp + 2.343 Vs - 331.5 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

* Saprolito. Producto de una profunda meteorización físico-química de rocas ígneas con estructura no destruida.

Para los suelos limosos no saturados tipo Loess (sur de Ucrania).

$$E_{def} = 0.045 E_{dinámico} + 70 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

Las fórmulas enunciadas para la valoración del módulo de deformación han sido objeto de posteriores comprobaciones independientes con métodos de campo en las diferentes regiones de la ex URSS. Se recomienda utilizar estas fórmulas con mucha precaución para los suelos de otras regiones.

En la mayoría de los casos los resultados son satisfactorios plenamente y su diferencia no sobrepasa del ± 10 a 15% del valor medio del módulo de deformación. Está demostrado que este error en el valor del módulo de deformación en la mayoría de los casos garantiza la exactitud necesaria en los cálculos de asentamiento de los edificios u otras obras.

Calificación de otras características físico-mecánicas de los suelos

Las investigaciones experimentales indican que las características sísmicas de los suelos están fuertemente correlacionadas con una serie de características físico-mecánicas de los suelos. Pero determinar estas correlaciones se complica por dos situaciones:

1. La mayoría de las características físico-mecánicas de los suelos por los métodos geotécnicos, en el presente, se los determina en el laboratorio con muestras; entonces la comparación de estos, con los datos de la exploración sísmica de superficie en el campo, se

dificulta por la diferencia de escala de las investigaciones.

2. Por cuanto no existen investigaciones teóricas en este campo, no es claro el tipo y estructura de las correlaciones buscadas.

Por las razones indicadas, frecuentemente se obtienen correlaciones en las cuales se utilizan tantos datos de campo, así como de laboratorio de las características físico-mecánicas de los suelos.

Cohesión específica C ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$). Según I. G. Mindel existe una correlación entre la cohesión y el módulo elástico de corte (G). Para los limos de loess del sur de Ucrania fue determinada la siguiente fórmula:

$$C = 4.8 \cdot 10^{-4} G - 0.08$$

Con una menor exactitud la cohesión de estos suelos en condiciones de laboratorio se puede determinar directamente por la velocidad de propagación de las ondas longitudinales de ultrasonido:

$$C = 24 \cdot 10^{-4} V_p - 0.63$$

Para los limos no colapsables de Prikam, se obtuvo la siguiente correlación entre la cohesión y el módulo de corte (G):

$$C = 75 \cdot 10^{-5} G - 0.356$$

Para las arcillas de Prikam, se obtuvo la siguiente correlación:

$$C = 51.1 \cdot 10^{-5} G - 0.657$$

En los suelos saprolíticos de los Urales la cohesión C se la puede determinar con la siguiente ecuación:

$$C = 0.908 - 0.168 \frac{V_p}{V_s}$$

$$C = \frac{0,554}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} - 0.073$$

Para cualquier suelo limoso con humedad natural, la cohesión se la puede determinar con la siguiente fórmula generalizada:

$$C = 38 \cdot 10^{-5} G + 0.087$$

Tensión de corte τ ($\frac{kg}{cm^2}$). En los limos secos no colapsables de Prikam el esfuerzo se determinó a través del módulo de cizallamiento con la fórmula siguiente:

$$\tau = 86.8 \cdot 10^{-5} G + 0.013$$

La tensión específica de corte en los limos secos colapsables de Prikam, puede ser determinada por cualquiera de estas dos fórmulas:

$$\tau = 27.1 \cdot 10^{-5} G + 0.675$$

$$\tau = 16.9 \cdot 10^{-3} G^{1/2} + 0.423$$

Para determinar la tensión específica de corte de arcillas de Prikam se obtuvo la fórmula siguiente:

$$\tau = 48.9 \cdot 10^{-5} G - 0.049$$

Ángulo de fricción interna φ . Para obtener el ángulo de fricción de suelos granulares según la información de sísmica de refracción se han propuesto algunos métodos.

En suelos saprolíticos de los Urales, el ángulo de fricción interna se lo puede determinar por una de las siguientes fórmulas:

$$\varphi = 46.4 - 9.65 \frac{V_p}{V_s}$$

$$\varphi = \frac{9.17}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} + 16$$

Para limos no colapsables de Prikam se obtiene la siguiente fórmula para el ángulo de fricción interna:

$$\varphi = \text{arc tg } \frac{\tau - C}{P}$$

$$\varphi = \text{arc tg } (11.8 * 10^{-5} G + 0.369)$$

Peso volumétrico γ . Para obtener el peso volumétrico de los suelos, según las velocidades de propagación de las ondas, se utilizan diferentes correlaciones entre el peso volumétrico y la velocidad de las ondas elásticas. La relación más estrecha entre el peso volumétrico de las rocas es con la velocidad de propagación de las ondas longitudinales.

La velocidad de propagación de las ondas transversales es menos informativa, ya que la humedad de los suelos casi no influye en su valor.

El peso volumétrico de suelos saprolíticos de los Urales se puede determinar por la fórmula:

$$\gamma = 1.516 * 10^{-2} \sqrt{V_p} + 1.597 \quad \left[\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right]$$

Densidad (d_e) del esqueleto de un loess de Uzbekistán se propone obtenerla con la fórmula siguiente:

$$d_e = 1.19 + 475 * 10^{-6} V_s \quad \left[\frac{gr}{cm^3} \right]$$

Coefficiente de colapsabilidad relativa (i), no está directamente relacionado con las características sísmicas de los suelos. Sin embargo, las investigaciones experimentales certifican la existencia ya sea de una relación cualitativa o cuantitativa del coeficiente de colapsabilidad relativa de los suelos con la velocidad de propagación de las ondas longitudinales.

En limos colapsables de Prikam, el coeficiente de colapsabilidad relativa (i) se lo puede determinar con la fórmula:

$$i = 0.6768 * \frac{10^6}{V_p^3} - 0.0003$$

Humedad de los suelos (w) influye grandemente en la velocidad de propagación de las ondas longitudinales. Teniendo un modelo teórico de los suelos, se puede cuantificar la influencia de la humedad en las características sísmicas de esos modelos.

Para esto generalmente, se accede al uso del análisis de correlación.

Para los limos de los Urales, se obtuvo la siguiente fórmula para valorar la humedad de los suelos:

$$w = 0.0105 V_p + 4.65 \quad (\%)$$

Refiriéndose a los ensayos de SPT existen correlaciones entre el número de golpes y la velocidad de propagación de las ondas longitudinales. Así para los loess de Ucrania, I. G. Mindel dedujo que:

$$N = 0.0284 V_p - 7.6 \quad \frac{\text{golpes}}{dm}$$

2.3.2. Método japonés

En este numeral se han recogido algunos datos de aplicación de las propiedades dinámicas de los terrenos con propósitos ingenieriles en Japón, donde las medidas en el sitio de las velocidades de las ondas P y S de los terrenos han adquirido un importante significado. En Japón se han venido creando esfuerzos en los últimos años, para establecer las técnicas de medidas de las velocidades de propagación de ondas sísmicas (V_p y V_s), y acumular datos sobre los terrenos blandos en las áreas urbanas, de donde se deriva información de mucha ayuda para la dinámica de los suelos.

El ingeniero japonés T. Imai del Instituto de Investigación de Urawa, OYO Corporation Japan, ha publicado algunos artículos científicos sobre el tema. A uno de estos artículos se hace la referencia a continuación.

La velocidad de la onda "S" es un dato muy importante en el estudio de la conducta y respuesta dinámica de los terrenos y en la evaluación de las características dinámicas de estos terrenos con propósitos ingenieriles. En Japón se ha desarrollado una técnica de medida de las velocidades de las ondas P y S, llamada método Logg-ing, o sea un tipo de Dow-hole.

En las investigaciones realizadas en las capas del subsuelo de terrenos blandos en las áreas urbanas del Japón desde 1967, se tomaron medidas en 244 perforaciones con longitud total de profundidades alrededor de 10784 m, y con la profundidad media en cada perforación de 44,2 m.

Se han estudiado las variaciones de (V_p y V_s) y el coeficiente de Poisson (η) en relación con la geología y tipo de suelo. Más adelante se exponen los resultados de algunas relaciones entre velocidades de las ondas sísmicas e índices de la mecánica de suelos.

Velocidades y coeficiente de Poisson

En base a los datos obtenidos, se realizó un modelo de distribución y la extensión de las velocidades de las ondas P y S de acuerdo al tipo de suelo y su edad geológica. Analizando los resultados, en cada categoría los valores de las velocidades toman una larga extensión y la diferencia del modelo de distribución por el suelo, la geología y las ondas P o S, son claramente descifrables.

De acuerdo a la velocidad de la onda P, al terreno se lo clasificó en tres tipos como se indica a continuación:

- Tipo 1: velocidad máxima < 1000 m/s para turba, arcilla y margas.
- Tipo 2: velocidad máxima > 1000 m/s para deluvios, arena, arcilla y grava.
- Tipo 3: ambos máximos que se indican para suelos aluviales de arena y arcilla.

En las velocidades de las ondas S se puede establecer una tendencia que depende de las características de consistencia de cada tipo de suelo, excepto para los depósitos antiguos. Aquí es posible reconocer una cierta relación de correspondencia entre la velocidad de la onda S y el tipo de suelo. Pero en la onda P, al contrario, prevalecen otros factores.

En el caso de la onda P, la velocidad V_p , es diferente ya sea sobre o bajo el nivel de las aguas subterráneas.

Por otro lado, en el caso de la onda S, la velocidad V_s , tiene una buena correlación con las propiedades mecánicas de las capas de los suelos. Estos hechos apoyan la explicación general de que V_p depende del módulo de la masa del esqueleto de los suelos y el agua de poros, en cambio V_s depende únicamente de la elasticidad estructural del esqueleto de los mismos, ya que las ondas secundarias no pasan en el medio líquido, ni gaseoso.

El coeficiente de Poisson (η) se puede calcular a través de los valores de (V_p y V_s) en base a la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{1 - 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2}{2 - 2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2}$$

Velocidades y propiedades de los suelos

Existe una relación directa entre la velocidad de la onda elástica y varias propiedades índices de los suelos. En la mecánica de suelos, las propiedades mecánicas pueden ser obtenidas por varios ensayos en el sitio y en el laboratorio y pueden ser mostrados en forma de valores de índices entre las características de esfuerzo y deformación.

En la mecánica de suelos, desde el punto de vista del diseño es necesario saber el valor de N, número de golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT).

De los datos obtenidos en el campo se muestran magníficas correlaciones entre los valores de V_s y valores de N.

De donde fue deducida la fórmula empírica general para todos los suelos que se indica a continuación:

$$V_s = 91.0 * N^{0.337}$$

Para aplicar esta fórmula se necesita emplear el coeficiente de correlación igual a 0.889.

Módulo de cizalla de los suelos

En base a las investigaciones realizadas se calculó también la relación entre el módulo de cizalla G_o dinámica,

obtenido de V_s y valores de N.

$$G_o = 120 * N^{0.737}$$

Se puede mencionar que el módulo de cizalla y los valores de N están bien correlacionados y el coeficiente de correlación del total de los datos es 0.888.

Entre módulos dinámico y estático la relación se puede determinar por la fórmula:

$$G_o = 51.0 * Ge^{0.781}$$

Donde:

(Ge), es el módulo de corte estático.

De diferentes estudios realizados en Japón muchos autores proponen algunas fórmulas de correlaciones entre V_s y N.

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76 * N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s = 84 * N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = a * N^b$	$a = 102, b = 0.29$ Arcilla Holoceno $a = 81, b = 0.33$ Arena Holoceno $a = 114, b = 0.29$ Arcilla Pleistoceno $a = 97, b = 0.32$ Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 85.34 * N^{0.348}$	Para todo tipo de suelo

Okamoto et al. (1989)	$V_s = 125 * N^{0.3}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80 * N^{1/3}$	Arenas
	$V_s = 100 * N^{1/3}$	Arcillas
<p>V_s=velocidad de ondas de corte en m/s; N=número de golpes del SPT</p>		

2.3.3. Método mexicano

Este método está basado en una circunstancia muy particular. La enorme concentración de daños en la zona del centro de la ciudad de México corresponde a la presencia de arcillas lacustres. La no linealidad del comportamiento elástico de estas arcillas está documentada por numerosos ensayos de laboratorio.

Estas arcillas son un material, en cierto sentido, intermedio entre un sólido y un líquido. Ello puede ser importante cuando se trata de estudiar las ondas superficiales que se propagan en este material. Desde un punto de vista geofísico, un líquido es un material cuyo módulo de cortante es menos de 1% de su módulo de incompresibilidad. En arcillas saturadas del valle de México la incompresibilidad es muy elevada, del orden de 10^9 N/m², como la del agua; su módulo de Poisson es del orden de 0.499, como el del agua.

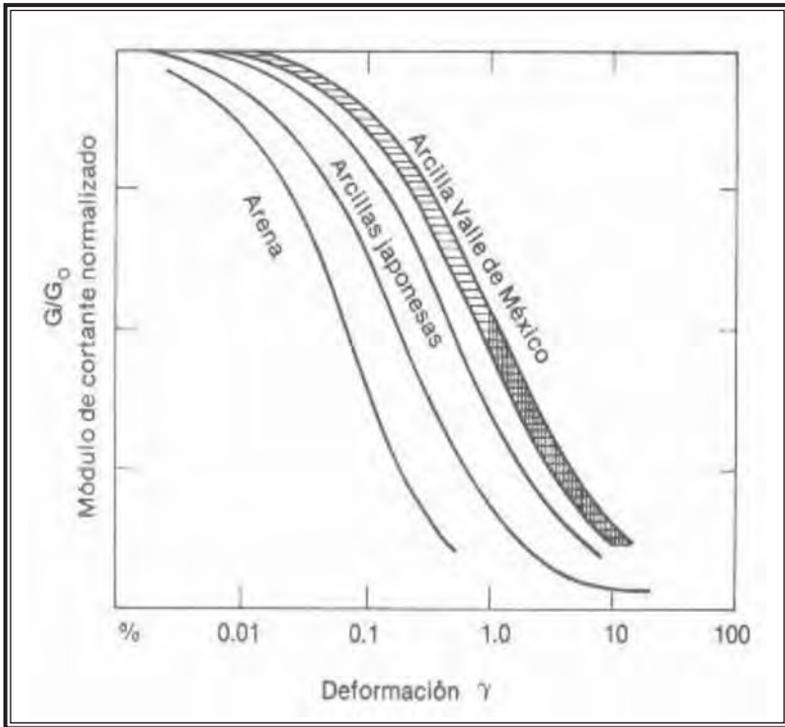


Figura 2.9: Propiedades dinámicas de suelo (arena y arcilla), según datos de SEED y Kokusho y otros. La región sombreada corresponde al comportamiento no lineal de las arcilla del Valle de México; el sombreado más intenso, a las deformaciones mayores del 1%.

Ecuaciones entre módulos elásticos y velocidades “Vp” y “Vs”

Las velocidades de propagación de las ondas de cuerpo están reguladas por los módulos elásticos de compresión “K” y corte “G” que representan las medidas cuantitativas de la capacidad de los materiales geológicos para resistir el cambio de volumen y forma cuando se someten a cambios de esfuerzo.

Las velocidades de las ondas son:

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

En la exploración geofísica “Vp” depende de la “K” y de “G”, mientras que la onda “Vs” únicamente de “G”; pero ambas están intrínsecamente relacionadas con la densidad “r”.

Las ondas “S”, como no se pueden propagar en el fluido, son insensibles al tipo del fluido de poro, excepto en la medida en que este afecta la densidad:

$$V_s = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$$

Los módulos “K” y “G” son constantes de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación, son parámetros elásticos, mientras que la relación de Poisson representa la “maleabilidad” del material. La relación de Poisson está dada por:

$$\eta = \frac{0.5 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$$

Entonces, la velocidad de onda a través de la roca o concreto es:

$$V_p = \sqrt{\frac{K/\rho}{1 + (2K/G)(1 + \eta)}}$$

Con los pesos volumétricos y las magnitudes de las ondas de compresión “Vp” y de corte “Vs” se determina la relación de Poisson (η). Con los pesos volumétricos se obtienen los módulos elásticos dinámicos: rigidez “G”, Young “E” y Bulk “K” para cada unidad geológica según las expresiones:

$\eta = \left\{ \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right\} / 2 \left\{ \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1 \right\}$	Relación de Poisson
$G = \delta V_s^2$	Módulo de Rigidez
$E = 2 G(1 + \eta)$	Módulo Elástico
$K = \frac{E}{3(1 - 2\eta)}$	Módulo de Bulk

A la vez, con el módulo de Young “E” es posible evaluar el módulo edométrico “Eoed” el que se asocia con la relación de Poisson de la siguiente manera:

$$E_{oed} = \frac{(1 - \eta)E}{(1 - 2\eta)(1 + \eta)}$$

2.3.4. Método turco

Este método se basó en la variedad de casos históricos de las investigaciones de sitio, incluyendo los datos de pruebas de laboratorio y geofísico (prospecciones). Una empírica formulación es propuesta para la determinación rápida de capacidad portante de fundaciones poco profundas. Las investigaciones fueron realizadas por: la Universidad Bogazici, Bebek, Estambul, Turquía; la Universidad Estambul, Beyazit, Estambul, Turquía.

Los resultados obtenidos corroboran con los resultados de la teoría clásica y es demostrado ser rápido y seguro. Consta de solamente dos parámetros de terreno, de la velocidad de la onda de cizallamiento u onda “S” y el peso específico del suelo.

Tanto el peso específico (γ) como la capacidad portante del suelo pueden ser determinados con la exactitud suficiente, de forma rápida y fiable, usando la velocidad de la onda “P”.

Tal enfoque innovativo, usando solamente las velocidades de onda sísmica en la práctica, proporciona un considerablemente ahorro en el costo y tiempo.

El profesor Schulze (1943), una figura histórica ilustre en la mecánica de suelos e ingeniería de fundación en Alemania, dijo: “La determinación de capacidad portante por los métodos geofísicos, utilizando la velocidad de propagación de la onda sísmica es una técnica donde no hay ningún disturbio de las condiciones de sitios naturales, sin ser recuperadas las muestras de suelo, y podría proporcionar más resultados objetivos que aquellos métodos geotécnicos, que son fundados principalmente en la prueba de datos del laboratorio”.

Otros científicos realizaron contribuciones importantes para solucionar problemas geotécnicos por el método geofísico. En este estudio, las típicas expresiones empíricas han

sido propuestas para la rápida determinación de capacidad portante en suelo “blando” y rocas “firmes”.

Base teórica para la expresión empírica

El formato más general para la capacidad portante es la expresión (q_a), para cortas profundidades, el fundamento y la profundidad (H) de la superficie, puede ser compatible con el peso de la tierra y la columna encima de la base de fundación, por lo tanto puede ser expresada:

$$q_a = \frac{\gamma H}{n}$$

Dónde:

(γ)Peso volumétrico (KN/m^3).

(n)Factor de la inocuidad.

(H)La profundidad de fundación,
y puede ser reemplazado por:

$$H = V_s T$$

Dónde:

(V_s)Velocidad de la onda “S”.

(T)Tiempo.

Al ser sustituido obtenemos la siguiente ecuación:

$$q_a = \frac{\gamma V_s T}{n}$$

En el siguiente cuadro y para diferentes tipos de terrenos (roca y suelo) están dados factores de la inocuidad y las presiones admisibles:

Soil type	V_s - range (m/sec)	n	q_s (kN/m ²)
'Hard' rocks	$V_s \geq 4\ 000$	$n = 1.4$	$q_s = 0.071 \gamma V_s$
'Soft' weak rocks	$750 \leq V_s \leq 4\ 000$	$n = 4.6 - 0.0008 V_s$	$q_s = 0.1 \gamma V_s / n$
Soils	$750 \geq V_s$	$n = 4.0$	$q_s = 0.025 \gamma V_s \alpha$

Cálculo del peso específico (γ)

Hay una relación directa entre el peso específico corriente, y la velocidad de la onda "P" de una capa de suelo. Sobre la base de los antecedentes de las pruebas del laboratorio por los autores fue propuesta una relación empírica:

$$\gamma = \gamma_o + 0.002 V_p$$

Dónde:

(γ) Peso específico (KN/m^3)

(V_p) Velocidad de la onda "P" (m/s)

(γ_o) Los valores de peso volumétrico (KN/m^3) de referencia están dados a continuación:

(γ_o)	Especificaciones
$\gamma_o = 16$	Suelo arenoso
$\gamma_o = 17$	Arena densa y grava

$\gamma_o = 18$	Roca caliza y conglomerado
$\gamma_o = 20$	Arenisca
$\gamma_o = 24$	Rocas firmes

Los pesos específicos calculados por la ecuación descrita anteriormente, están en la concordancia excelente con aquellos resueltos en el laboratorio.

La capacidad portante admisible ha sido comprobada, en más de 120 construcciones, que se encuentran alrededor de la provincia de Kocaeli en Turquía.

3. Método convencional basado en ensayo de penetración estándar SPT

3.1. Descripción general del método

Este método convencional es basado en los ensayos “in situ”. El ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test) SPT, determina las propiedades ingenieriles de los suelos y su aplicación a los problemas geotécnicos. Su metodología incluye la penetración dinámica de un elemento captor (cuchara partida), el cual normalizado y debidamente calibrado permite cuantificar algunas propiedades mecánicas. Debido a la sencillez de su ejecución este ensayo es el más económico y usado en la exploración de suelos.

El ensayo de penetración estándar es una herramienta útil y práctica por lo que permite cuantificar la resistencia de un suelo, la clasificación del mismo y determinar La capacidad portante. Es utilizado en el dimensionamiento de cimientos de

una estructura. Además, el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

En la ejecución del ensayo existen un número de factores que afectan los resultados que pueden obtenerse; conocer y hacer énfasis en estas variables y en otras limitaciones ayudará en la interpretación correcta de los resultados del ensayo.

Aunque se denomina “estándar”, el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencias, en especial la energía que llega al tomamuestras, la cual depende del equipo empleado, por lo que es necesario aplicar factores de corrección para expresar los resultados en función de la energía entregada. La importancia mayor de la prueba radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

El ensayo consiste en hincar un tomamuestras o cuchara partida (anexo 4), de 0,45 m (18 in) de largo colocado al extremo de una varilla de acero macizo que se utiliza para transmitir la energía de golpeo, por medio de un peso (martillo) de 63,5 kg (140 lb) que se deja caer libremente desde una altura de 0,76 m (30 in). Todo el procedimiento (anexo 5), se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros, **N** entre 0 y 15 cm.

Seguidamente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración **N** entre 15 y 30 cm y **N** entre 30 y 45 cm.

El resultado del ensayo es el golpeo *SPT* o *resistencia a la penetración estándar*:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

El conteo para los primeros 15 cm es tomado para propósitos de referencia, pero no es usado para el cálculo de N, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del proceso utilizado durante la ejecución del sondeo originando suelo suelto en la superficie.

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

La cuchara SPT suele tener una longitud interior de 60 centímetros, por ello es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, por lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N entre 45 y 60 cm. Proporcionar este valor no está normalizado, no constituye un resultado del ensayo, solo tiene una función indicativa.

Para poder utilizar el ensayo SPT se necesita realizar una serie de correcciones las que no se toman en cuenta en la mayoría de los casos al ejecutar el ensayo.

Estas correcciones que en definitiva son de eficiencia de los sistemas relativos en el proceso, pueden resumirse como:

$$N_{60} = N * ER * (E_c * E_l * E_D * E_s)$$

N_{60} se interpreta como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando $ER=60\%$

N = Resistencia a penetración

ER = Relación de energía a la barra

E_c = Relación de energía debido al peso de la cabeza de golpeo

E_1 = Relación de energía por reflexión de la onda de compresión en las barras

E_D = Relación de energía que contempla el diámetro de la perforación

E_s = Relación de energía que tiene en cuenta el diámetro interno del sacamuestras

Relación de energía a la barra (ER)

El rendimiento del impacto sobre la cabeza de golpeo se denomina ER (relación de energía a la barra). Se establece que esta relación (o rendimiento) genera una importante pérdida de energía entre la soga y el malacate con respecto a la caída libre.

$$ER = \frac{E_i}{E^*} \approx 60\%$$

Donde:

(E_i) Energía real entregada a la cabeza de golpeo

(E^*) Energía desarrollada en caída libre teórica
(4200 lb-in)

El valor ER puede escribirse como una relación de energías cinéticas:

$$ER = \frac{\frac{1}{2} * m * V_m^2}{\frac{1}{2} * m * V_t^2}$$

$$ER = \frac{V_m^2}{V_t^2}$$

Donde:

(*m*) Masa del martillo

(*V_m*) Velocidad real medida sobre la cabeza de golpeo en el instante del choque

(*V_t*) Velocidad teórica de caída libre

Las investigaciones son muy didácticas y se resumen aproximadamente a los valores de la velocidad teórica de caída del martinete, en función del rozamiento que genera la soga sobre el tambor (Fig. 2.10).

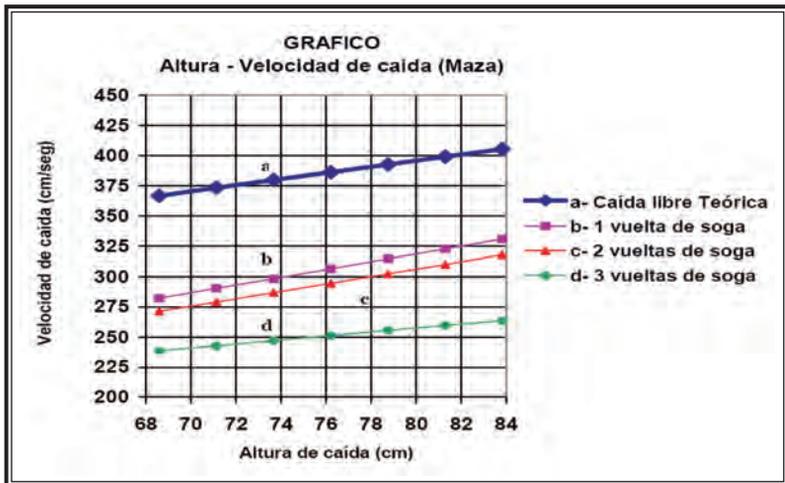


Figura 2.10: Relación entre el número de vueltas de la soga en el tambor y la caída del martinete.

Pérdida de energía en la cabeza de golpeo (E_c)

Una segunda corrección se relaciona con la energía que se absorbe durante el impacto, en la cabeza de golpeo. Es tomada de L. Decourt (1989) y permite evaluar la corrección E_c ligada al peso de la cabeza de golpeo utilizada (Fig. 2.11).

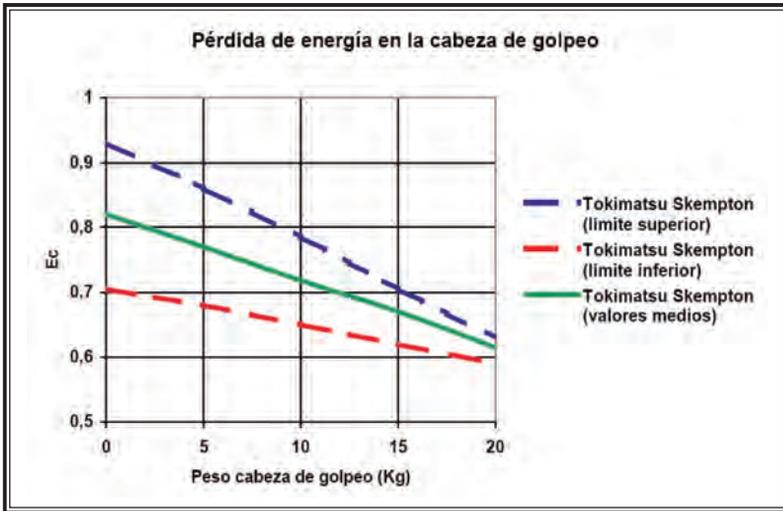


Figura 2.11: Relación de la energía que absorbe la cabeza de golpeo durante el impacto L. Decourt, 1989).

Pérdida de energía por reflexión (E_r)

Cuando la longitud de las barras de perforación es inferior a 3 m hay una reflexión en las mismas que reduce la energía disponible que llega al sacamuestras para generar su penetración. La reflexión entonces genera un aumento de la resistencia a penetración. Esta reducción de energía según Decourt, se evalúa a través de la relación:

$$E_r = f * \left(\frac{M_r}{M_h} \right)$$

Donde:

(M_r) Peso de las barras

(M_h) Peso del martinete

Según este autor, la energía que transmiten las barras solo se transfiere totalmente al sacamuestras cuando:

$$\frac{M_r}{M_h} > 1$$

En la Fig. 2.12 se muestra la corrección E_1 como función de M_r/M_h . Se debe calcular la inversa del valor K_2 para obtener E_1 .

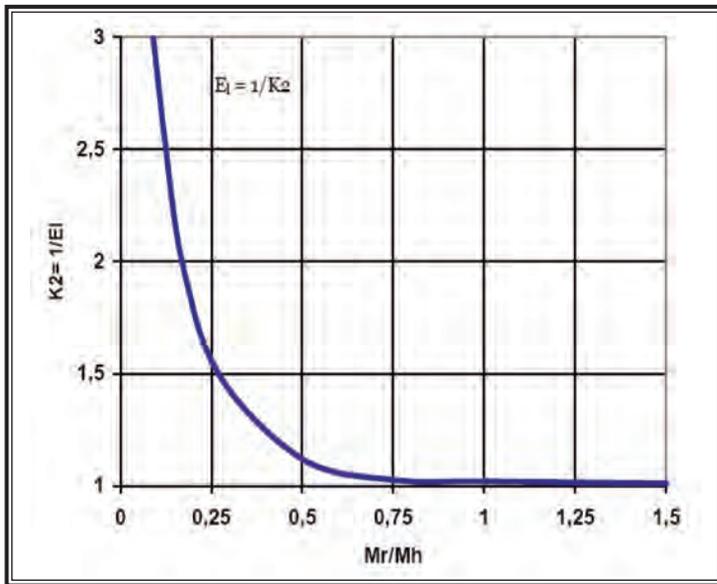


Figura 2.12: Correlación de pérdida de energía por reflexión en función de M_r/M_h .

Diámetro de las perforaciones (E_D)

Para las medidas usuales de los diámetros de perforación (2½” a 4”) las correcciones de N , no parecen tener relevancia, aunque si los diámetros se aumentan hasta 8”, la sobrecarga lateral sobre el fondo de la perforación comienza a tener efecto sobre la resistencia N y en especial en arenas.

Skempton ha informado pequeñas correcciones que se transcriben en la siguiente tabla.

Corrección E_D por diámetro de perforación

Diámetro de perforación	E_D
65 a 115 mm	1
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Diámetro interno del sacamuestras (E_s)

Los sacamuestras partidos normalizados según ASTM tienen un diámetro interno constante de 35 mm (1⅜”) incluyendo el tubo portamuestras.

La fricción desarrollada por el suelo contra la pared interior del sacamuestras disminuye. La corrección ha sido investigada por Kovacs obteniendo los resultados que se presentan en la Fig. 2.13.

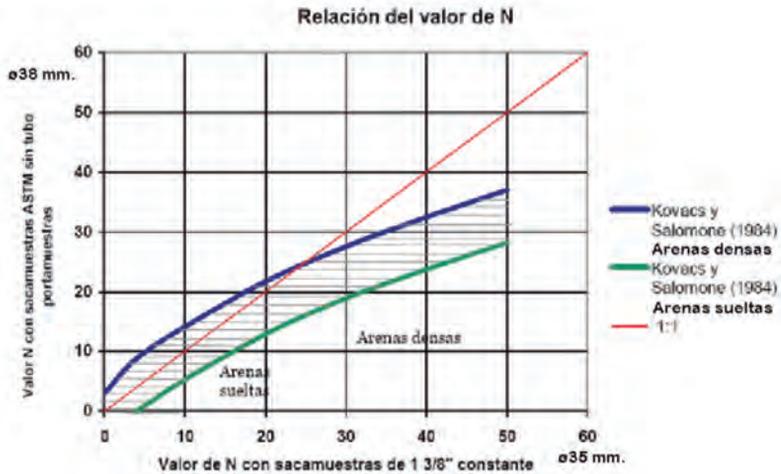


Figura 2.13: Efecto en el valor de N según el tipo del sacamuestras.

La tendencia indica que el cociente $E_s = \frac{N^*(\varnothing 38mm)}{N^*(\varnothing 35mm)}$ disminuye para arenas densas o muy densas, siendo su efecto despreciable en arenas sueltas.

3.2. Normalización del método según norma ASTM D1586

ASTM: American Society of Testing Materials (Asociación Americana de Ensayo de Materiales).

La primera descripción de la norma ASTM sobre el SPT fue publicada en abril de 1958 y se denominó “Método tentativo de ensayo de penetración y toma de muestras del suelo con tubo testigo hendido longitudinalmente”. En 1967 la ASTM lo transformó en método normalizado. La normalización actual D 1586-84 (reaprobada en 1992) no contiene grandes cambios desde sus ediciones originales.

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por la ASTM son las siguientes:

1. Masa de 63,5 kg
2. Altura de caída: 76 cm
3. Sacamuestras de diámetro externo = (50 mm o 2 pulgadas)
4. Sacamuestras de diámetro interno = (35 mm o 1 3/8 pulgadas)
5. Variante con diámetro interno 38 mm y tubo portamuestras (diámetro interno final 35 mm)
6. Mecanismo de liberación del martinete mediante soga y malacate
7. Barras de sondeo
8. Cabeza de golpeo

El rechazo se define de acuerdo a las siguientes alternativas:

- a) total de 50 golpes aplicados en cualquiera de las tres carreras de 6”;
- b) cuando se han acumulado un total de 100 golpes;
- c) cuando no se observa ningún avance del sacamuestras durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martinete.

De acuerdo a lo informado sobre trabajos realizados in situ y las investigaciones llevadas a cabo en laboratorio, la aplicabilidad del método SPT en relación con los parámetros del subsuelo se describen en la siguiente tabla:

Aplicabilidad del SPT

Parámetros del subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa (D_r)	B
Angulo de fricción (θ)	C
Resistencia al corte. UU	C
Presión neutra (U)	N
Relación de preconsolidación	N
Módulos (E y G)	C
Compresibilidad (m_v & c_c)	C
Consolidación (c_v)	N
Permeabilidad (k)	N
Curva- (σ - ϵ)	N
Resistencia a la licuefacción	A

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

- A: Aplicabilidad alta
- B: Aplicabilidad moderada
- C: Aplicabilidad limitada
- N: Aplicabilidad nula

3.3. Normalización del método según norma IRAM: 10517

IRAM: Instituto Argentino de Racionalización de Materiales

En este trabajo se ha tomado también como ejemplo la norma argentina ya que en nuestro medio no contamos con normas específicas para la realización de este método y por lo general los estudios se basan en las colombianas, que son a su vez adaptaciones de las ASTM, antes descritas.

El alcance de esta norma establece el método de ensayo para determinar la resistencia a la penetración y obtener muestras de suelo mediante sacamuestras abierto longitudinalmente (cuchara partida).

El valor de N permite determinar en forma aproximada la resistencia a compresión simple en las arcillas (q_u) y la densidad relativa (Dr) en arenas. La muestra en el sacamuestras es enviada al laboratorio para la determinación de sus propiedades físico-mecánicas.

Los elementos y las características relevantes del método propuesto por el IRAM son las siguientes:

1. Sacamuestras partido longitudinalmente, de 50 mm de diámetro exterior, la punta o boquilla de hincas es de acero y el cabezal con una válvula a bolilla. Variante sacamuestras de cuerpo entero, con tubo portamuestras con diámetro interno final 35 mm.
2. Martinete de 63 kg.
3. Mecanismo de liberación del martinete en caída libre.
4. Altura de caída del martinete 76 cm.
5. Barras de sondeo de acero.
6. Cabeza de golpeo de acero al cromo tungsteno.

El rechazo se define como sigue: cuando bajo 50 golpes del martinete el sacamuestras no ha penetrado los 30 cm finales se toma nota de la penetración real del mismo, y posteriormente se convierte el número de golpes equivalente al que correspondería a una penetración de 30 cm.

3.4. Influencia del número de golpes (n) en el cálculo de capacidad portante

La resistencia del terreno esta en función de las características y del tipo de terreno. Los resultados obtenidos del ensayo SPT se suele utilizar para la determinación de los parámetros geotécnicos del terreno estudiado.

Su utilización en todo el mundo ha llevado a la producción de una abundante bibliografía que facilita la interpretación de los resultados obtenidos. A pesar de ello, los resultados deben ser valorados atentamente, por cuanto podrían ser muy influenciados por el modo de ejecución. El ensayo SPT, por otro lado, no proporciona indicaciones significativas acerca de los empujes estáticos y, por consiguiente, las correlaciones con los parámetros geotécnicos obtenidas por los investigadores en el transcurso de los años son exclusivamente empíricas. Debe entenderse claramente que el resultado es tanto mas adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza.

En base a los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar (SPT) muchos investigadores deducen algunos parámetros geotécnicos tales como densidad (D_r), ángulo de rozamiento interno (φ) y módulo de Young (E).

- **Densidad relativa (D_r) para suelos friccionantes no cohesivos:** para la estimación de la densidad relativa

de las arenas se utilizan los métodos de Terzaghi-Peck (1948)-Skempton (1986).

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas. Las primeras referencias sobre el uso del SPT en arenas están citadas en Terzaghi y Peck, y representadas en una tabla que correlaciona el valor de N con la densidad relativa en arenas.

La clasificación de Terzaghi y Peck correlaciona la densidad relativa del terreno con el valor normalizado de N_{SPT} (N_{60}).

(N_{60})	$Dr\%$	Compacidad
0-3	0-15	Muy suelta
3-8	15-35	Suelta
8-25	35-65	Medianamente densa
25-42	65-85	Densa
42-58	85-100	Muy densa

Otra correlación entre la densidad relativa y

N_{SPT} es la propuesta por Hunt según la siguiente tabla:

Densidad relativa (Dr)	N_{SPT}
<0.15	<4
0.15-0.35	4-10
0.35-0.65	10-30
0.65-0.58	30-50
0.58-1.00	>50

El método propuesto por Gibbs-Holtz (1957), permite determinar la densidad relativa del terreno atravesado mediante la relación entre la resistencia a la penetración y la presión vertical efectiva (σ'_{v0}).

Meyerhof (1957) aplicando este método dedujo la siguiente expresión:

$$Dr = \sqrt{\frac{N}{23 \sigma'_{v0} + 16}}$$

Otro de los trabajos muy conocidos sobre este tema es el de Bazaraa (1967), cuya expresión (en Giuliani y Nicoll, 1982) es:

$$\frac{Dr}{100} = 0.2236 \sqrt{\frac{N}{a + b \sigma'_{v0}}}$$

Siendo:

(σ'_{v0})	(a)	(b)
$< 15 \text{ t/m}^2$	1.00	0.20
$> 15 \text{ t/m}^2$	3.25	0.05

Skempton (1986), resumiendo la información disponible comprueba que las correlaciones originales de Terzaghi y Peck son perfectamente validas si se utilizan los valores normalizados de N_{60} . Según este autor, la relación puede expresarse como:

$$\frac{N_{60}}{Dr^2} = a + b \sigma'_{v0}$$

Donde la tensión efectiva vertical esta expresada en $\frac{kp}{cm^2}$, y es la sobrecarga debido al peso del suelo.

Los valores de (a) y (b) pueden ser considerados constantes en el entorno de:

$$0.35 < Dr < 0.85$$

$$0.5 \frac{Kp}{cm^2} < \sigma'_{v0} < 2.5 \frac{kp}{cm^2}$$

La técnica del ensayo, así como la granulometría, composición y angulosidad de las partículas son factores que juegan un papel importante.

La densidad relativa (Dr) de una arena tiene una influencia importante en el ángulo de fricción interna (ϕ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de fundaciones que se apoyan sobre este material, lo que se puede apreciar en la gráfica del anexo 6.

- **Ángulo de rozamiento interno (ϕ):** los datos que se obtienen del ensayo SPT permiten indirectamente estimar el ángulo de rozamiento interno de los materiales granulares, deducido de los valores de la densidad Dr , a partir del valor de número de golpes N_{SPT} .

Existen numerosas propuestas para estimar ϕ .

Una de ellas son expresiones propuestas por Meyerhof en 1956 y son las siguientes:

$$\phi = 25 + 0.15 Dr\% (> 5\% \text{ arenas finas y limos})$$

$$\phi = 30 + 0.15 Dr\% (< 5\% \text{ arenas finas y limos})$$

Mediante métodos estadísticos Giuliani y Nicoll propusieron lo siguiente:

$$\text{tg}(\phi) = 0.575 + 0.361 Dr^{0.866}$$

Correlaciones propuestas por DUNHAM:

$$\phi = (12 * N)^{1/2} + 25$$

Donde: N es el número, corregido, de golpes del SPT.

Según OSAKI:

$$\phi = (20 * N)^{1/2} + 15$$

Donde: N es el número, corregido, de golpes del SPT.

También se puede mencionar la expresión de Muromachi (1974):

$$\phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N}$$

- **Módulo de Young (E):** en los terrenos granulares, la determinación de los parámetros de deformación (así como la de los parámetros de resistencia) representa un problema complejo en el que intervienen numerosas variables tales como la granulometría, composición mineralógica, estructura, cementación, historia tensional del depósito, etc.

Las relaciones entre N_{SPT} y E , pueden expresarse de forma general mediante la relación empírica según Denver (1982):

$$E = S_1 N_{SPT} + S_2 \quad [Mpa]$$

Donde S_1 y S_2 son coeficientes que dependen del tipo del suelo y según algunos autores tienen valores expuestos en la siguiente figura.

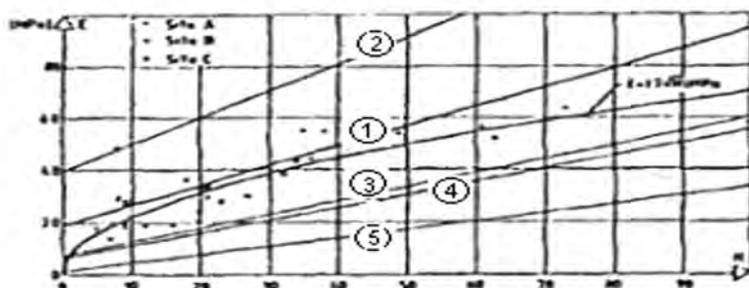


Fig.5: Young's modulus E as function of N_s .

$$E_s = S_1 N_{spt} + S_2$$

Table 1. Values of s_1 and s_2 to equation (6).

Number of curve on Fig.5	s_1 [MPa]	s_2 [MPa]	Remark	Reference
1	0.756	19.75	Normally loaded sand and gravel	D'Appolonia et al, 1970
2	1.043	36.79	Preloaded sand	
3	0.517	7.46		Schultze & Menzenbach, 1961
4	0.478	7.17	Sand - saturated	Webb, 1970
5	0.316	1.58	Clay & sand	

También Denver propone otra relación:

$$E = 7\sqrt{N} \quad (Mpa)$$

- La consistencia de las arcillas:** La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe con los términos muy blanda, blanda, medianamente compacta, compacta, muy compacta y dura. La medición cuantitativa básica de la consistencia es la resistencia a la compresión simple (q_u). Esta resulta representativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, en el caso de las arcillas marinas; mientras que en el caso de suelos arcillosos de origen residual, eólico, fluvial, los cuales poseen una falta de uniformidad en su masa y pueden desarrollar microfisuras, el valor de la resistencia a la compresión simple tiene vacilaciones importantes.

En las perforaciones de exploración del subsuelo se puede estimar la resistencia al corte de las arcillas por medio de los ensayos de penetración, tomando en cuenta la siguiente tabla:

ARCILLAS		
(N)	Consistencia	Resistencia a compresión simple (q_u) (kg/cm ²)
< 2	Muy blanda	< 0,25
2-4	Blanda	0,25□0,50
4-8	Medianamente compacta	0,5□1,0
8-15	Compacta	1,0□2,0
15-30	Muy compacta	2,0□4,0
> 30	Dura	> 4,0

- **Capacidad portante admisible (q_a):** En nuestro medio la mayor aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar es en la determinación de la capacidad de soporte admisible del suelo. Aunque originalmente, tal aplicabilidad fue derivada para suelos granulares se esta utilizando la misma para suelos cohesivos.

Cálculo de la capacidad admisible del suelo (q_{adm}), utilizando la fórmula modificada de Meyerhof:

$$q_{adm} = \frac{N}{10} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Donde: N es el número, corregido, de golpes del SPT.

La ecuación más utilizada para determinar la capacidad de soporte admisible (q_a) de un suelo es la presentada por Peck, Hanson & Thornburn (1974):

$$q_a \left(\frac{kg}{m^2} \right) = 1000 N_{corregido}$$

N corregido calculado por la fórmula:

$$N = N_{CAMPO} C_N$$

Donde C_N es el coeficiente de corrección, y según los autores como Peck, Hansen, y Thornburn (1974), se considera que:

$$C_N = 0.77 \log \left(\frac{200}{\sigma'_{v0}} \right) \leq 2.0$$

Donde σ'_{v0} = esfuerzo efectivo vertical en (t/m^2)

En esta expresión se considera la corrección por confinamiento efectivo y se considera, además, un asentamiento esperado de 25.4 mm y que el nivel freático se encuentra a gran profundidad.

Otros autores como Liao y Whitman (1985), proponen calcular este coeficiente por medio de la siguiente fórmula:

$$C_N = \frac{1}{\sigma'_{v0}{}^n}$$

Donde σ'_{v0} es esfuerzo efectivo vertical en (kp/cm^2) y el valor de $n \approx 0.5$.

4. Método convencional en base a ensayos de laboratorio (ensayo triaxial)

4.1. Descripción general del método

El ensayo triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Esta prueba es la más común. Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección.

Alcanzado ese estado de equilibrio, se aumenta la presión normal o axial (σ_1), sin modificar la presión lateral aplicada (σ_3), hasta que se produzca la falla.

Realizando por lo menos 3 pruebas, con presiones laterales diferentes, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos, se determinan los parámetros ángulo de fricción (ϕ) y cohesión C , del suelo para posteriormente calcular la capacidad de carga de los terrenos.

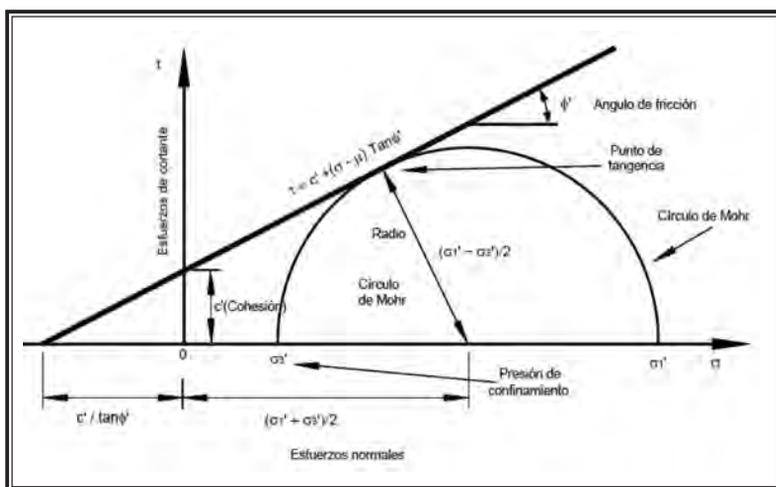


Figura 2.14: Representación gráfica de la ecuación de Coulomb.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán:

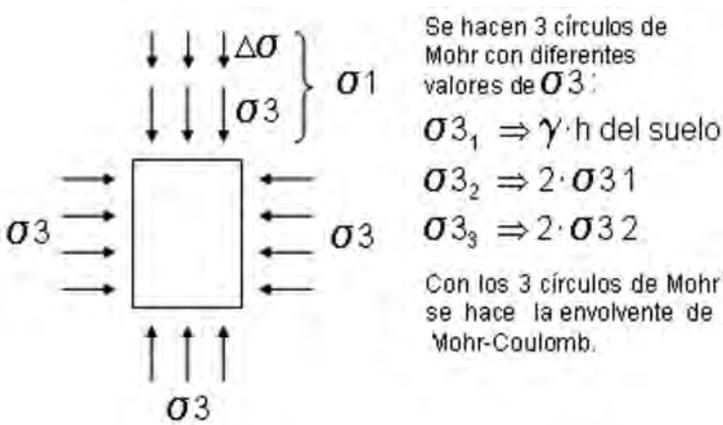
- Ensayo no consolidado-no drenado (UU), también conocido como ensayo rápido.
- Ensayo consolidado-drenado (CD), también conocido como ensayo lento que permite determinar los parámetros efectivos de resistencia al corte.
- Ensayo consolidado-no drenado (CU).

Durante la ejecución del ensayo es posible la medición del exceso de presión de poros, se pueden determinar los

parámetros de resistencia del suelo tanto en términos totales como efectivos.

1. Ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU)

Durante la ejecución de este ensayo no se permite la consolidación de la muestra. La válvula de drenaje permanece cerrada durante todo el ensayo, tanto en la etapa de consolidación durante la aplicación del esfuerzo principal menor, como en la de carga.



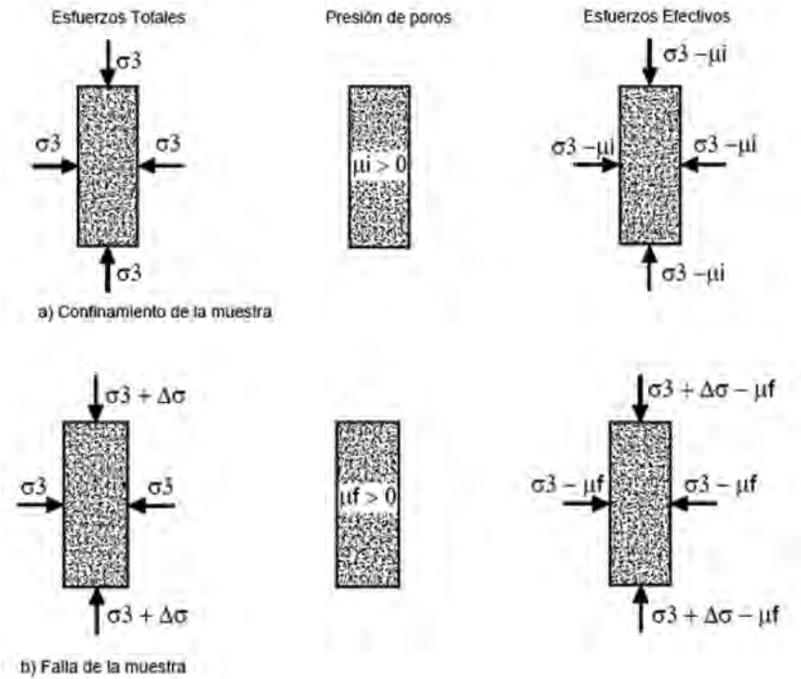
Se dibujan tres círculos con diferentes valores del esfuerzo principal menor, siempre procurando que en cada ensayo se duplique la presión de cámara inmediatamente anterior. Con estos tres círculos se traza la envolvente Mohr-Coulomb.

El proceso de ensayo es muy simple: en primer lugar se aplica la presión de cámara con las válvulas cerradas y rápidamente se aplica la carga axial.

La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es asumido por el agua. La única forma de obtener

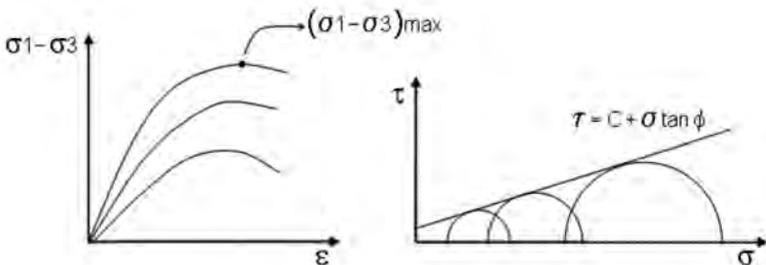
parámetros efectivos con este ensayo es garantizando que la muestra en ensayo esté completamente saturada.

Esquema de distribución del esfuerzo durante la prueba es:

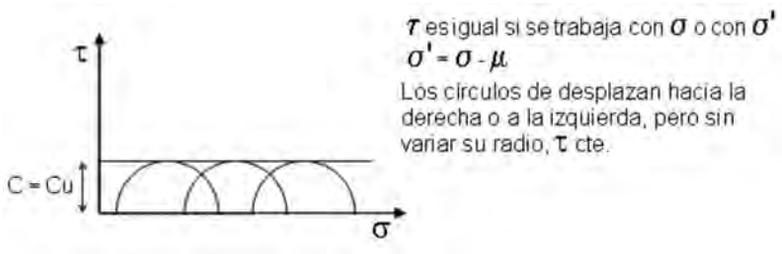


Los resultados del ensayo (UU) son los siguientes:

Para la muestra friccionante con cohesión:



Para una arcilla saturada:



Los parámetros de resistencia al corte son aptos para condición no drenada en arcillas, en otros casos se pueden emplear para análisis mediante esfuerzos totales, pero los resultados no son confiables, todo depende del buen juicio del ingeniero.

2. Ensayo triaxial consolidado-drenado (CD)

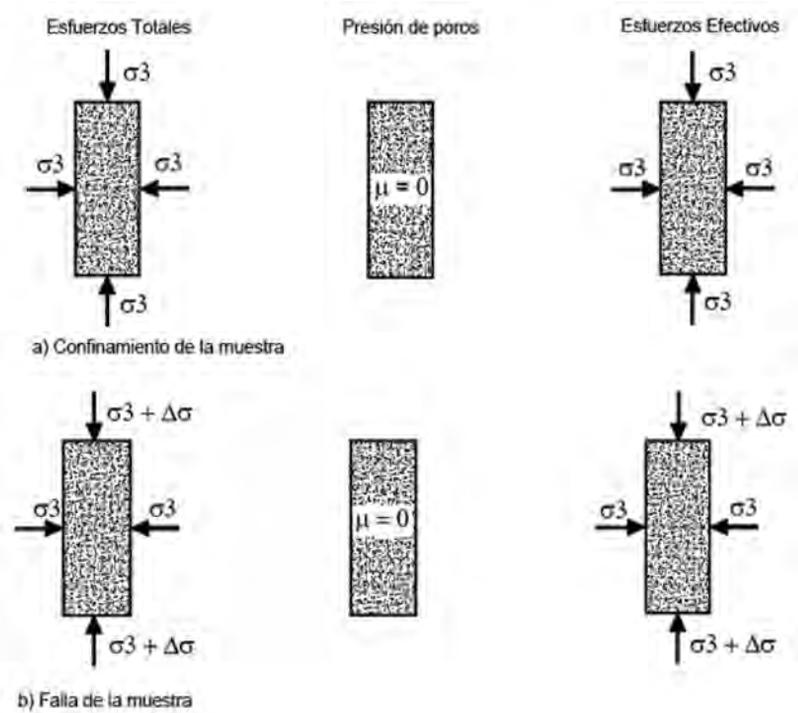
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos.

En primer lugar el suelo se somete a una presión hidrostática, con la válvula de drenaje abierta y se deja transcurrir el tiempo necesario para que haya una completa consolidación bajo la presión actuante.

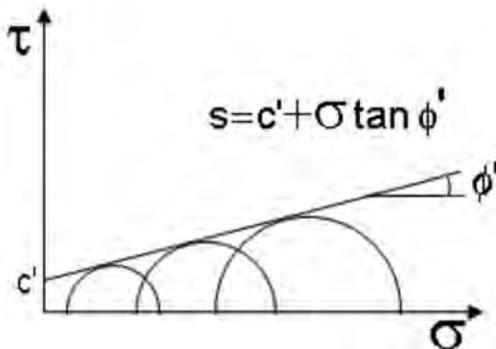
A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para disipar la presión de poros.

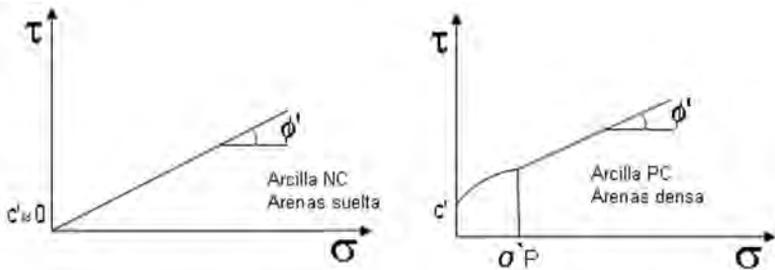
Es un tipo de ensayo costoso, se usa normalmente en trabajos de investigación.

Esquema de distribución de esfuerzos durante la prueba.



Los resultados del ensayo (CD) están expuestos a continuación:



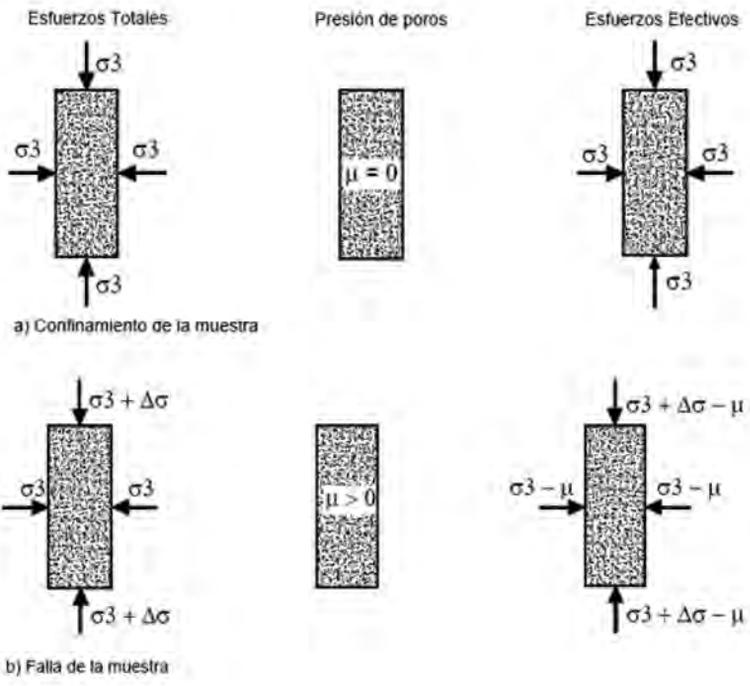


3. Ensayo triaxial consolidado-no drenado (CU)

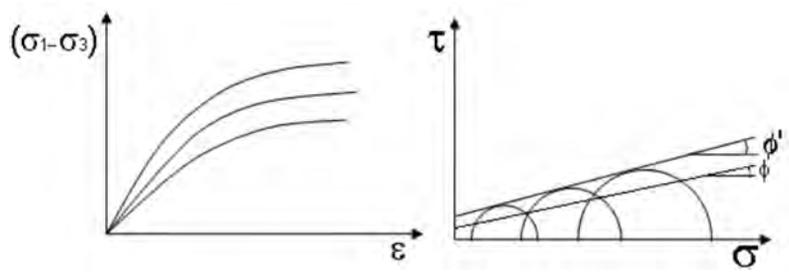
La muestra se consolida en primer lugar bajo la presión hidrostática como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo principal menor llega a ser efectivo. Luego la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita el cambio de volúmenes. El hecho esencial de esta prueba es no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de la aplicación de la carga axial, esto se logra cerrando la válvula de drenaje.

En la segunda etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es fundamentada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos ni las razones que lo gobiernan.

A continuación se presenta el esquema de distribución de esfuerzos durante la prueba.



Los resultados del ensayo (CU) obtenidos son cohesión efectiva y cohesión total, ángulo de fricción efectiva y total.



Como se deduce de las pruebas anteriormente descritas existen básicamente dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al corte de los suelos:

- El criterio de los esfuerzos efectivos
- El criterio de los esfuerzos totales

Según el criterio de los esfuerzos efectivos, que permite obtener la resistencia verdadera al corte del suelo, se debe utilizar el ángulo de fricción obtenido en el ensayo triaxial lento; sin embargo, esta es una prueba que requiere mucho tiempo y de allí que en la práctica resulta bastante compleja de ejecutar por razones operativas y económicas.

En estos casos puede utilizarse el ensayo tipo (CU) midiendo las presiones de poros en el instante de falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, se puede calcular el esfuerzo efectivo en el momento de la falla.

Una vez obtenida directamente o estimada indirectamente la línea (CD), para realizar el análisis de los esfuerzos efectivos en una obra, por ejemplo una presa de tierra, debemos conocer las presiones de poros en la estructura a lo largo de la supuesta línea de falla de la presa, esto se hace muy complejo de medir, por lo tanto el criterio de los esfuerzos efectivos resulta muchas veces difícil de aplicar en la práctica, si bien, teóricamente es el método más exacto.

En el caso de los esfuerzos totales se utilizan directamente los de los ensayos triaxiales, según el problema específico que se tenga. El criterio general es proyectar la estructura para las etapas críticas de su vida, y aplicar un determinado tipo de ensayo triaxial según las condiciones de la etapa crítica que se esté analizando.

Por ejemplo, consideremos un edificio que será construido sobre un terreno arcilloso; según el proceso de conso-

lidación, la resistencia al corte aumentará a medida que dicho proceso se desarrolle en el tiempo. El proceso de consolidación será mucho más lento que la construcción del edificio, en consecuencia, la etapa crítica será el momento de finalizar la construcción. Aquí será el ensayo (UU) el más representativo, es decir, una carga aplicada rápidamente sobre el suelo.

Por el contrario, si el edificio anterior se construye sobre una capa de arcilla con abundantes intercalaciones de arena que proporcione un drenaje rápido y eficiente, el ensayo tipo (CU) sería el adecuado.

Si estamos verificando la estabilidad de un terraplén ya construido, luego de un tiempo considerable, evidentemente el ensayo tipo (CU) sería el que mejor represente las condiciones de la obra. Pero si estamos proyectando un terraplén que se va a construir rápidamente sobre un estrato de suelo arcilloso, debido al efecto favorable del proceso de consolidación sobre la resistencia al corte, será crítico el momento en que se termina el terraplén, antes de que se lleve a cabo el proceso de consolidación. En este caso el ensayo tipo (UU) es el más adecuado.

Los círculos de Mohr obtenidos en los resultados de ensayos triaxiales son los lugares geométricos de los puntos, que representan los esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 .

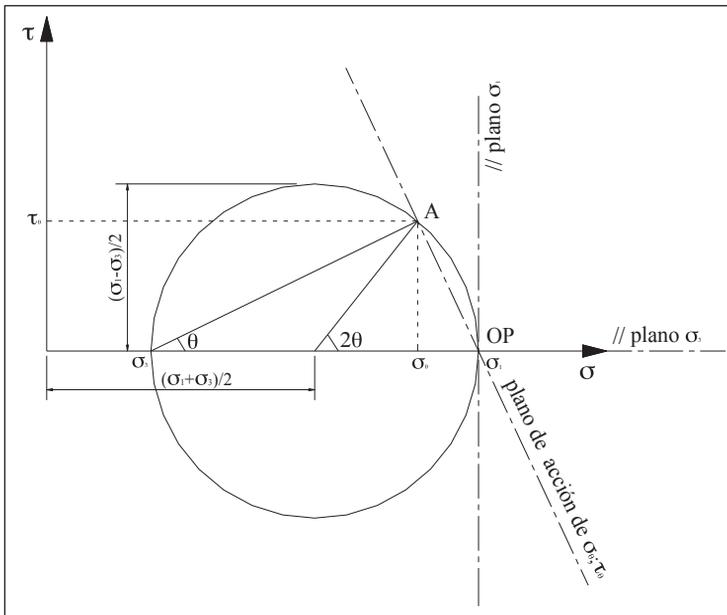
Dada la magnitud y la dirección de las tensiones σ_1 y σ_3 , se pueden calcular los esfuerzos normales σ_θ y tangenciales τ_θ mediante las expresiones correspondientes al círculo de Mohr.

Dadas σ_θ y τ_θ que actúan sobre dos planos cualquiera puede encontrarse gráficamente la magnitud y dirección de los esfuerzos principales utilizando la noción de polo.

El polo OP es un punto del círculo con la propiedad de que una línea trazada por OP paralela a un plano dado del

suelo, cortará al círculo de Mohr en un punto cuyas coordenadas corresponden a las componentes σ y τ del esfuerzo en ese plano. En consecuencia existe una relación entre el estado de esfuerzos en cualquier plano, la dirección de dicho plano del suelo y la posición del polo en el círculo de Mohr.

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\cos 2\theta)(\sigma_1 - \sigma_3) ; \tau_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \text{sen } 2\theta$$



Para encontrar OP se traza por el extremo de σ_1 una paralela a su plano de acción y por el extremo de σ_3 otra paralela a su plano de acción; la intersección será OP.

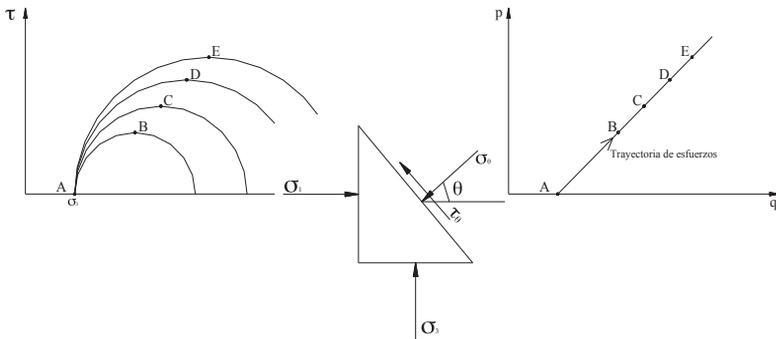
DIAGRAMA P - Q

Un método para dibujar el estado de esfuerzos consiste en graficar:

$$p = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3); \quad q = \pm \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

El signo de (q) se toma positivo si s_1 forma un ángulo menor o igual que 45° con la vertical. Este método equivale a representar un solo punto del círculo de Mohr que va a ser el punto más alto.

Esto permite representar los distintos y sucesivos estados de esfuerzos que existen en una muestra de suelo al cargarla. Se puede hacer con una serie de círculos de Mohr o con una serie de puntos $p - q$ unida con una curva. Por ejemplo, si se incrementa σ_1 manteniendo σ_3 constantes tenemos:



4.2. Equipo para ensayo

El equipo para el ensayo triaxial consta de los siguientes elementos:

- Máquina de compresión, provista de un sistema de lectura de cargas y deformaciones de 0,01 mm de precisión.
- Cámara triaxial. Equipo compuesto de un pistón, un tubo de cristal o cámara de presión y conexiones para producir en la muestra vacío, presión, saturación o drenaje por medio de válvulas de paso.
 - Membrana de caucho o goma.
 - Un moldeador de muestra o expansor de membrana.

- Bomba de vacío y fuente de presión.
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$.
- Herramientas y accesorios. Recipientes plásticos, cuchillo de moldeo, equipo compactador Harvard, placas base, piedras porosas, espátula, compactador de muestras y cronómetro.

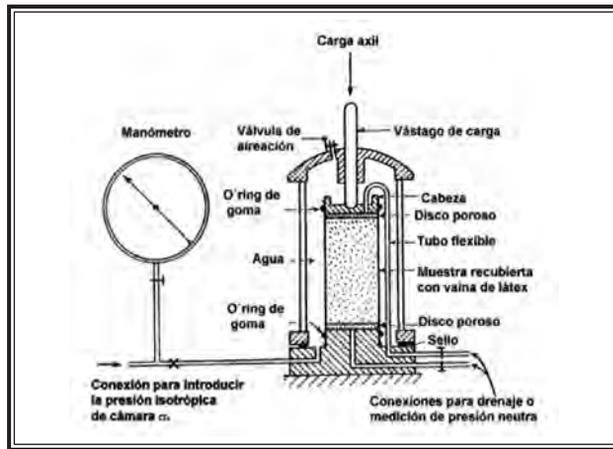


Figura 2.15: Esquema de cámara triaxial.

La prueba triaxial se puede desarrollar en tres modalidades:

- 1) Aumentando el esfuerzo principal mayor y manteniendo el esfuerzo principal menor constante.
- 2) Conservando el esfuerzo principal mayor constante y disminuyendo el esfuerzo principal menor.
- 3) Aumentando el esfuerzo principal mayor y disminuyendo gradualmente el esfuerzo principal menor, de manera simultánea.

Esfuerzo principal mayor: (σ_1)
Esfuerzo principal intermedio: (σ_2) ($\sigma_2 = \sigma_3$) (Presión de cámara)
Esfuerzo principal menor: (σ_3)

El estado de esfuerzos de una muestra sometida a una prueba triaxial se puede analizar usando el círculo de Mohr.

La resistencia a esfuerzo cortante, sobre todo en suelos cohesivos es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores tratando de reproducir las condiciones en cada caso particular.

Se han reproducido aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas que se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados pueden adaptarse al caso real, interpretándolo con un criterio sano con base en la experiencia.

4.3. Normalización del método

La utilización sistemática de normas, de procedimientos y ensayos, es la condición necesaria de la posibilidad de comparación de resultados y en consecuencia de una comunicación profesional y eficiente. La norma ASTM D-4767 es la que trata sobre el método estándar de la prueba de compresión triaxial consolidada *undrained* (CU) para suelos cohesivos.

Procedimiento para muestras remoldeadas

Se acopla la placa base inferior a la base de la cámara triaxial y se monta la membrana de caucho, utilizando para sellar la unión bandas de caucho o sellos de aro. Dentro de la

membrana se coloca la piedra porosa inferior y se instala el moldeador de muestra alrededor de la membrana. Si es posible, utilizar un expansor de membrana en vez del moldeador para hacer más fácil el proceso.

Se deposita cuidadosamente la arena dentro de la membrana, utilizando un compactador, para mantener la forma y densidad de la muestra. Una vez alcanzada la altura de la probeta, se colocan la piedra porosa y la placa base superior, enrollando hacia esta última la parte de membrana que queda fuera del molde, sellándola de la misma forma que en la parte inferior. Con un pequeño nivel, se debe verificar que la placa base superior se encuentre totalmente horizontal.

Se realizan las conexiones de las placas base a la base de la cámara triaxial y se aplica un vacío de 200 a 250 mm de mercurio a la muestra. Se retira el molde o el expansor de membrana y se examina que la membrana de caucho no presente filtraciones, de lo contrario tendrá que prepararse una nueva muestra. Finalmente, se determinan 4 medidas de altura de la probeta, separadas aproximadamente cada 90° y lecturas de diámetro en la parte superior, media e inferior.

La compactación de las probetas se realiza en los moldes de compactación Harvard miniatura, siguiendo un procedimiento en el que se emplea un pisón miniatura. Se prepara una muestra que cumpla con la relación L/D ($2 < L/D < 3$) y una vez terminada, con un cuchillo se escuadran sus extremos y se determinan las medidas de altura y diámetro.

Luego se fija la membrana al expansor de membrana, dejando una holgura de ± 3 mm con respecto al diámetro de la probeta, y se lubrica suavemente el interior de la membrana para facilitar la colocación de la muestra. Se podrá utilizar vaselina de petróleo, polvo de teflón o solo humedecer con agua para la lubricación.

Se acopla la placa base inferior a la base de la cámara triaxial y se coloca la piedra porosa. Se coloca el conjunto del expansor y la membrana de caucho sobre la placa y se inserta la muestra dentro de ella. Se realiza la fijación inferior, se colocan la piedra porosa y la placa base superior, sellando el excedente de membrana hacia la placa y se verifica el nivel de ésta.

Finalmente, se retira el expansor de membrana y se realizan las conexiones de las placas base a la base de la cámara triaxial. Para estos suelos no se aplica vacío para verificar posibles filtraciones.

Se coloca el tubo de cristal sobre la base de la cámara triaxial, logrando un sello completamente hermético y se la lleva a la máquina de compresión, haciendo un ligero contacto entre la barra de carga de la máquina y el pistón de carga de la cámara.

Posteriormente, se aplica una presión de confinamiento (σ_3) predeterminada, por medio de aire comprimido, abriendo luego la válvula de salida o drenaje para verificar que no exista presión de aire (que indicaría que existen filtraciones en la muestra por lo que se tendría que volver a iniciar).

Ante el contacto entre el pistón de la cámara y la barra de carga de la máquina al aplicar σ_3 , el lector de carga habrá registrado cierta medición, por lo que deberá llevarse a cero.

Se ajusta el lector de deformación, se determina la velocidad de carga de la máquina (0,5 a 12,5 mm/min) y se prende esta, tomando simultáneamente las lecturas de deformación, tiempo y carga, en las siguientes divisiones del lector de deformación: 5, 15, 25, 50 y de aquí en adelante cada 50 o 100 divisiones hasta que suceda uno de los siguientes casos:

- la carga aplicada disminuye,
- la carga aplicada se mantiene constante por 4 lecturas o
- la deformación sobrepasa el 20% de la deformación unitaria previamente calculada.

Luego que falle la muestra, apagar la máquina, soltar la presión del equipo y remover la muestra, para realizar 2 a 3 ensayos adicionales, con diferente presión (σ_3).

Variaciones en el procedimiento según alternativa de ensayo.

- En un ensayo triaxial (*UU*), la válvula de drenaje se mantiene cerrada en todo el ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. La prueba comienza inmediatamente aplicada la presión de confinamiento. Este procedimiento no podrá realizarse para un suelo cohesivo 100% saturado.
- En un ensayo triaxial (*CU*), se mantiene la válvula de drenaje abierta al aplicar la presión de confinamiento. Al terminar la consolidación, se cierra la válvula y se aplica la presión axial (σ_1).
- En un ensayo triaxial (*CD*), se mantiene la válvula de drenaje abierta durante todas las fases del ensayo. La presión axial deberá ser aplicada a una velocidad más baja que las anteriores, para evitar que los resultados se vean afectados por la presión de poros.
- En caso de saturar la muestra para ensayarla, una vez aplicada la presión de confinamiento se abre la válvula de paso. Este proceso es lento, especialmente en suelos cohesivos, donde es posible aplicar una presión positiva menor que σ_3 (ejemplo $\sigma_3 / 2$) al recipiente que contiene el agua, de modo de acelerar la saturación.

4.4. Aplicación de los resultados

Con los resultados deducidos del ensayo triaxial se obtienen los parámetros de resistencia al corte del terreno: cohesión (C), y el ángulo de fricción interna (ϕ), y se procede al

cálculo de la capacidad portante aplicando la teoría de Meyerhof.

Esta teoría es un análisis mejorado de la teoría expuesta por Terzaghi, donde Meyerhof trata de cubrir deficiencias dejadas por Terzaghi como es el caso de no tomar en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamientos o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

Meyerhof en su teoría propone un factor de forma (S_q) relacionado con el factor que muestra la influencia de la sobrecarga (N_q). Además incluye factores de profundidad d_c , d_q , d_y no tomados en cuenta por Terzaghi, La ecuación de Meyerhof es:

$$q_f = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Donde:

- Factores de capacidad de soporte son:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \phi} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tg(1.4 \cdot \phi)$$

- Factores de forma de la zapata son:

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$$

$$S_c \text{ y } S_\gamma = 1 \rightarrow \text{cuando } \phi = 0^\circ$$

- Factores de corrección por profundidad del sello de fundación son:

$$d_c = 1 + 0,2 * \sqrt{Kp} * \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1 + 0,1 * \sqrt{Kp} * \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = 1 + 0,1 * \sqrt{Kp} * \frac{D_f}{B}$$

$$d_c \text{ y } d_\gamma = 1 \rightarrow \text{cuando } \phi = 0^\circ$$

El coeficiente de empuje de presiones (Kp) es igual a la siguiente expresión:

$$Kp = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Análisis teórico entre los métodos

1. Consideraciones generales

El método de prospección sísmica es de exploración indirecta, es utilizado para la investigación de capas profundas (subsuelo) con la finalidad de obtener parámetros basados en la medición de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas que son fundamentalmente: ondas compresionales (P) y ondas de corte (S), que permiten determinar sus propiedades dinámicas y definir las características de la estratigrafía en un lugar dado.

La interpretación del contraste de velocidades en un medio estratificado, como suele ser el suelo, provee de información sobre las características dinámicas de los estratos y de su conformación geométrica, cuando la rigidez de los estratos superiores es menor que la de los estratos más profundos.

En los últimos años se han desarrollado los programas matemáticos de interpretación de los resultados de investigación sísmica que proporcionan datos confiables detectando los estratos con densidades menores a profundidades.

Las aplicaciones de esta metodología involucran la cimentación de edificaciones, maquinarias y obras civiles en general, así como el estudio de la amplificación sísmica en un depósito de suelo.

Este método tiene importancia dado que permite la prospección rápida y relativamente económica de grandes extensiones de terreno o alineaciones de gran longitud entre sondeos que se encuentren alejados, en comparación a los tradicionales puntos de ensayo. Son técnicas indirectas y por tanto de carácter no destructivo.

Los trabajos de campo e interpretación de los resultados deben estar realizados por personal altamente calificado y con experiencia en la ejecución y procesamiento de resultados.

El ensayo de penetración estándar o SPT (Standard Penetration Test) es de exploración semidirecta, y de penetración dinámica más usado en nuestro medio, y también el más antiguo desde el año de 1927 más o menos. Se emplea para evaluar la resistencia de un terreno y su deformabilidad, está especialmente indicado para arenas, para suelos arcillosos presenta bastantes dificultades de interpretación, también en suelos que contengan gravas deberá de tenerse cuidado con la influencia que generen el tamaño de partículas del suelo.

Constituye un método sencillo e intuitivo de apreciar la consistencia de un terreno: forzar la penetración de un elemento, relacionando dicha consistencia con la aparición de la resistencia que opone el terreno a la hincada de este elemento. Igualmente, puede deducirse de esta forma la cota de aparición de estrato duro (por ejemplo, el sustrato rocoso) por la imposibilidad de penetrar más allá de dicha profundidad.

El ensayo de laboratorio triaxial es una prueba realizada después de una exploración directa para la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de un reconocimiento geotécnico. Este ensayo se ejecuta sobre las muestras inalteradas previamente obtenidas en el terreno y, dependiendo del tipo de ensayo, se exigen distintas calidades de muestra, que permitirán evaluar cuantitativamente las características físicas de los suelos, así como

sus parámetros de cohesión (ϕ) y ángulo de fricción (C) de la ecuación de Coulomb de resistencia y compresibilidad, los cuales son fundamentales para determinar la capacidad de carga de una cimentación.

2. Relaciones entre métodos

Los métodos geofísicos por el momento se caracterizan como métodos complementarios de reconocimiento, acompañando las prospecciones directas y los datos obtenidos mediante estos sistemas son refrendados y contrastados por los resultados de dichos ensayos. Aunque, en los últimos años este método es bastante difundido en los diferentes países como confiable para diferentes cálculos geotécnicos. No tiene necesidad de obtener las muestras para ser analizados a posteriori.

El ensayo SPT, está basado en las correlaciones empíricas y cabe preguntarse hasta qué punto cumple con las normativas modernas. A veces se lo utiliza sin realizar las correlaciones correspondientes descritas anteriormente.

Los ensayos de laboratorio plantean el inconveniente de que tenemos que suponer que la muestra que ensayamos es representativa del total del suelo, y que todo el suelo se encuentra en el mismo estado. Además, al sacar la muestra de su estado natural las tensiones dentro de la misma se cambian por completo.

3. Resultados comparativos

Las equivalencias entre los diferentes ensayos anteriormente estudiados, se establecen como correlaciones entre ellos, ya que con los resultados obtenidos en cada ensayo debe tratarse con cautela y por tanto sería necesario que fueran complementados por otros ensayos para mayor seguridad.

Dichas técnicas más consolidadas en ingeniería civil, son aptas y utilizables dentro de los estudios geotécnicos para edificación, dado por un lado que son métodos contrastados por la experiencia, y por otro lado que pueden contener resultados equivocados.

A continuación se presentan algunas correlaciones entre los parámetros obtenidos por los métodos antes mencionados.

La siguiente ecuación representa la relación entre (V_p) y N:

$$V_p = 35.734 * N + 89.306$$

Relación entre (V_s) y N:

$$V_s = 56 * N^{1/2} \left[\frac{m}{s} \right]$$

Donde:

V_s , Velocidad de propagación de ondas de corte

N , Número de golpes suministrados al terreno evaluado

De la ecuación que se obtuvo mediante el análisis estadístico de regresión lineal se puede conseguir N corregido:

$$N_{\text{corregido}} = 0.0280 * V_p - 2.4992$$

Otros valores que se obtiene de los ensayos de refracción sísmica son:

- Módulo elástico del suelo (E_s):

$$E_s = \frac{V_p^2}{50} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Donde: (V_p) es la velocidad de compresión, en $\frac{m}{s}$.

- Módulo Cortante del suelo (G):

$$G = 1200 * N^{0.8} \left[\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right]$$

Donde: N es el número, corregido, de golpes del SPT.

- Módulo de Corte Dinámico (G_o):

$$G_o = V_s^2 * \frac{\rho}{g}$$

Donde: (ρ) es la densidad $\left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right)$, y (g) es la aceleración de la gravedad $\left(\frac{\text{m}}{\text{seg}^2} \right)$.

- Ángulo de fricción interna φ :

En suelos saprolíticos de los Urales:

$$\varphi = 46.4 - 9.65 \frac{V_p}{V_s}$$
$$\varphi = \frac{9.17}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} + 16$$

Para limos no colapsables de Prikam se obtiene la siguiente fórmula para el ángulo de fricción interna:

$$\varphi = \text{arc tg} \frac{\tau - C}{P}$$

$$\varphi = \text{arc tg}(11.8 * 10^{-5} G + 0.369)$$

- Peso volumétrico γ :

$$\gamma = 1.516 * 10^{-2} \sqrt{V_p} + 1.597 \quad \left[\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right]$$

- Cohesión específica $C \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$:

$$C = 4.8 * 10^{-4} G - 0.08$$

$$C = 24 * 10^{-4} V_p - 0.63$$

Para los limos no colapsables de Prikam:

$$C = 75 * 10^{-5} G - 0.356$$

Para las arcillas de Prikam:

$$C = 51.1 * 10^{-5} G - 0.657$$

En los suelos saprolíticos de los Urales:

$$C = 0.908 - 0.168 \frac{V_p}{V_s}$$

$$C = \frac{0,554}{\sqrt{\frac{V_p}{V_s} - 1.41}} - 0.073$$

$$C = 38 * 10^{-5} G + 0.087$$

CAPÍTULO 4

Caso práctico: río Maicito

1. Introducción

1.1. Ubicación

El puente sobre el río Maicito se encuentra ubicado en el km 13+780 vía a Chone, en el tramo El Carmen-La Crespa (entrada a Pambilar), dentro de la parroquia Wilfrido Loor Moreira que se la conoce tradicionalmente como la población del Maicito. Pertenece al cantón El Carmen, parte nororiental de la provincia de Manabí, en la zona centro occidental de la República del Ecuador.

Sus coordenadas geográficas son latitud S 0° 16' 11.09" y longitud W 79° 34' 46.42". Sus coordenadas planas UTM son: N 9969983.174 y E 658720.617, (anexo 7) para el DATUM PSAD-56.

Los límites de la parroquia Wilfrido Loor Moreira son:

NORTE:	Parroquia San Pedro de Suma del cantón El Carmen
SUR:	Parroquia El Carmen del cantón El Carmen y cantón Flavio Alfaro
ESTE:	Parroquia El Carmen
OESTE:	Cantón Flavio Alfaro

La parroquia cuenta con los servicios básicos importantes, tales como luz eléctrica, telefonía, agua potable y educación básica. Su población tiene un predominio del 51.42% de hombres, sobre el total de mujeres del 48.58%, esta situación es correspondiente a la media cantonal del 52%, determinando una reacción lógica en cuanto al desarrollo de la fuerza laboral que se efectúa con mayor énfasis en los hombres.

Total	Hombres	Mujeres
5093	2619	2474
Población	Cantonal *	76 555 [□]

Su acceso más importante es la vía La Crespa-El Carmen, de vital importancia como arteria que une las provincias norteñas de la Sierra del país con Manabí.

Esta vía proporciona gran afluencia del turismo nacional e internacional a las costas manabitas del Pacífico, que trae más desarrollo a esta parte del país.

En la zona existen algunos caminos vecinales solo de verano en buen estado pero interrumpidos en época de lluvias por las crecidas de los esteros aledaños.

1.2. Topografía del sitio

Por tratarse de una provincia de la costa, Manabí tiene escasas elevaciones que no sobrepasan los 500 metros sobre el nivel del mar. De la provincia del Guayas viene la cordillera del Chongón-Colonche y toma los nombres de cerros de Paján y luego de Puca. Esta cordillera es la columna vertebral de la región.

* Población del año 2006, según el INEC.

En el cantón El Carmen existen los cordones aislados de los cerros de este nombre y los cerros de Hojas. Hacia el norte se dirige la cordillera de Balzar, en la que se encuentran los cerros de Los Liberales y de Canoa. De allí sigue un ramal que se une con los cerros de Jama que continúan hacia el norte con los cerros de Coaque. El relieve más alto está concentrado en la parte sur-este, siendo su mayor altitud en el Cerro Blanco con 560 metros. Su topografía permite disfrutar de hermosos paisajes, que hacen juego con sus ríos y cascadas, óptima para el turismo rural de la región de Manabí (anexo 8).

Especialmente por sus características se definen tres zonas diferenciadas, norte, centro y sur. La zona norte, de continuas elevaciones trópicas, muy húmedas, de alta pluviosidad, es eminentemente agrícola y ganadera; la zona centro, es un gran valle desde Poza Honda, y todo el río Portoviejo hasta su desembocadura, de abundante producción agrícola destacando en ella el eje metropolitano de gran proyección industrial comercial. Finalmente, la zona sur que está caracterizada por un eje montañoso bajo, que otorga facilidades para el cultivo del café y al turismo, especialmente extranjero, potenciado por un microclima primaveral constante.

1.3. Aspectos geomorfológicos del sitio

La región se encuentra dentro de la subsidencia del Guayas caracterizada por los sedimentos marino-continentales terciario-cuaternarios de origen detrítico, derivados del desarrollo de las montañas andinas.

El relieve y formas estructurales presentes en la región tienen directa relación con la trasgresión principal ocurrida a principios de Mioceno provocando el relleno de la fosa de subsidencia de Guayas. El Plioceno ha sido marcado por incursiones marinas locales con depósitos poco notables. Durante el Cuaternario se produjeron notables hundimientos y evidentes oscilaciones con depósitos marinos.

Geoformas importantes que son los modelados de origen marino y relieve sedimentario sobre las areniscas terciarias predominan en el área del estudio.

La zona está comprendida dentro de los aspectos geomorfológicos de tipo regional denominadas: zonas de los relieves colinados y montañosos bajos sobre areniscas terciarias y zona de llanuras y ondulaciones sobre sedimentos detríticos plio-cuaternarios.

- Zona de llanuras y ondulaciones sobre sedimentos detríticos plio-cuaternarios gobierna parte del área de estudio, las pequeñas ondulaciones presentan formas suaves y redondeadas con pendientes alrededor de 15° a 30° y se desarrollan dentro de las rocas sedimentarias. Las áreas planas tienen las pendientes menores de 7%. Tienen drenaje dendrítico de media densidad. El origen de este relieve está relacionado con procesos endógenos, que comprenden a los movimientos tectónicos, y procesos exógenos, los cuales están sujetos a condiciones morfoclimáticas y morfodinámicas.

La altura varía de 220 a los 276 m s. n. m., formando las ondulaciones redondeadas, conformadas de rocas sedimentarias de edad cuaternaria pleistocénica. Estos relieves están expuestos a alto grado de erosión, por lo cual las pendientes están bastante suavizadas.

Los drenajes primarios y secundarios son de gran longitud con causes no muy profundos cortados en material del suelo residual, los drenajes son de tipo dendrítico causados por el tipo de la litología reinante que tienen perfil en forma de U.

La morfología es suave, la que depende del ambiente climático húmedo y del tipo de la litología con presencia de arcillas de la formación Balzar.

El suelo se caracteriza por la presencia de un perfil característico de suelos con caolinita, a la forma-

ción de los cuales favorecen la alta precipitación y las altas temperaturas de la región. El perfil de meteorización se caracteriza por presencia de horizontes de suelo residual, propiamente dicho, y de saprolito.

- Zona de relieves colinados y montañosos bajos sobre areniscas terciarias. Esta zona incluye las partes con colinas y montañas bajas de la cuenca de Manabí y ocupa partes altas a lo largo del área en su parte más occidental.

La zona está comprendida entre las cotas de 160 y 400 m s. n. m., es una zona muy ancha que consiste de material sedimentario perteneciente a la formación terciaria denominada Borbón y una pequeña parte de la formación plio-cuaternaria de Balzar.

Se caracteriza por una fuerte erosión fluvial con presencia de colinas altas y montañas bajas separadas por valles y depresiones de drenaje de alta densidad.

Los drenajes son de poca pendiente, con secciones suaves y curvadas. En su mayoría los esteros y ríos del área transportan el material arcilloso.

El relieve es colinado a montañoso bajo con las pendientes que varían en general de unos 15 a 45%. Específicamente a esta zona geomorfológica pertenece el sitio del río Maicito.

Las márgenes del río tienen morfología ondulada y se encuentran ocupadas por las viviendas de los moradores del sector. Es una zona geológica estable representada por los suelos residuales constituidos por arcilla plástica y limo arcilloso de color café, café amarillento, grisáceo de espesor que varía desde 3.50 hasta 7.50 m, formados por el proceso de meteorización de la roca madre de tipo lutita y arenisca de color gris y gris azulado de la formación Borbón recubiertos por un manto de suelo vegetal que cambia según el sitio desde unos 0.60 m a 2.50 m de espesor.

2. Estudios hidrológicos

2.1. Climatología

El clima de todo el cantón oscila entre subtropical seco a tropical húmedo. La estación invernal que se inicia a principios de diciembre y concluye en mayo es calurosa debido a la influencia de la corriente cálida de El Niño.

El verano que va de junio a diciembre es menos caluroso y está influenciado por la corriente fría de Humboldt. En verano los vientos modifican el clima y su temperatura oscila entre los 23 y 28 grados centígrados, mientras que en invierno alcanza los 34 grados centígrados, considerándose uno de los climas más inestables y desequilibrados de las regiones costeras del Pacífico sudamericano.

A lo largo de su historia toda la zona ha sido afectada por una serie de inundaciones masivas y continuas, que en su espacio geográfico (provocadas por el fenómeno de El Niño 1998-1999 en la estación invernal ecuatoriana) perjudican su rica y productiva economía basada en la agricultura y ganadería. Las incontables inundaciones han acarreado un sinnúmero de pestes y epidemias tropicales que han afectado a las poblaciones cercanas considerándolas incluso como normales y comunes por hoy. Entre las citadas están el dengue, paludismo, etc.

Específicamente, la zona en la que está ubicado el puente posee un clima tropical megatérmico semihúmedo con las precipitaciones anuales que varían entre 1000 y 2000 mm, las cuales a veces pueden llegar a los 5 m, recogidas en una sola estación lluviosa de enero a junio aproximadamente, siendo seco el verano. Las temperaturas medias son fuertes cercanas a 24° C y con humedad relativa alrededor del 70 y 90%. En la zona la vegetación natural anterior a la intervención humana consiste en el bosque húmedo Tropical. Existe deforestación completa de la región.

2.2. Información hidrológica del sitio de estudio

La microcuenca del río Maicito que nace en las elevaciones menores que rodean al lugar, constituye parte del sistema de drenaje natural de la cabecera norte de la cuenca del río Guayas y su río forma parte de la red hidrográfica conformada por los ríos Las Vainas, Los Monos y La Morena afluentes del gran río Daule, y rodeada de esteros como: Plátano, Las Mercedes, La Fatalidad, La Pava entre otros (anexo 9).

A continuación se presenta la tabla con las características fisiográficas del área del drenaje del río Maicito.

Características físicas del río Maicito	
Cuenca	RÍO MAICITO
Área de la cuenca de influencia (A)	12.26 km ²
Longitud de cause principal (L)	6.39 m
Pendiente del cauce (S)	1.9% (m/m)
Cota máxima (H max)	260 m
Cota mínima (H min)	140 m
Desnivel de la cuenca (ΔH)	120 m
Tiempo de concentración de la cuenca	76.87 (min)

El tiempo de concentración fue calculado con la siguiente fórmula (según Kirpich):

$$T_c = \left(3.989 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Estudio de intensidades de lluvia

El cálculo de las intensidades máximas se sustenta en el informe “Cálculo de intensidades de lluvia para el diseño de obras de drenaje”, del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI-1999), que constituye un análisis basado en conceptos de regionalización.

El área de estudio se localiza en la zona 4 del mencionado informe, de donde también se han tomado las ecuaciones intensidad – duración – periodo de retorno, que dependen de las intensidades máximas diarias, que fueron aplicadas para el cálculo de caudales máximos de los cursos (anexo 10).

Usos y tipo de suelos

Los suelos de la zona se caracterizan por contener altos porcentajes de arcillas y limos, con una cantidad menor de arena fina, lo que proporciona una mediana capacidad de infiltración a estos suelos. La cubierta vegetal corresponde a una zona de tipo bosque tropical semihúmedo y semiseco, con una cantidad mayoritaria de cultivos predominantemente para el consumo familiar permanentes como el banano, palma, café, cacao y cítricos y en menor grado zonas de cultivo de ciclo corto como el maíz. Últimamente se ha encontrado buena aceptación la siembra de árboles de teca, que aparentemente tiene un buen futuro, la ganadería vacuna y porcina encuentra buenas condiciones para su desarrollo, también hay lugar a la avicultura. Todo esto incide notablemente en la ocurrencia y persistencia de los caudales máximos.

El uso del suelo en la zona de estudio se identifica siete coberturas entre las cuales tenemos:

- El arboricultura tropical presenta un área de 6344.01 ha que equivale al 3.73%.

- Bosque intervenido muestra una superficie de 2407.80 ha que corresponde al 1.41%.
- Bosque natural ocupan un área de 1982.94 ha que equivale al 1.16%.
- Cultivos de ciclo corto presentan un área de 5022.90 ha que corresponde al 2.95%.
- Pasto cultivado, presenta un área de 12 463.26 ha que equivale al 7.32%.
- Pasto natural, estos cultivos ocupan un área de 885.71 ha que equivale el 0.52%.
- Vegetación arbustiva, ocupan un área de 23.78 ha que representa el 0.01% (anexo 11).

Agua superficial

El flujo de agua superficial está representado por los ríos de segundo orden como son Quinindé, Suma, con los numerosos tributarios de tercer y cuarto orden, como son río Maicito y numerosos esteros que rodean a la zona.

El modelo de drenaje principal es dendrítico, que está originado por la litología del sector y la disposición de las estructuras locales.

La densidad del drenaje natural es de grado alto por la presencia de las rocas sedimentarias de poca resistencia y por la existencia de pendientes medianamente fuertes.

2.3. Características hidráulicas

El comportamiento hidrológico de los ríos está en convergencia con el régimen pluviométrico de la zona, ya que en épocas de grandes precipitaciones los ríos aumentan su caudal y producen daños a los sectores que se encuentran asentados cerca de sus orillas.

En ausencia de información hidrométrica en la cuenca del río Maicito, la determinación de los caudales máximos

se sustentó en la aplicación del estudio en la zona 4 donde se han tomado las ecuaciones intensidad – duración – periodo de retorno, para determinar las siguientes intensidades máximas con periodos de retorno de 150, 200 y 250 años.

Intensidades máximas (mm/h)	
Periodo de retorno(Tr)	Intensidad (I) (mm/h)
150 años	81
200 años	84
250 años	87.5

Para el cálculo de los caudales máximos se ha recurrido a los siguientes métodos:

- Método racional donde se relaciona las características de la cuenca y las precipitaciones por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Donde:

(Q): Caudal máximo previsible en la sección de estudio, en (m^3/s)

(C): Coeficiente de escorrentía de la cuenca

(I): Intensidad de lluvia máxima previsible para un periodo de retorno dado, en (mm/h) , corresponde a una precipitación de duración igual al tiempo de concentración

(A): Superficie de la cuenca portante (m^2)

Para el coeficiente de escorrentía de acuerdo a la tabla del anexo 12 fue escogido el valor de $C = 0.20$, en base al cual se calcularon los caudales máximos.

Caudales máximos $\left(m^3/s\right)$, por método racional				
T_c [años]	C [cuadro]	I [mm/h]	A [km ²]	Q [m ³ /s]
150	0.20	80.89	12.26	55.09
200	0.20	84.21	12.26	57.36
250	0.20	87.55	12.26	63.04

- Método de Stevens se basa en la fórmula de Chezy y es utilizado para ríos relativamente anchos y poco profundos:

$$Q = A * C * \sqrt{R * J}$$

Donde:

(Q): Caudal máximo previsible en la sección de estudio, en $\left(m^3/s\right)$

(C): Coeficiente de Chezy que depende de las características del escurrimiento y la naturaleza del cauce $C = R^{1/6}/n$, donde (n) coeficiente de rugosidad de Manning

(R): Radio hidráulico y depende de: A/P donde P es el perímetro mojado del cauce

(A): Superficie de la cuenca portante (m^2)

(J): Pendiente de la superficie libre del agua y la del fondo del cauce

De los datos del informe de socavación local del cauce del río Maicito (anexo 13), se han tomado los siguientes valores:

SOCAVACIÓN LOCAL			
Altura	Socavación final relacionada a tiempos de retorno dado (m)		
	Tr =250 años	Tr =200 años	Tr =150 años
(<i>H med</i>)	2,29	2,24	2,20

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) = 0.029 por ser cauce natural, con orillas rectas y limpias, fondo uniforme, altura de lamina de agua suficiente.

Pendiente longitudinal del cauce es (J) = 0.0021. Este valor se lo determinó con datos topográficos de campo.

Caudales máximos (m^3/s), por Método de Stevens.						
T_c [años]	A [m^2]	P [m]	R [m^2/m]	J [m/m]	C [$m^{1/2}/s$]	Q [m^3/s]
150	24,20	14,02	1,73	0,0021	40,56	59,10
200	24,64	14,14	1,74	0,0021	40,63	60,56
250	25,19	14,21	1,77	0,0021	40,75	62,62

El caudal máximo para un periodo de retorno (Tr) de 250 años se tomo el más crítico calculado por el método racional.

$$Q = 63.04 \frac{m^3}{s}$$

3. Estudios geológicos-hidrogeológicos

3.1. Descripción geológica del área de estudio

La geología del área está conformada por rocas vulcano-sedimentarias, que van del Cretáceo Superior al Eoceno; los aflorantes están representadas por las rocas mio-pliocénicas del grupo Borbón y las formaciones pleistocénicas-holocénicas Balzar, Baba; así como depósitos superficiales: terrazas, coluviales y aluviales (anexo 14).

Durante el periodo Cuaternario se produce la sedimentación de material clástico, producto de la erosión de las partes altas de las formaciones existentes y depósitos aluviales, que rellenan los valles formados por los ríos y parte de las cuencas hidrográficas. Actualmente, continúan formándose los depósitos coluviales y aluviales.

A continuación se describen las principales formaciones geológicas que afloran en el área con su respectiva litología y potencia aproximada.

Formación Borbón (Mioceno Superior-Plioceno):

En el extremo noroccidental del área estudiada se presentan superficies horizontales y a veces suavemente acolinadas, que se caracterizan litológica y superficialmente por limos de color café amarillento intercalados por representativas areniscas de grano medio a fino; en ocasiones y localmente aparecen bancos conglomerados, intercalado con niveles calcáreos que contienen abundantes microfósiles.

En la parte superior de la formación predominan arcillas con mezcla de areniscas y limolitas. La potencia máxima de la formación Borbón es de 300 m.

Formación Balzar (Mioceno Medio-Pleistoceno):

Aflora en la parte oriental, a lo largo del flanco este de la cuenca de Manabí.

Consiste de depósitos bien estratificados de arcillas, arenas y conglomerados de cantos de origen volcano-intrusivas en matriz tobácea arenosa y arcillosa, derivados de la continua erosión de la cordillera Occidental. Se han depositado en un ambiente regresivo marino, ligeramente salobre a dulce, ambiente de estuario.

Se la observa en los horizontes superficiales horizontales, con un espesor hasta de unos 5 m en su estado meteorizado de un color café amarillento, los espesores de la formación pueden llegar a unos 300 m.

3.2. Descripción hidrogeológica

Permeabilidad

Los suelos, que cubren las rocas existentes de la región, son de baja permeabilidad por ser de tipo arcillosos plásticos.

Al saturarse sueltan el agua por percolación hacia los horizontes subyacentes más permeables.

En los sitios donde existen las capas de arenas con guijarros, la permeabilidad es alta. La permeabilidad que se presenta se debe también a la permeabilidad por fisuración y diaclasamiento dentro de las rocas tipo areniscas.

En el lugar, la escorrentía predomina sobre la infiltración, en partes de las colinas, por tener las pendientes medianamente fuertes y por la presencia de la litología tipo lutitas y arcillolitas en su mayoría. En cambio, en partes de las llanuras a veces se produce sobresaturamiento del terreno por aguas lluvias debido a la baja permeabilidad de los suelos existentes y por la presencia del nivel freático alto. La arcilla aunque tenga la porosidad elevada una vez saturada resulta impermeable porque el agua que contiene queda sujeta en su masa por la atracción molecular.

En las épocas de fuertes lluvias el grado de infiltración y percolación influye en la inestabilidad de las laderas y taludes.

Agua subterránea

De todas las investigaciones que se realizaron en el área del estudio se percató que el nivel freático de toda la zona es bastante alto y se encuentra muy cercano a la superficie terrestre. Esto nos indica que existen acuíferos importantes en el subsuelo y que las aguas subterráneas se ubican a profundidades muy someras.

Las profundidades del nivel freático bajo la superficie terrestre cambian de un sitio a otro aproximadamente de unos 1.50 m en las márgenes del río Maicito hasta 13 m dentro de las colinas dependiendo de las condiciones del subsuelo: como es la estructura de la roca, su composición y relaciones entre las rocas inmediatas, lo que revela la complejidad de la distribución del agua subterránea. Las areniscas de la formación Borbón según todas las evidencias constituyen buenas propiedades acuíferas dando origen a las aguas subterráneas claras y limpias, pero presumiblemente, en forma preliminar, puede contener algo de hierro y puede ser un poco dura por probable contenido de sulfato cálcico en el cemento de la arenisca.

Las condiciones locales del subsuelo que influyen sobre el agua subterránea del sector es la sucesión alternada de niveles permeables de arenisca y conglomerado y niveles impermeables de las lutitas que están dispuestos en forma de unas capas casi horizontales. Existen algunos horizontes acuíferos separados por arcillas impermeables.

El nivel freático fluctúa de acuerdo a la estación climática: sube en las épocas lluviosas y baja en época de sequía, ya que el principal origen de las aguas subterráneas son las aguas atmosféricas.

Claro está, que en las proximidades al río Maicito el nivel de las aguas subterráneas se encuentra en las profundidades someras desde la superficie terrestre por aportar al caudal del río.

CAPÍTULO 5

Estudio geotécnico para cimentación del puente sobre el río Maicito

1. Metodología

El presente análisis comprende la información geotécnica del sitio de la implantación del puente en base a los trabajos de campo y laboratorio realizados con diferentes métodos: geofísico, SPT, ensayo triaxial.

Por el método geofísico de sísmica de refracción se alcanzó una prospección subterránea de 20 m de profundidad, y en base a los resultados obtenidos se determinaron los parámetros correspondientes. Para la definición de las cargas de trabajo para la cimentación en roca se utilizó el criterio de rotura de Hoek y Brown y el método de cálculo establecido por Serrano y Olalla.

La investigación geofísica se realizó tendiéndose 3 líneas sísmicas (LS-1, LS-2 y LS-3) de 60 m cada una, cuya ubicación se muestra en el plano topográfico del anexo 15.

En total fueron realizados 7 puntos de disparo (línea sísmica) con dinamita: a los 2.5 m a los extremos de cada línea y en el centro de la línea sísmica LS-1, entre los geófonos 6 y 7. Para la realización del trabajo fue empleado el sismógrafo de marca NIMBUS GEOMETRICS ES 1225 de 12 canales.

Para el ensayo de penetración estándar se realizaron dos perforaciones: P1 hasta una profundidad de 11.50 m contados a partir de la cota del terreno que es 166.35 m s. n. m. y la perforación P2 hasta 6.50 m de profundidad, contados a partir de la cota 167.280 m s. n. m. El ensayo (SPT) se ejecutó cada 0.50 m de profundidad.

En el pozo 1 se detectó la presencia del nivel freático a 1.50 m de profundidad cuya cota es 164.85 m s. n. m. y en el pozo 2 a 3.0 m de profundidad a partir de la boca del pozo estudiado, o sea en la cota 164.280 m s. n. m.

Con el propósito de identificar y clasificar el suelo se recuperaron muestras alteradas en cada una de las perforaciones (P1, P2), para ensayos en el laboratorio (anexo 16).

Los ensayos de compresión simple y triaxial se realizaron con muestras inalteradas de suelo.

- Ensayo a compresión simple.
- El ensayo triaxial se ejecutó con esfuerzos desviantes de $11.880 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ y $15.486 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ y presión lateral de $1.0 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ y $2 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$, respectivamente.

2. Cálculo de la capacidad portante en base a la geofísica

Con los ensayos realizados durante los sondeos geosísmicos, luego de su interpretación y cálculos, se obtuvieron los perfiles estratigráficos del subsuelo para ambos estribos del puente.

De los sismogramas (anexo 17), fueron obtenidas las dromocronas (anexo 18), las cuales han sido interpretadas y analizadas con la finalidad de determinar el perfil geo-estratigráfico del subsuelo.

- La primera línea sísmica LS-1 fue tendida transversal al río Maicito, paralela al eje del proyecto, a unos 3 m desde el puente actual (anexo 15) y a base de la misma se pudo interpretar tres capas representativas:
- La primera con velocidad de 200 m/s y espesor alrededor de 0.70 y 1.48 m comprende a un suelo superficial no consolidado.
- La segunda capa dio velocidades aproximados de 415 m/s y espesores que cambian de 3.77 en la margen izquierda a 6.70 m en la margen derecha y pertenece a un suelo de lutita meteorizada de color grisáceo más consolidado que de la primera capa.
- La tercera capa con velocidad de 3060 m/s corresponde a un estrato denso de la arenisca de color gris azulado de la formación Borbón y se ubica a una profundidad que varía de 5.00 m por debajo del cause del río hasta unos 11.0 m en su margen derecha.
- Margen derecha LS-2. Esta línea sísmica fue tendida a lo largo de la margen del río (anexo 15) y según los perfiles geosísmicos obtenidos (anexo 18) podemos determinar en esta margen del río tres estratos.
- La primera capa corresponde a un suelo de cobertura con las velocidades cercanas a 180 m/s y profundidades que varían de 1.00 hasta 1.74 m.
- La segunda capa tiene velocidades de 1000 m/s y presenta un estrato de la roca de la lutita meteorizada de color grisáceo, con los espesores detectados en los sondeos que indican valores que cambian de 6.55 m aguas arriba a 9.82 m aguas abajo por la margen del río.
- El substrato rocoso de areniscas gris azuladas de la formación Borbón, con velocidades del orden de los 2500 m/s, se detectó a las profundidades de 8.29 m aguas arriba y 10.82 m aguas abajo. El espesor de esta capa es desconocido por tratarse de la última capa detectada.

- Margen izquierda LS-3. Aquí fueron interpretadas igualmente tres capas representativas del subsuelo (anexo 18).
- La primera permitió la velocidad de 200 m/s y alcanza profundidades de 0.60 y 2.52 m, lo que correspondería al suelo de cobertura.
- La segunda capa tiene espesores de 4.40 m aguas abajo hasta acuñarse y desaparecer aguas arriba con las velocidades que alcanzan a 830 m/s. Esta capa pertenece a una lutita meteorizada de color gris de la formación Borbón.
- La tercera capa permite una velocidad de la onda longitudinal de 2500 m/s, que correspondería a un estrato muy consolidado de la arenisca medianamente sana de color gris azulado. Se ubica a las profundidades que aumentan desde 2.52 m, a la distancia de 60.0 m desde el puente existente hacia aguas arriba, hasta 6.0 m cerca del puente. El espesor no fue determinado por ser la última capa detectada.

Las diferencias en las velocidades de la segunda y tercera capas entre los perfiles de las líneas sísmica 1 por un lado y 2 y 3 por el otro, se explican por la gran diferencia entre la topografía a lo largo de la línea sísmica 1. Asimismo en las líneas sísmicas 2 y 3, por estar situadas a un nivel más bajo, se reflejó la presencia de estratos saturados, lo que aumentó las velocidades de las ondas elásticas de las segundas capas.

Tipo de cimentación

En base a la información topográfica y geológica-geotécnica obtenida en la investigación realizada, fueron determinados los parámetros para el diseño de las cimentaciones, analizando así dos alternativas de cimentación para cada una de las márgenes del río: directas en la margen izquierda; y directa y profunda en la margen derecha.

Según los valores de los ensayos de sismica de refracción en base a los criterios descritos en la metodología, fueron obtenidas las características físico-mecánicas de los estratos, donde se ha proyectado cimentar el puente. Estas características se resumen a continuación:

- **Margen izquierda**

Alternativa 1.

Cimentación directa sobre roca: a los 5.5 m de profundidad de la cota natural del terreno, desplantada con zapata corrida bajo los estribos, sobre el estrato de la arenisca densa con velocidad de propagación de la onda sísmica del orden de los 2500 m/s (10.53 m desde la cota de subrasante).

Para calcular la carga admisible se utilizó el método analítico desarrollado por Serrano y Olalla (2001). Las fórmulas aplicadas para este método están expuestas en el anexo 19.

Cabe recalcar que, durante el ensayo de sismica de refracción solo fueron medidas las velocidades de ondas longitudinales.

Sondeo	Capacidad de carga
CAPA N.º 3	
ESPESOR No delimitado	
Velocidad longitudinal (m/s):	Módulo elástico dinámico (Gpa)
2500,00	6,59
Coefficiente de Poisson	R.M.R.
0,4	51,64
Velocidad transversal (m/s):	Parámetro de Hoek m_0 Tipo de roca
1020,62	19,00 Arenisca
Peso volumétrico (g/cm ³)	Factor N_s
2,26	1,80
Módulo elástico dinámico (kg/cm ²)	Carga de hundimiento Ph
67201,84	205,72 kg/cm ²
Módulo elástico estático (kg/cm ²)	Coefficiente de seguridad $F_m \times F_p$
42928,69	30
Compresión simple o	Carga admisible
Resistencia uniaxial (kg/cm ²)	6,9 kg/cm²
114,29	

Alternativa 2.

Cimentación directa sobre suelo: a los 4 m de profundidad de la cota natural del terreno (9.03 m desde la cota de subrasante), con zapata corrida sobre el suelo limo arcilloso con velocidad de la onda de 830 m/s.

Sondeo	Capacidad de carga
CAPA N.º 2	
ESPESOR 4.4 m	
Velocidad longitudinal (m/s): 830,00	Asentamiento (cm): 2,5
Coefficiente de Poisson 0,47	Ancho del cimiento (cm): 450
Velocidad transversal (m/s): 197,47	
Peso volumétrico (g/cm ³) 1,74	q _{ad} = 1,38 kg/cm ²
Módulo elástico dinámico (kg/cm ²) 2031,69	Ancho del cimiento (cm): 350
Módulo elástico estático (kg/cm ²) 792,45	q _{ad} = 1,78 kg/cm ²
Módulo de deformación (kg/cm ²) 193,88	
Número de golpes (SPT) Mindel 16	
Número de golpes (SPT) T. Imai 10	

- **Margen derecha**

Alternativa 1

Cimentación profunda: con pilote sobre el estrato denso de arenisca que se ubica a los 10.0 m de profundidad desde la cota natural del terreno (14.53 m desde la cota de subrasante).

La velocidad de la onda longitudinal a la profundidad de 10.0 m es de 2500 m/s. Según las correlaciones establecidas a este nivel sobre el material de arenisca compacta corresponden 65 golpes del ensayo SPT, pero para el cálculo se asume rechazo en la prueba, por lo tanto N = 50.

La capacidad de punta de los pilotes individuales se determina de la siguiente manera:

$$Q_{p_{ADM}} = 0.3 \cdot 40 \cdot N \cdot A_p, \text{ para pilote hincado}$$

Sección (cm)	30 x 30	D = 30	35 x 35	D = 35	40 x 40	D = 40	45 x 45	D = 45
A_p (m ²)	0.090	0.0707	0.1225	0.0962	0.16	0.1256	0.2025	0.1590
$A_p \times N$ (T)	4.50	3.53	6.13	4.81	8.00	6.28	10.13	7.95
$Q_{p(u)}$ (T)	180.0	141.3	245.2	192.4	320.0	251.2	405.2	318.0
$Q_{p(adm)}$ (T)	54.00	42.39	73.56	57.72	96.00	75.36	121.56	95.40

Se debe considerar una fricción negativa en los pilotes, los mismos que tienen la punta en la cota 155.5 y la cabeza en la 159.5, por lo que su longitud es de 4,0 m.

$$f_n = A_L \times c = P \times L \times c, \text{ donde } c = 2.7 \text{ T/m}^2.$$

Sección (cm)	30 x 30	D = 30	35 x 35	D = 35	40 x 40	D = 40	45 x 45	D = 45
P (m)	1.2	0.9	1.4	1.1	1.6	1.3	1.8	1.4
$P \times L$ (m ²)	4.8	3.8	5.6	4.4	6.4	5.2	7.2	5.6
f_n (T)	13.0	10.2	15.1	11.9	17.3	14.0	19.4	15.1

Debido a que la cimentación se realiza en estrato duro de roca el asentamiento se considera despreciable y este depende del tipo de material del pilote.

Alternativa 2.

Cimentación directa sobre suelo: directa con zapata sobre el suelo limo arcilloso con velocidad de propagación de la onda sísmica de 1000 m/s a los 5 m de profundidad de la cota natural del terreno (9.03 m desde la cota de subrasante).

Sondeo

CAPA N.º 2
ESPESOR 8 m
Velocidad longitudinal (m/s):
1000,00
Coeficiente de Poisson
0,47
Velocidad transversal (m/s):
237,92
Peso volumétrico (g/cm³)
1,78
Modulo elástico dinámico (kg/cm²)
3021,60
Modulo elástico estático (kg/cm²)
1246,40
Modulo de deformación (kg/cm²)
286,40
Número de golpes (SPT) Mindel
21
Número de golpes (SPT) T. Imai
17

Capacidad de carga

Asentamiento inmediato (cm):
2,5
Ancho del cimiento (cm):
450

qad = 2,04 kg/cm²

Ancho del cimiento (cm):
350

qad = 2,63 kg/cm²

Cota de cimentación

Para la subestructura de acuerdo con las alternativas propuestas, las cotas de cimentación son las siguientes:

MARGEN IZQUIERDA	Abscisa	Cotas	
		Alternativa 1	Alternativa 2
	13+788,85	169,5	161,0

MARGEN DERECHA	Abscisa	Cotas	
		Alternativa 1	Alternativa 2
	13+805,25	166,5	161,0

3. Cálculo de capacidad portante en base a SPT

Con los datos de las perforaciones se realizaron los cálculos de la capacidad portante. A continuación se describe la estratigrafía del subsuelo en el perfil estratigráfico de acuerdo a los registros de las perforaciones (anexo 20).

PERFORACIÓN P1 (estribo margen derecha)

Se tiene un suelo limo arcilloso de tipo ML, entre las cotas 166.35 m y 162.85 m, así también un suelo limo inorgánico tipo MH entre las cotas 162.35 m y 156.85 m.

A partir de la cota 156.35 m a 154.85 m, se encuentra una arena limosa tipo SM. En lo que se refiere a las propiedades mecánicas del suelo desde la cota 165.35 a la 163.35 m, prácticamente la resistencia del terreno es baja por tener pocos números de golpes (N).

A partir de la cota 162.35 m las condiciones se mejoran y desde la cota 156.35 m los valores son aceptables.

PERFORACIÓN P2 (estribo margen izquierda)

Entre las cotas 166.280 m a 165.780 m existe una arena limosa SM; a partir de la cota 165.280 m a 161.780 m, el suelo es un limo inorgánico de baja plasticidad ML cuya resistencia es muy baja a excepción del suelo que se ubica en la cota 163.280 m.

A partir de la cota 161.780 m mejoran las condiciones físicas y mecánicas del suelo siendo este una arena limosa SM con una resistencia de números de golpes (N) alrededor de 20. Entre las cotas 166.280 m y 162.780 m prácticamente la resistencia del suelo es nula.

Para el cálculo de la capacidad portante, se recurrió a la siguiente técnica basada en la ecuación propuesta por Bowles (1977).

Según este autor los resultados obtenidos de tensión admisible arrojan buenos resultados tomando en cuenta un asiento que no sobrepase una pulgada (25,4 mm):

$$q_{adm} [KPa] = 11.98 * N_{corregido} * \left(\frac{B+0.3}{B} \right) * C_D \quad \text{para } B > 1.2m$$

Donde:

C_D , es un factor de empotramiento definido en la siguiente expresión:

$$C_D = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

Donde:

(Df) Profundidad del plano de cimentación

(B^*) Ancho equivalente del cimiento

$$N_{corregido} = N * C_n$$

El coeficiente (C_n) fue calculado por la ecuación propuesta por los autores Liao y Whitman (1985), lo que se consideró la más representativa:

$$C_n = \frac{1}{(Pa)^{0.5}}$$

Donde:

(Pa) Presión de confinamiento: $Pa = \frac{\gamma * Df}{P_{atm}}$

(γ) Peso específico del suelo [kg/cm^3]

(Df) Profundidad del plano de cimentación [cm]

(P_{atm}) Presión atmosférica ($1 kg/cm^2$)

Por ser el suelo arenoso limoso, para valores de N mayores a 15 y en presencia del nivel freático para cálculo de $N_{corregido}$ se utilizó la siguiente fórmula:

$$N_{\text{corregido}} = 15 + \frac{N-15}{2}$$

A continuación se desarrollaron los cálculos respectivos para cada uno de los estribos.

- **Margen izquierda**

Alternativa 1

Cimentación superficial: a una profundidad de 6.50 m

a) $(B) = 3.50m$

Nivel freático = 3.00m

$$(\gamma_{\text{saturado}}) = 1.90 \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm}^3} \right] \rightarrow 0.0019 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right]$$

$$(\gamma_{\text{sumergido}}) = 0.90 \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm}^3} \right] \rightarrow 0.0009 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right]$$

$$(Pa) = (\gamma * Df) / P_{\text{atm}} \quad (\text{sin nivel freático})$$

$$(Pa) = \frac{(\gamma_{\text{saturado}} - \gamma_{\text{agua}}) * Df}{P_{\text{atm}}} \quad (\text{con nivel freático})$$

Cálculo de capacidad portante								
COTAS	PROF.	Pa	N	CD	Cn	N corregido	q (adm)	q (adm)
(m)	(m)	(kg/cm ²)	(golpes)	factor	factor	Cn * N	(KPa)	kg/cm ²
166,28	1,00	0,19	-	-	-	-	-	-
165,78	1,50	0,29	2	1,14	1,8732	4	51,32	0,52
165,28	2,00	0,38	2	1,19	1,6222	3	46,28	0,47
164,78	2,50	0,48	3	1,24	1,4510	4	64,55	0,66
164,28	3,00	0,57	3	1,28	1,3245	4	61,17	0,62
163,78	3,50	0,32	1	1,33	1,7817	2	28,44	0,29
163,28	4,00	0,36	2	1,33	1,6667	3	53,20	0,54
162,78	4,50	0,41	2	1,33	1,5713	3	50,16	0,51
162,28	5,00	0,45	8	1,33	1,4907	12	190,34	1,94
161,78	5,50	0,50	13	1,33	1,4213	18	294,91	3,01
161,28	6,00	0,54	56	1,33	> 15	36	566,61	5,78
160,78	6,50	0,59	60	1,33	> 15	38	598,53	6,10

b) $(B) = 4.50m$

$Nivel\ freático = 3.00m$

$(\gamma_{saturado}) = 1.90 \left[\frac{ton}{cm^3} \right] \rightarrow 0.0019 \left[\frac{kg}{cm^3} \right]$

$(\gamma_{sumergido}) = 0.90 \left[\frac{ton}{cm^3} \right] \rightarrow 0.0009 \left[\frac{kg}{cm^3} \right]$

$(Pa) = (\gamma * Df) / P_{atm}$ (sin nivel freático)

$(Pa) = \frac{(\gamma_{saturado} - \gamma_{agua}) * Df}{P_{atm}}$ (con nivel freático)

Cálculo de capacidad portante								
COTAS	PROF.	Pa	N	CD	Cn	N corregido	q (adm)	q (adm)
(m)	(m)	(kg/cm ²)	(golpes)	factor	factor	Cn * N	(KPa)	kg/cm ²
166,28	1,00	0,19	-	-	-	-	-	-
165,78	1,50	0,29	2	1,11	1,8732	4	49,88	0,51
165,28	2,00	0,38	2	1,15	1,6222	3	44,63	0,45
164,78	2,50	0,48	3	1,18	1,4510	4	61,79	0,63
164,28	3,00	0,57	3	1,22	1,3245	4	58,15	0,59
163,78	3,50	0,32	1	1,26	1,7817	2	26,86	0,27
163,28	4,00	0,36	2	1,33	1,6667	3	53,18	0,54
162,78	4,50	0,41	2	1,33	1,5713	3	50,14	0,51
162,28	5,00	0,45	8	1,33	1,4907	12	190,27	1,94
161,78	5,50	0,50	13	1,33	1,4213	18	294,80	3,01
161,28	6,00	0,54	56	1,33	> 15	36	566,39	5,77
160,78	6,50	0,59	60	1,33	> 15	38	598,30	6,10

- **Margen derecha**

Alternativa 1

Cimentación directa: a una profundidad de 11.5 m.

a) $(B) = 3.50m$

$Nivel\ freático = 1.50m$

$$(\gamma_{\text{saturado}}) = 1.90 \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm}^3} \right] \rightarrow 0.0019 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right]$$

$$(\gamma_{\text{sumergido}}) = 0.90 \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm}^3} \right] \rightarrow 0.0009 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right]$$

$$(Pa) = (\gamma * Df) / P_{\text{atm}} \quad (\text{sin nivel freático})$$

$$(Pa) = \frac{(\gamma_{\text{saturado}} - \gamma_{\text{agua}}) * Df}{P_{\text{atm}}} \quad (\text{con nivel freático})$$

Cálculo de capacidad portante								
COTAS	PROF.	Pa	N	CD	Cn	N corregido	q (adm)	q (adm)
(m)	(m)	(kg/cm ²)	(golpes)	factor	factor	Cn * N	(KPa)	kg/cm ²
166,35	0,00	0,00	-		-	-	-	-
165,35	1,00	0,19	2	1,09429	2,2942	5	60,25	0,61
164,85	1,50	0,29	2	1,14143	1,8732	4	51,32	0,52
164,35	2,00	0,18	2	1,18857	2,3570	5	67,24	0,69
163,85	2,50	0,23	2	1,23571	2,1082	4	62,53	0,64
163,35	3,00	0,27	2	1,28286	1,9245	4	59,26	0,60
162,85	3,50	0,32	9	1,33	1,7817	16	255,94	2,61
162,35	4,00	0,36	9	1,33	1,6667	15	239,41	2,44
161,85	4,50	0,41	9	1,33	1,5713	14	225,72	2,30
161,35	5,00	0,45	9	1,33	1,4907	13	214,14	2,18
160,85	5,50	0,50	16	1,33	> 15	16	247,39	2,52
160,35	6,00	0,54	6	1,33	1,3608	8	130,32	1,33
159,85	6,50	0,59	8	1,33	1,3074	10	166,94	1,70
159,35	7,00	0,63	8	1,33	1,2599	10	160,87	1,64
158,85	7,50	0,68	23	1,33	> 15	19	303,25	3,09
158,35	8,00	0,72	11	1,33	1,1785	13	206,91	2,11
157,85	8,50	0,77	14	1,33	1,1433	16	255,48	2,60
157,35	9,00	0,81	11	1,33	1,1111	12	195,08	1,99
156,85	9,50	0,86	12	1,33	1,0815	13	207,13	2,11
156,35	10,00	0,90	13	1,33	1,0541	14	218,71	2,23
155,85	10,50	0,95	18	1,33	> 15	17	263,35	2,68
155,35	11,00	0,99	48	1,33	> 15	32	502,76	5,13
154,85	11,50	1,04	53	1,33	> 15	34	542,66	5,53

$$b) \quad (B) = 4.50m$$

$$Nivel\ freático = 1.50m$$

$$(\gamma_{saturado}) = 1.90 \left[\frac{ton}{cm^3} \right] \rightarrow 0.0019 \left[\frac{kg}{cm^3} \right]$$

$$(\gamma_{sumergido}) = 0.90 \left[\frac{ton}{cm^3} \right] \rightarrow 0.0009 \left[\frac{kg}{cm^3} \right]$$

$$(Pa) = (\gamma * Df) / P_{atm} \quad (sin\ nivel\ freático)$$

$$(Pa) = \frac{(\gamma_{saturado} - \gamma_{agua}) * Df}{P_{atm}} \quad (con\ nivel\ freático)$$

Cálculo de capacidad portante								
COTAS	PROF.	Pa	N	CD	Cn	N corregido	q (adm)	q (adm)
(m)	(m)	(kg/cm ²)	(golpes)	factor	factor	Cn * N	(KPa)	kg/cm ²
166,35	0,00	0,00	-		-	-	-	-
165,35	1,00	0,19	2	1,07333	2,2942	5	59,08	0,60
164,85	1,50	0,29	2	1,11	1,8732	4	49,88	0,51
164,35	2,00	0,18	2	1,14667	2,3570	5	64,84	0,66
163,85	2,50	0,23	2	1,18333	2,1082	4	59,85	0,61
163,35	3,00	0,27	2	1,22	1,9245	4	56,33	0,57
162,85	3,50	0,32	9	1,25667	1,7817	16	241,74	2,46
162,35	4,00	0,36	9	1,33	1,6667	15	239,32	2,44
161,85	4,50	0,41	9	1,33	1,5713	14	225,63	2,30
161,35	5,00	0,45	9	1,33	1,4907	13	214,05	2,18
160,85	5,50	0,50	16	1,33	> 15	16	247,30	2,52
160,35	6,00	0,54	6	1,33	1,3608	8	130,27	1,33
159,85	6,50	0,59	8	1,33	1,3074	10	166,88	1,70
159,35	7,00	0,63	8	1,33	1,2599	10	160,81	1,64
158,85	7,50	0,68	23	1,33	> 15	19	303,14	3,09
158,35	8,00	0,72	11	1,33	1,1785	13	206,83	2,11
157,85	8,50	0,77	14	1,33	1,1433	16	255,38	2,60
157,35	9,00	0,81	11	1,33	1,1111	12	195,00	1,99
156,85	9,50	0,86	12	1,33	1,0815	13	207,05	2,11
156,35	10,00	0,90	13	1,33	1,0541	14	218,63	2,23
155,85	10,50	0,95	18	1,33	> 15	17	263,25	2,68
155,35	11,00	0,99	48	1,33	> 15	32	502,57	5,12
154,85	11,50	1,04	53	1,33	> 15	34	542,46	5,53

Alternativa 2.

Cimentación profunda: a una profundidad de 11.5 m. Pilotes hincados que trabajan a la punta.

Para el cálculo del diseño de pilotes se uso la siguiente expresión:

$$Q_{p(u)} = \sigma * N_q * Ab$$

Donde:

σ , presión efectiva a la profundidad del desplante de un pilote hincado.

N_q , factor de capacidad de carga que se encuentra en función ϕ ángulo de fricción interna.

Ab , área del pilote.

$$N_{\text{corregido}} = 34$$

$$\phi = (12 * N_{\text{corregido}})^{1/2} + 25 \text{ (autor Dunham)}$$

$$\phi = 45.20^\circ$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \phi} \cdot t g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = 139.22$$

Cimentación profunda (pilotes)				
Sección (cm)	D = 30 cm	D = 35 cm	D = 40 cm	D = 45 cm
Ab (m ²)	0.0707	0.0962	0.1256	0.1590
Q _{p(u)} (T)	102.34	139.30	181.95	230.28
Factor de seguridad	3	3	3	3
Q _{p(adm)} (T)	34.11	46.43	60.65	76.76

4. Cálculo de capacidad portante en base al ensayo triaxial

Con las muestras inalteradas obtenidas en el campo, se realizaron los ensayos en el laboratorio. Los registros y gráficos están expuestos en el anexo 21 y los resultados son los siguientes:

Ensayo de Mohr					
ENSAYO	PRESIÓN LATERAL	TENSIÓN DESVIANTE	PRESIÓN DE ROTURA	Centro de círculo	Radio de círculo
N.º	kg/cm ² σ_1	kg/cm ²	kg/cm ² σ_3	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$
1	0	8.370	8.370	4.185	4.185
2	1	11.88	12.88	6.938	5.938
3	2	15.486	17.486	9.743	7.743

Según el diagrama de Mohr los datos obtenidos fueron:

$$\text{Cohesión}(C)=1.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ángulo de fricción interna}(\varphi)=39^\circ$$

Con estos datos se procedió a realizar el cálculo de capacidad portante del terreno para la cimentación del puente en la margen derecha a una profundidad de 5.00 m. Se utilizo el método de Meyerhof.

Se obtuvo dos opciones con respecto a las dimensiones de cimentación:

Cimentación cuadrada de (3.50 * 3.50) m

Cimentación cuadrada de (4.00 * 4.00) m

Margen derecha Cimentación superficial

a) Para una cimentación cuadrada de 3.50 m *3.50 m		
$qu = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$		
Fórmulas según Meyerhof		
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \emptyset$ 73.50977	$N_q = e^{\pi \cdot \tan \emptyset} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$ 62.18085	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\emptyset)$ 105.16856
$S_c = 1 + 0.2 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.91021	$S_q = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.45510	$S_\gamma = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.45510
$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.60952	$d_q = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.30176	$d_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.30176
$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$		4.55104
(C) $\left[\frac{kg}{m^2} \right]$ 19800	(\emptyset) 39° 46' 12"	(γ) $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$ 1936.67578
(B) 3.50 m	(L) 3.50 m	(Df) 5.00 m
(qu)=	6290.63393 [KPa]	6.41247 $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
F. S.		3
(qadm)		

b) Para una cimentación cuadrada de 4.50 m *4.50 m		
$qu = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$		
Fórmulas según Meyerhof		
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \emptyset$ 73.50977	$N_q = e^{\pi \cdot tg \emptyset} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$ 62.18085	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\emptyset)$ 105.16856
$S_c = 1 + 0,2 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.91021	$S_q = 1 + 0,1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.45510	$S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}$ 1.45510
$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.47407	$d_q = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.23703	$d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{D_f}{B}$ 1.23703
$Kp = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$		4.55104
(C) $\left[\frac{kg}{m^2} \right]$ 19800	(\emptyset) 39° 46' 12"	(γ) $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$ 1936.67578
(B) 4.50 m	(L) 4.50 m	(Df) 5.00 m
(qu)=	60007.06736 [KPa]	6.12341 $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
F.S.	3	
(qadm)	2.04114 $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	

5. Análisis de los resultados de capacidad portante según los diferentes métodos

- **Geofísico**

Del cálculo de la capacidad portante por el método geofísico se obtuvo el siguiente resultado:

Margen Izquierda. Cimentación directa:

Alternativa 1. A una profundidad de 5.5 m, sobre estrato rocoso de arenisca

ρ_c (kg/cm ³)	RMR (%)	Ph (kg/cm ²)	FS	q_{adm} (kg/cm ²)
114.29	51.64	205.72	30	6.9

Alternativa 2. A una profundidad 4 m, sobre estrato de suelo

Velocidad de la onda sísmica longitudinal, m/s	Asentamiento asumido, cm	N, número de golpes	Ancho de la zapata, m	q_{adm} (kg/cm ²)
830	2.5	10-16	4.50	1.38
830	2.5	10-16	3.50	1.78

Margen Derecha

Alternativa 1. Cimentación profunda sobre estrato rocoso a una profundidad de 10 m

Sección (cm)	D = 30	D = 35	D = 40	D = 45
$Q_{p(adm)}(T)$, pilote hincado	32.19	45.8	61.36	80.3

D – diámetro.

Alternativa 2. Cimentación directa sobre suelo a una profundidad de 5 m

Velocidad de la onda sísmica longitudinal, m/s	Asentamiento asumido, cm	N, número de golpes	Ancho de la zapata, m	q_{adm} (kg/cm ²)
1000	2.5	17-21	4.50	2.04
1000	2.5	17-21	3.50	2.63

La capacidad de carga admisible es la neta y es para sollicitación estática; para cargas accidentales, se podrá incrementar en un 20%.

La capa superior de arcilla, provocará una fricción negativa en el caso de la cimentación profunda, generando una carga adicional que fue tomada en consideración para el cálculo.

- **SPT (Ensayo de Penetración Estándar)**

El cálculo de la capacidad portante del terreno por el ensayo SPT, arrojó los siguientes resultados:

Margen Izquierda

Alternativa 1. Cimentación superficial a una profundidad de 6.50 m

Perforación P2			
Cotas	Cimiento	Profundidad	q (adm) kg/cm²
166.28 m	3.50 m*3.50 m	6.50 m	6.10
160.78 m	4.50 m*4.50 m	6.50 m	6.10

Margen Derecha

Alternativa 1. Cimentación directa a una profundidad de 5.00 m

Perforación P1			
Cotas	Cimiento	Profundidad	q (adm) kg/cm²
166.35 m	3.50 m*3.50 m	5.00 m	2.18
154.85 m	4.50 m*4.50 m	5.00 m	2.18

Alternativa 2. Cimentación profunda a una profundidad de 11.50 m

Cimentación profunda (pilotes)				
Sección (cm)	D = 30 cm	D = 35 cm	D = 40 cm	D = 45 cm
$Q_{p(adm)} (T)$	34.11	46.43	60.65	76.76

- **ENSAYO TRIAXIAL**

Para realizar el ensayo triaxial fue obtenida la muestra inalterada de la margen derecha del río Maicito y en base a esta muestra se obtuvo el siguiente resultado:

Margen Derecha

Cimentación superficial a una profundidad de 5.00 m

Capacidad portante (ensayo triaxial)	
$\gamma = 1936.67578 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$	
$(Df) = 5.00 \text{ [m]}$	$(\phi) = 39^\circ 46' 12''$
$B = 3.50 \text{ [m]}$	$C = 19800 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
$(q_{adm}) = 2.13 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	
$B = 4.50 \text{ [m]}$	$C = 19800 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
$(q_{adm}) = 3.0 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	

CAPÍTULO 6

Comparación económica entre los métodos

1. Análisis de costos del ensayo de sísmica de refracción

Para el análisis económico en este ensayo se considero los costos de equipo, movilización, subsistencia, honorarios y la elaboración del informe técnico, en un solo rubro:

Concepto:	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US \$)	Costo total (US \$)
Líneas sísmicas	m	180	12	2160
Total				2160

2. Análisis de costos del ensayo SPT

A continuación se detallan los rubros para la elaboración de este ensayo.

Costos de equipo				
Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US \$)	Costo total (US \$)
Perforación en suelo incluido ensayo SPT de 0 a 6 m de profundidad	m	12	20	240
Perforación en suelo incluido ensayo SPT de 6 a 10 m de profundidad	m	6	25	150
Clasificación AASHTO y SUCS (incluye humedad, granulometría y límites)	global	18	12	216
Total				606

Los costos del personal técnico se derivan en la subsistencia, honorarios y el informe técnico. A continuación se describe estos valores.

Costos adicionales para ensayo SPT				
Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US \$)	Costo total (US \$)
Transporte del equipo y personal.	día	4	100	400
Subsistencia del personal				
Ingeniero de campo	día	4	50	200
Personal para el equipo de perforación	día	4	30	120
Honorarios del personal				
Ingeniero de campo	día	4	50	200
Personal para el equipo de perforación	m	18	7	126
Informe técnico	global	1	1000	1000
Total				2046

Costo total del ensayo de penetración estándar:

Costo del Ensayo SPT, (US \$)	
COSTOS DE EQUIPO	606
COSTOS ADICIONALES	2046
Total	2652

3. Análisis de costos del ensayo triaxial

A continuación se detallan los rubros necesarios para el ensayo triaxial.

Costos de equipo.				
Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US \$)	Costo total (US \$)
Clasificación AASHTO y SUCS (incluye humedad, granulometría y límites)	global	7	12	84
Perforación en suelo de 0 a 6 m de profundidad	m	5	20	200
Toma de muestra en perforaciones (tubo shelby $\Phi = 10$ cm)	U	1	30	30
Compresión simple en suelo	ensayo	1	15	15
Compresión triaxial "UU"	ensayo	1	60	60
Total				389

Todos los costos adicionales tales como movilización, subsistencia, honorarios y la elaboración del informe técnico, son:

Costos adicionales para ensayo SPT				
Concepto	Unidad	Cantidad	Costo unitario (US \$)	Costo total (US \$)
Transporte del equipo y personal	día	3	100	300
Subsistencia del personal				
Ingeniero de campo	día	3	50	150
Personal para el equipo de perforación	día	3	30	90
Honorarios del personal				
Ingeniero de campo	día	3	50	150
Personal para el equipo de perforación	m	18	7	126
Informe técnico	global	1	1000	1000
Total				1816

Costos totales para la ejecución del ensayo triaxial:

Costo del Ensayo TRIAXIAL (US \$)	
COSTOS DE EQUIPO	389
COSTOS ADICIONALES	1816
Total	2205

4. Resultados del análisis de costos

Del trabajo realizado en este análisis se obtuvo como resultado el siguiente cuadro de precios:

Análisis Económico, (US \$)	
ENSAYO GEOFÍSICO	2160
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR	2652
ENSAYO TRIAXIAL	2205

La relación entre los costos del ensayo geofísico en comparación a los otros ensayos tiene como promedio un 20% de diferencia.

Como se puede apreciar no existe mucha diferencia entre los precios, pero el ensayo de refracción sísmica tiene la ventaja de ser más rápido y puede cubrir extensiones de terreno grandes.

Cabe recalcar que para el ensayo SPT y el ensayo triaxial, se puede aprovechar las perforaciones del ensayo SPT para obtener las muestra inalteradas que serán analizadas en el laboratorio en el ensayo triaxial, por consiguiente se reduce los costos en relación a estos ensayos.

CAPÍTULO 7

Evaluación de impactos ambientales en la ejecución de los ensayos por los métodos investigados

1. Consideraciones generales

Para efectos del presente estudio se entenderá por Estudio de Impacto Ambiental (EIA) al estudio técnico, que se lo realizó como parte del proceso de toma de decisiones, para predecir los impactos ambientales que pueden derivarse en la práctica de los ensayos de cada uno de los métodos. Y proponer medidas para prevenir, mitigar y/o controlar dichos impactos.

El presente EIA es el instrumento de gestión de las actividades propuestas en el sitio donde se realizó los ensayos para la determinación de la capacidad portante en la construcción del puente sobre el río Maicito y de los efectos directos o indirectos previsibles de dicha actividad en el medioambiente físico y biológico, a corto y largo plazo, así como la evaluación técnica de los mismos. El ámbito del estudio ambiental en la presente investigación acude a toda la legislación vigente, además la diferencia entre el ámbito físico y biológico.

1.1. Marco legal

La presente investigación involucra un EIA del puente sobre el río Maicito que se encuentra ubicado en el km 13+780

vía a Chone, en el tramo El Carmen-La Crespa, y se desarrolló basándose en la aplicación del siguiente marco legal ambiental:

- La Constitución Política de la República del Ecuador, R. O. N.º 1, del 11/08/1998.
- Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente Ambiental, Título IV, Reglamento a la Ley de Gestión Ambiental para la Prevención de la Contaminación Ambiental.
- Reglamento para la Prevención de la Contaminación Ambiental en lo relativo al recurso suelo, Acuerdo Ministerial N.º 14629, R. O. N.º 989, del 30-07-1992.

En la realización del estudio de impacto ambiental no se contó con una legislación medioambiental ni con ordenanzas requeridas para mejorar la calidad medioambiental del sitio y de sus habitantes por que no existen en el medio.

1.2. Inventario ambiental del sitio donde se realizó los ensayos

Se considera principalmente el estado actual de los factores ambientales del área de influencia sobre el río Maicito.

Para la presente investigación se tomó en cuenta la información recopilada la misma que se ha detallado en capítulos anteriores sobre cambios que se han producido en:

- El entorno geológico
- El relieve de la zona
- Uso y calidad de los suelos
- Hidrología y
- Climatología

2. Identificación, análisis y valoración de los posibles impactos en cada ensayo

Su identificación y valorización se lo realizó mediante las elaboraciones de matrices.

- Causa-efecto.
- Matrices de Leopold modificada, diseñadas a partir de estudios de impacto ambiental de una mina de fosfatos de California. Consiste en un cuadro de doble entrada cuyas columnas están encabezadas por una amplia relación de factores ambientales y cuyas entradas por filas están ocupadas por otra relación de acciones causa de impacto; ambas listas de factores y acciones tienen carácter de listas de chequeo entre los que seleccionan los relevantes para cada caso.

El análisis de estas matrices de la ejecución de los ensayos de suelos, se determinó que no existe ningún impacto calificado como severo o crítico.

Los impactos sobre el aire, el impacto sonoro y el impacto sobre el suelo se estiman como moderados y de signo negativo. Los impactos sobre el agua, el paisaje se califican como compatibles y de signo negativo. El impacto socioeconómico es el único calificado con positivo y compatible.

En el resto de los factores estudiados se han calificado como nulos, puesto que la ejecución de los ensayos no va a suponer una incidencia significativa sobre ellos.

2.1. EIA del ensayo de sismica de refracción por el método geofísico

El estudio de impactos ambientales en el método geofísico de sismica de refracción, la magnitud de los factores es variable, siendo afectados:

- Para el impacto sonoro, puesto que durante el ensayo se van a producir grandes incrementos del nivel de ruido, a consecuencia de la fuente sonora (golpes, explosiones, disparos), para la realización del ensayo en la obtención de ondas. Para el impacto sobre el suelo debido a que van a llevarse a cabo acciones que pueden afectarle en su estado natural.
- Para el impacto sobre el aire ya que se verán incrementados los niveles de partículas en suspensión durante la ejecución de las obras; y para el impacto socioeconómico, va a repercutir positivamente en la economía local al crear puestos de trabajos directos e indirectos en el sitio.

Se identifican los impactos y se presentan en el cuadro N.º 1 de Leopold modificada, y cuadro N.º 2 de causa-efecto, para el periodo cuando se realiza cada uno de los ensayos.

**CUADRO N.º 1 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS
ENSAYOS DE ESTUDIOS DE SUELOS
PUENTE SOBRE EL RÍO MAICITO POR EL MÉTODO GEOFÍSICO**

ELEMENTOS AMBIENTALES													
Físicos	Suelo											TOTALES	
	Agua												
	Aire												
	Paisaje												
Bióticos	Ambientes												
	Fauna												
	Flora												
Socio-Cult.	Salud y seguridad												
	Condiciones de vida												
	Aspectos culturales												
	Empleo												
Importancia relativa de los elementos evaluados		3	1	3	3	3	2	3	3	3	3		3
ACTIVIDADES													
Operación	Ubicación y accesos	9	0	-3	-3	-6	-6	-9	-9	0	-6	-9	-42
	Desbroce y limpieza	12	0	-3	-3	-6	0	-9	-9	0	0	-12	-30
	Replanteo y nivelación	6	0	0	0	0	-3	-3	-3	0	-3	-3	-9
	Movimientos de tierra	27	0	-3	-3	-9	-6	-6	-12	-6	-9	-27	-54
	Excavaciones	21	0	0	-3	-6	-6	-3	-6	-6	-3	-27	-39
	Instalaciones de equipo eléctrico	9	0	0	0	-3	-3	0	0	-3	-3	-3	-6
	Estudios de suelos	15	0	0	0	-3	-3	0	0	-3	-3	-3	0
Abandono	Relleno de espacios	27	0	3	3	3	3	3	3	3	3	9	60
	Readecuación del área	6	0	0	0	3	3	3	3	0	0	9	27
	Manejo de desechos	6	0	0	0	6	6	6	6	6	6	6	48
	Regeneración vegetal	0	0	0	0	9	3	3	6	0	0	6	27
TOTALES		138	0	-6	-9	-12	-12	-15	-21	-9	-18	-54	

Valoración de factores										
(+)	Efecto positivo			Importancia relativa de los elementos						
(-)	Efecto negativo			1		2			3	
Nivel de efecto de actividades										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Identificación de actividades										
+/- (0-100) Menor				+/- (100-200) Media				+/- (200-300) Mayor		

CUADRO N.º 2 CAUSA-EFECTO

EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES por el ensayo de sísmica de refracción

Medioambiente											
Actividades	Aspectos físicos			Aspectos bióticos			Aspectos socioculturales				
	Suelo	Agua	Aire	Flora	Fauna	Salud-Seguridad	Culturales	Empleo			
Operación	Ubicación y accesos	A. C. 1. T. M.	A. C. 1. T. O.	-	D. C. 2. T. O.	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Desbroce y limpieza	D. C. 3. T. O.	A. C. 1. T. M.	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 2. T. O.	-	B. C. 2. T. O.			
	Replanteo y nivelación	A. N. 1. T. O.	-	-	D. C. 2. T. O.	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Movimientos de tierra	D. C. 2. T. M.	A. C. 2. T. O.	D. C. 2. T. M.	D. C. 2. T. O.	A. C. 2. T. M.	-	B. C. 2. T. O.			
	Excavaciones	D. C. 3. T. M.	-	-	A. C. 1. T. M.	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Instalaciones de equipo eléctrico	B. 1. 1. T. O.	-	-	-	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Estudios de suelos	B. C. 1. T. O.	-	-	-	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Relleno de espacios	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	-	B. C. 2. T. O.			
	Readecuación del área	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 1. T. M.	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.			
	Manejo de desechos	A. C. 1. T. M.	A. C. 2. T. M.	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.			
Regeneración vegetal	B. P. 3. U. M.	B. P. 3. U. L.	B. P. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	-	B. P. 2. U. M.	B. C. 2. T. O.			

Categorización de las actividades		
B = Benéfica	A = Alteración intrascendente del medioambiente	
C = Cierta	D = Deprimente para el medioambiente	
1 = Menor	P = Probable	I = Improbable
T = Temporal	2 = Moderado	3 = Mayor grado de impacto
O = Inmediato	U = Permanente en duración	4 = Severo
L = Largo plazo		
Grado de impacto ambiental		
Menor	Moderado	Mayor
Menor	Moderado	Mayor

2.2. EIA del ensayo SPT por el método semidirecto

El estudio de impactos ambientales en el método SPT y la magnitud de los factores son variables.

- El impacto sonoro, durante el ensayo cuando se produzca los golpes de martillo para desarrollar el ensayo, ya que estos son numerosos y constantes, afectando así el ruido habitual del sitio.
- El impacto en el suelo, ya que se van a producir perforaciones hasta el nivel que el ensayo amerite, son dos las perforaciones que se realizarán para la elaboración de este ensayo.
- El impacto en el aire, en el momento de la operación del ensayo se produce dispersión de las partículas, afectando así el estado habitual del aire en el sitio; y el impacto socioeconómico, no será tan positivo al no generar mucho empleo, ya que se debe tener un adecuado y preparado equipo humano para la operación de este ensayo.

A continuación se presenta en el cuadro N.º 3 de Leopold modificada la identificación de impactos.

Y en el cuadro N.º 4 la matriz causa-efecto para el periodo cuando se realiza cada uno de los ensayos.

MATRIZ N.º 3 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS
ENSAYOS DE ESTUDIOS DE SUELOS
PUENTE SOBRE EL RÍO MAICITO POR EL MÉTODO SEMIDIRECTO

ELEMENTOS AMBIENTALES												TOTALES	
Físicos	Suelo												
	Agua												
	Aire												
	Paisaje												
Bióticos	Ambientes												
	Fauna												
	Flora												
Socio-Cult.	Salud y seguridad												
	Condiciones de vida												
	Aspectos culturales												
	Empleo												
Importancia relativa de los elementos evaluados		3	1	3	3	3	2	3	3	3	3	3	
ACTIVIDADES													
Operación	Ubicación y accesos	9	0	-3	-3	-6	-6	-9	-9	0	-6	-9	-42
	Desbroce y limpieza	12	0	-3	-3	-6	0	-9	-9	0	0	-12	-30
	Replanteo y nivelación	3	0	0	0	0	-3	-3	-3	0	-3	-3	-12
	Excavaciones	6	0	0	0	-3	-6	-3	-3	0	0	-6	-15
	Perforaciones	30	0	0	-3	-15	-6	-12	-12	-6	-6	-30	-60
	Instalaciones de equipo mecánico	9	0	0	0	-3	-3	0	0	-3	-3	-3	-6
	Estudios de suelos	30	0	0	0	-3	-3	0	0	-3	-3	-3	15
Abandono	Relleno de espacios	12	0	3	3	3	3	3	3	3	3	3	39
	Readecuación del área	6	0	0	0	3	3	3	3	0	0	9	27
	Manejo de desechos	6	0	0	0	3	3	3	3	3	6	6	33
	Regeneración vegetal	0	0	0	0	3	3	9	6	0	0	12	33
TOTALES		123	0	-3	-6	-24	-15	-18	-21	-6	-12	-36	

Valoración de factores												
(+)	Efecto positivo			Importancia relativa de los elementos								
(-)	Efecto negativo			1			2			3		
Nivel de efecto de actividades												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
Identificación de actividades												
+/- (0-100) Menor				+/- (100-200) Media				+/- (200-300) Mayor				

MATRIZ N.º 4 CAUSA-EFECTO
EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES POR EL ENSAYO SPT

Actividades	Aspectos físicos			Aspectos bióticos			Aspectos socioculturales		
	Suelo	Agua	Aire	Flora	Fauna	Salud-Seguridad	Culturales	Empleo	
Operación	Ubicación y accesos	A. C. 1. T. O.	-	D. C. 2. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.	
	Desbroce y limpieza	A. C. 1. T. M	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 2. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.	
	Replanteo y nivelación	-	-	D. C. 2. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.	
	Excavaciones	-	D. C. 2. T. M	D. C. 2. T. O.	A. C. 2. T. M.	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.	
	Perforaciones	-	D. C. 2. T. M.	A. C. 1. T. M	-	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 2. T. O.	
	Instalaciones de equipo mecánico	-	-	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.	
	Estudios de suelos	-	-	A. C. 1. T. O.	-	-	-	B. C. 2. T. O.	
	Relleno de espacios	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	
	Readecuación del área	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. M	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	
	Manejo de desechos	A. C. 1. T. M.	A. C. 2. T. M.	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	
Regeneración vegetal	B. P. 3. U. M.	B. P. 3. U. L.	B. P. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. P. 2. U. M.	B. C. 2. T. O.	

Categorización de las actividades

B = Benéfica	A = Alteración intraspecífica del medioambiente		D = Deprimente para el medioambiente	
C = Cierta	P = Probable	I = Improbable	N = Desconoce ocurrencia	
I = Menor	2 = Moderado	3 = Mayor grado de impacto	4 = Severo	
T = Temporal	U = Permanente en duración			
O = Inmediato	M = Mediato			
Grado de impacto ambiental				
Menor	Moderado		Mayor	
Menor	Moderado		Mayor	

2.3. EIA del ensayo triaxial por el método en el laboratorio

Se lo realizó en el laboratorio con personal técnico, con todos los parámetros adecuados para obtener resultados confiables, desde el registro de datos hasta el cálculo de las variables que nos brinda el método.

Se obtuvo la muestra inalterada a la profundidad de 6.50 m (con equipo especial para tener una buena muestra).

A continuación se presenta en el cuadro N.º 5 la identificación de los impactos para el ensayo triaxial y en el cuadro N.º 6 causa-efecto de los impactos que lleva cada actividad para la ejecución del ensayo.

3. Conclusiones

1. La identificación de impactos ambientales se realizó a través del análisis de la interacción resultante entre las acciones impactantes del estudio y los factores ambientales de su entorno. Tomando en consideración la importancia del medio biótico, recurso suelo y otras circunstancias ambientales analizadas durante la caracterización del proceso de identificación de impactos, se procedió a valorar las actividades que se realizó en cada uno de los ensayos analizados.
2. El análisis de las matrices desarrolladas indica que los elementos ambientales afectados frecuentemente en todos los ensayos son el suelo, flora y la salud-seguridad del personal involucrado en la operación de los ensayos ya sea en campo como en el laboratorio.

MATRIZ N.º 5 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS
ENSAYOS DE ESTUDIOS DE SUELOS
PUENTE SOBRE EL RÍO MAICITO POR EL MÉTODO EN EL
LABORATORIO

ELEMENTOS AMBIENTALES													
Físicos	Suelo											TOTALES	
	Agua												
	Aire												
	Paisaje												
Bióticos	Ambientes												
	Fauna												
	Flora												
Socio-Cult.	Salud y seguridad												
	Condiciones de vida												
	Aspectos culturales												
	Empleo												
Importancia relativa de los elementos evaluados		3	1	3	3	3	2	3	3	3	3		
ACTIVIDADES													
Operación	Ubicación y accesos	9	0	-3	-3	-6	-6	-9	-9	0	-6	-9	-42
	Desbroce y limpieza	12	0	-3	-3	-6	0	-9	-9	0	0	-15	-33
	Excavaciones	6	0	0	0	0	-3	-3	-3	0	-3	-12	-18
	Instalación de equipo mecánico	6	0	0	0	-3	-6	-3	-3	0	0	-6	-15
	Extracción de muestra	30	0	0	-3	-15	-6	-12	-12	-6	-6	-30	-60
	Estudio de suelo en laboratorio	30	0	0	0	-3	-3	0	0	-3	-3	0	18
Abandono	Relleno de espacios	12	0	3	3	3	3	3	3	3	3	3	39
	Readecuación del área	6	0	0	0	3	3	3	3	0	0	9	27
	Manejo de desechos	6	0	0	0	3	3	3	3	3	6	6	33
	Regeneración vegetal	0	0	0	0	3	3	9	6	0	0	12	33
TOTALES		117	0	-3	-6	-21	-12	-18	-21	-3	-9	-42	

Valoración de factores									
(+)	Efecto positivo			Importancia relativa de los elementos					
(-)	Efecto negativo			1		2		3	
Nivel de efecto de actividades									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Identificación de actividades									
+/- (0-100) Menor				+/- (100-200) Media			+/- (200-300) Mayor		

MATRIZ N.º 6 CAUSA-EFECTO

EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES POR EL ENSAYO TRIAXIAL

Medioambiente

Actividades	Aspectos físicos				Aspectos bióticos			Aspectos socioculturales		
	Suelo	Agua	Aire	Flora	Fauna	Salud-Seguridad	Culturales	Empleo		
Operación	A. C. 1. T. M	A. C. 1. T. O.	-	D. C. 2. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.		
	D. C. 3. T. O.	A. C. 1. T. M.	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 2. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.		
	A. N. 1. T. O.	-	-	D. C. 2. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.		
	A. C. 2. T. M	-	-	D. C. 2. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.		
	D. C. 3. T. M.	-	A. C. 2. T. M	A. C. 1. T. M	A. C. 2. T. M	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 2. T. O.		
	B. I. 1. T. O.	-	-	-	-	A. C. 1. T. O.	-	B. C. 2. T. O.		
Abandono	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	-	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	B. C. 2. T. O.		
	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. M	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	B. C. 2. T. O.		
	A. C. 1. T. M.	A. C. 2. T. M.	A. C. 1. T. O.	D. C. 2. T. O.	A. C. 1. T. O.	A. C. 1. T. O.	B. C. 1. T. O.	B. C. 2. T. O.		
	B. P. 3. U. M.	B. P. 3. U. L.	B. P. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. C. 3. U. L.	B. P. 2. U. M.	B. C. 2. T. O.		

Categorización de las actividades

B = Benéfica	A = Alteración intrascentente del medioambiente		D = Deprimente para el medioambiente	
C = Cierta	P = Probable		I = Improbable	
I = Menor	2 = Moderado		3 = Mayor grado de impacto	
T = Temporal	U = Permanente en duración		4 = Severo	
O = Inmediato	M = Mediato		L = Largo plazo	
Grado de impacto ambiental				
Menor	Moderado	Mayor		
Menor	Moderado	Mayor		

3. Se observó también que los componentes ambientes y paisaje también serán afectados en su estado natural.
4. Los impactos positivos se evidencian en la generación de empleo en todas sus fases. En el campo puede intervenir personal de la zona para actividades donde no se requiere personal técnico ni calificado. En el laboratorio con la seguridad y las precauciones necesarias del personal. De los estudios realizados se determina, que en no afecta considerablemente al medioambiente del sitio o de la zona que lo rodea, su alteración es intranscendente, temporal, con una regeneración a corto plazo, y beneficioso que traerá comercio, turismo y comunicación de las poblaciones del sitio o de su alrededor.
5. De las evaluaciones de impactos ambientales por la realización de los ensayos antes analizados, determinamos que en ningún caso afectamos con consecuencias negativas que sobrepasen los límites de las leyes ambientales reconocidas en la Constitución de la República del Ecuador.

Conclusiones

En geotecnia se conoce la importancia vital que tiene un adecuado estudio del suelo en aquellas áreas seleccionadas para soportar cargas de considerable magnitud, y lo conveniente que resulta basar dichos estudios en dos o más métodos de investigación; por lo que es importante reconocer, la amplitud de los aportes de la geofísica prospectiva dentro de la ingeniería civil, en el conocimiento de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

El método de refracción sísmica cada vez recibe mas apoyo como prueba científicamente validada en el campo de la ingeniería civil para el análisis de las características físico-mecánicas del suelo; aunque es más común realizar los ensayos de penetración estándar (SPT), y ensayos triaxiales en el laboratorio por ser mas difundidos y normalizados.

En el SPT se obtiene la muestra alterada, lo que sirve para clasificar el suelo; los golpes no son válidos en materiales granulares gruesos y rocas. A veces no cumple con la seguridad de los resultados. En su defensa, hay que reconocer que es el más usado en todo el mundo, y también el más antiguo, lo que se traduce en mucha información disponible. Normalmente, si algo se mantiene durante tanto tiempo es porque su exactitud no ha sido superada, y porque es técnicamente fácil de realizar.

El ensayo triaxial en laboratorio plantea el inconveniente de que la muestra debe ser representativa del total del suelo, y que todo el suelo se encuentre en el mismo estado.

Principales limitaciones de los estudios geotécnicos convencionales es su carácter puntual y la imposibilidad física de realizarlos en cualquier sitio.

El método geofísico por refracción sísmica es un ensayo que permite, desde la superficie, medir la velocidad de propagación de ondas sísmicas en el terreno. Las ondas sísmicas se generan de forma artificial en un punto de la superficie del terreno y viajan en todas direcciones. El ensayo consiste en registrar los tiempos de viaje de las ondas hasta una serie de sensores o geófonos superficiales, instalados en una línea recta con origen en el punto de emisión.

El análisis de la información recogida permite conocer la variación de las velocidades de las ondas compresionales y de corte a una profundidad específica, así como también, la variación de los módulos de corte, Poisson y elasticidad de un estrato en particular, parámetros de fundamental importancia para el estudio de la respuesta de los suelos bajo excitación sísmica, dato que se puede correlacionar con el tipo de terreno. El método permite entonces obtener una caracterización aproximada del perfil de suelos existente en el sitio.

Los estudios se basaron sobre investigaciones geológicas y geotécnicas, con sondeos, pruebas in situ e investigaciones geofísicas.

Sobre las muestras extraídas de los sondeos se efectuaron también pruebas de laboratorio, y los resultados de todas estas investigaciones fueron relacionados determinando las más aceptables características mecánicas del sitio para la ampliación del puente sobre el río Maicito que a continuación se muestran.

- **Margen izquierda**

Cimentación directa a una profundidad de 6.50 m

ANÁLISIS TÉCNICO	
Ensayo geofísico	6.90 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$
Ensayo de penetración estándar	6.10 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$

- **Margen derecha**

Cimentación directa a una profundidad de 5.00 m

ANÁLISIS TÉCNICO	
Ensayo geofísico	2.04 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$
Ensayo de penetración estándar	2.18 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$
Ensayo triaxial	2.13 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$

Cimentación profunda (pilotes) a una profundidad de 11.50 m

ANÁLISIS TÉCNICO					
Ensayo:	Sección (cm)	D = 30 cm	D = 35 cm	D = 40 cm	D = 45 cm
Ensayo geofísico	$Q_{p(\text{adm})}$ (T)	32.19	45.8	61.36	80.3
Ensayo SPT	$Q_{p(\text{adm})}$ (T)	34.11	46.43	60.65	76.76

El análisis de costos realizado para cada ensayo, arrojó los siguientes resultados.

ANÁLISIS ECONÓMICO	
Ensayos	Precio (\$)
Geofísico	\$ 2160
Penetración Estándar	\$ 2652
Triaxial	\$ 2205

Cabe indicar que los costos del ensayo triaxial se ven reducidos por obtener en este estudio solo una muestra en la margen derecha.

Para la evaluación de impactos ambientales en cada uno de los ensayos ejecutados se determinó lo siguiente.

EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	
Ensayo geofísico	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo.
Ensayo de penetración estándar	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo.
Ensayo triaxial	Grado de impacto ambiental es menor, temporal, a corto plazo.

De todo lo anteriormente descrito se puede concluir que el ensayo de refracción sísmica es aceptable, confiable y recomendable para los cálculos de capacidades portantes para diferentes tipos de obras. Además, presentan resultados de los terrenos in situ sin provocar ningún tipo de cambios de las características y propiedades del mismo al ser golpeado como el ensayo de penetración estándar o extraído de su sitio natural para ensayos en el laboratorio (triaxial).

También, con el tiempo, la técnica de interpretación de los resultados de este ensayo está cada vez más perfeccionada.

Adicionalmente, la ejecución de algunos tipos de obra requiere conocer con mayor detalle las características geotécnicas del terreno, tanto para su mejor diseño como para minimizar el posible impacto en su entorno.

Recomendaciones

- En los resultados obtenidos de los cálculos de capacidad portante por cada uno de los métodos estudiados, realizar las correcciones y correlaciones adecuadas para obtener resultados confiables y seguros.
- Se enfatiza que se debe seguir realizando pruebas de comparaciones de resultados por los tres métodos en diferentes sitios con el objetivo de obtener más parámetros para llegar a una decisión que determine cual ensayo es el más adecuado. Ya que nuestro país es caracterizado por su geología variada y cambiante en cada región.
- Tener cuidado con los distintos tipos de suelos o rocas que pueden tener velocidad de propagación semejantes. Para resolver la incertidumbre es necesario contar con información geológica del sitio.
- Ser considerado como métodos complementarios de reconocimiento, por ser ejecutados en la superficie y no obtener muestras que nos ayuden a identificar el tipo de suelo. Debe ser acompañados por prospecciones directas y los datos obtenidos mediante estos sistemas refrendados y contrastados por los resultados de dichos ensayos. Esta misma recomendación servirá para realizar las correlaciones respectivas entre los parámetros obtenidos por los diferentes ensayos;

$$\boxed{V_p/V_s - \emptyset}; \boxed{V_p/V_s - C}; \boxed{V_p/V_s - N}; \boxed{V_p/V_s - E}; \text{ etc.}$$

- Se recomienda incluir más los ensayos de sísmica de refracción en las investigaciones par cálculos de capacidad portante de suelos y rocas.

Bibliografía

AGUILAR BARDALES, Z.

1992 *Seminario – Taller de Dinámica de Suelos, Ensayos de Prospección Sísmica / Ensayos de Microtrepidaciones.*

AGUILAR, R.

2000 *Implementación del sistema de adquisición de datos de prospección sísmica.* Tesis de Grado – Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

ALVA HURTADO, J.

1999 *Curso Taller – Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica.*

ASTM, Designation D 1586-84

1992 *Standard Test Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils.*

ASTM, Norma 1586

1964 *Método tentativo de ensayo de penetración y toma de muestras de suelo con tubo testigo hendido longitudinalmente.*

BOWLES, J.

1996 *Foundation Analysis and Design* (5th Edition), pp. 154-166.

BRAJA M., Das

2006 *Principios de ingeniería de cimentaciones*, (4.^a edición). International Thomson Editores.

BRUCE B., Redpath

1973 *Seismic Refraction Exploration for Engineering Site Investigation*, California: V. S. Army.

CISMID

2000^a *Estudio de refracción sísmica en el depósito de relaves N.º 5*.

CONESA FERNÁNDEZ-VÍTORA, Vicente

1997 *Guía metodológica para la evaluación del impacto ambiental* (3.^a Ed.). Madrid: Mundi-Prensa.

DE MELLO, V. F.

1971 *The Standard Penetration Test, State of the Art*. Fourth Panamerican Conference.

DEL VALLE TOLEDO, E.

1987 *Introducción a los métodos geofísicos de exploración*. México: Universidad Autónoma de México, Dep. de Geofísica.

DEPARTMENT OF THE ARMY

1979 *Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations*. U. S. A.

Estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca del río Maicito. Estudios y diseños definitivos para la construcción de la carretera El Carmen-La Crespa, provincia de Manabí.

FLETCHER, G. F. A.

1965 *Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses*, ASCE, Vol. 93, SM 4, pp. 67-75.

GÓMEZ OREA, Domingo

1999 *Evaluación del impacto ambiental*. Madrid: Ed. Mundi-Prensa y Editorial Agrícola Española, S. A.

GONZÁLEZ VALLEJO, et al.

s/f *Ingeniería geológica*. Editorial Prentice Hall.

HERRAIZ SARACHAGA, M. (CISMID)

s/f *Conceptos básicos de sismología para ingenieros*.

Informe geológico para diseño de cimentación de puente sobre el

- río Maicito y recomendaciones con base a sísmica de refracción.
IRAM, Norma 10517
1970 *Método de ensayo para determinar la resistencia a la penetración y obtener muestras de suelo mediante sacates-tigos.*
- JIMÉNEZ SALAS, J. A.
1976 *Geotecnia y cimientos II*, tomo II.
- LÓPEZ, A.
s/f *Experiencias sobre el uso del sacamuestras con zapatos intercambiables.* Estudio Bolognesi-Moretto.
- MOLINA TERRÉN, José
2000 *Criterios para reducir el impacto ambiental asociado a la urbanización.* Segovia: Ed. Mundi-Prensa.
- Norma ASTM D5777-95
1999 *Guía normalizada para el uso del método de refracción sísmica en la investigación del subsuelo.*
- PECK, W., HANSON, THORNBURN, T.
1974 *Ingeniería de cimentaciones*, pag. 355.
2000 *Ingeniería de cimentaciones.* Ed. Limusa.
- PIDDINGTON, Kenneth
1991 *Libro de consulta para evaluación ambiental.* Banco Mundial.
- SANTOS FIGUEROA, J.
1979 *Tratado de geofísica aplicada.* España.
- TERZAGHI K., PECK R. (versión española O. Moretto)
1973 *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica* (segunda edición).
- TREFETHEN, Joseph M.
1959 *Geología para ingenieros.* México: Compañía Editorial Continental, S.A.

Sitios webs

<http://www.defensacivil.gov.ec>.

<http://www.igeotest.com>.

<http://www.inamhi.gov.ec>.

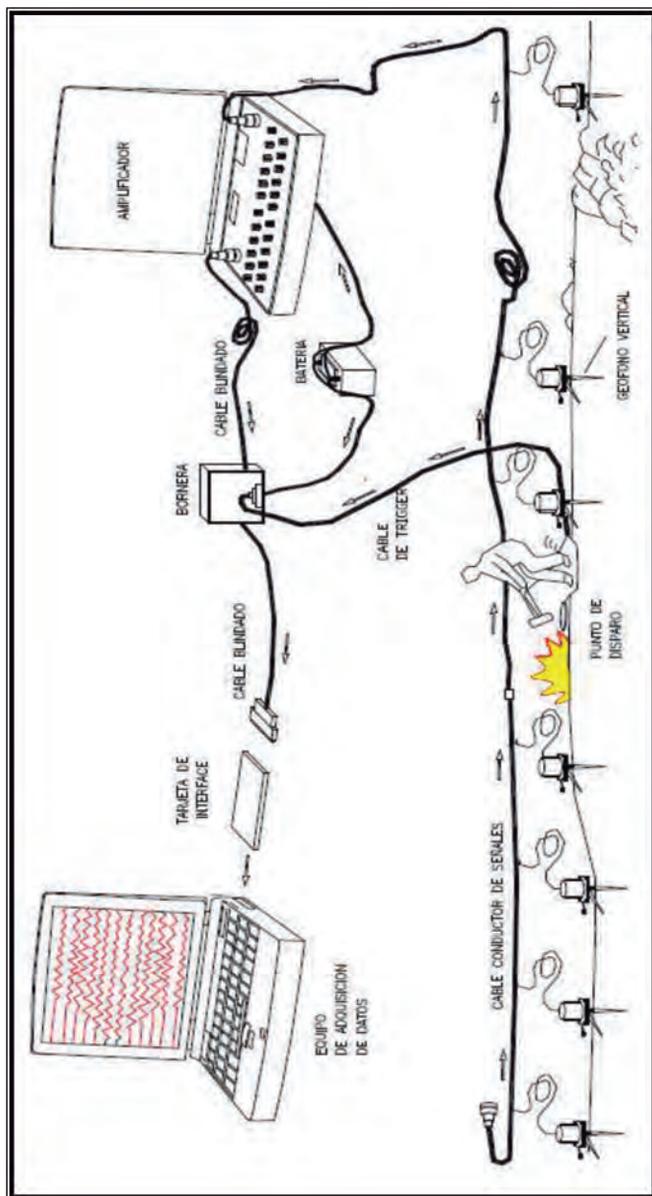
Anexos

VALORES DEL MÓDULO DE YOUNG (E)

Tipo de roca	Resistencia a la compresión en kg/cm^2 –valores límites–	Resistencia a la tracción en kg/cm^2	Resistencia al cizallamiento en kg/cm^2	Módulo de YOUNG en kg/cm^2 –valores medios–
Basalto	1500-4500	150	300	800 000
Granito de grano fino	2000-2500	65-115	150-160	
Granito de grano grueso y en general	370-3790	30-80	100-300	100 000-400 000
Pórfido de cuarzo	1500-3500	65	150	
Cuarcita	260-3200			100 000-450 000
Mármol	310-3000	30-90	100-300	800 000
Caliza en general	60-3600	10-117	35-200	100 000-800 000
Caliza porosa	400-800			
Dolomita	790-1300	16-28	70-75	<100 000-710 000
Arenisca en eral	100-3000	10-43	46-150	<20 000-636 000
Arenisca calcárea	900-3000			30 000-60 000
Arcilla esquistosa	600-3130	250	50-250	40 000 – 200 000
Gneis	810-3270		<650	<100 000-400 000

TABLA según SCHMIDT-THOMÉ (1965).

EQUIPO PARA EL ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA



Anexo 3

CONSTANTES ELÁSTICAS A PARTIR DE LAS VELOCIDADES DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS

#	Constantes elásticas del medio	Símbolo	Fórmulas para el cálculo en el sistema (SI) $\left[Pa * \left(\frac{N}{m^2}\right)\right]$	Fórmulas para el cálculo en unidades sin sistema $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	Observaciones
1	Módulo de Young	(E)	$\gamma * V_s^2 * \frac{3 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} * 10$	$\gamma * V_s^2 * \frac{3 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} * 102.04 * 10^{-4}$	(γ) en: $\left[\frac{Kg}{m^3}\right]$
2	Módulo de Corte	(G)	$\gamma * V_s^2 * 10$	$\gamma * V_s^2 * 102.04 * 10^{-4}$	(γ) en: $\left[\frac{g}{cm^3}\right]$
3	Coefficiente de Poisson	(η)	$\frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$	$\frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$	V_p, V_s en: $\left[\frac{m}{s}\right]$
4	Módulo volumétrico	(K)	$\gamma * V_s^2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - \frac{4}{3}\right] * 10$	$\gamma * V_s^2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - \frac{4}{3}\right] * 102.04 * 10^{-4}$	$\frac{Kgf}{cm^2} = \rho a * 9.8 * 10^4$

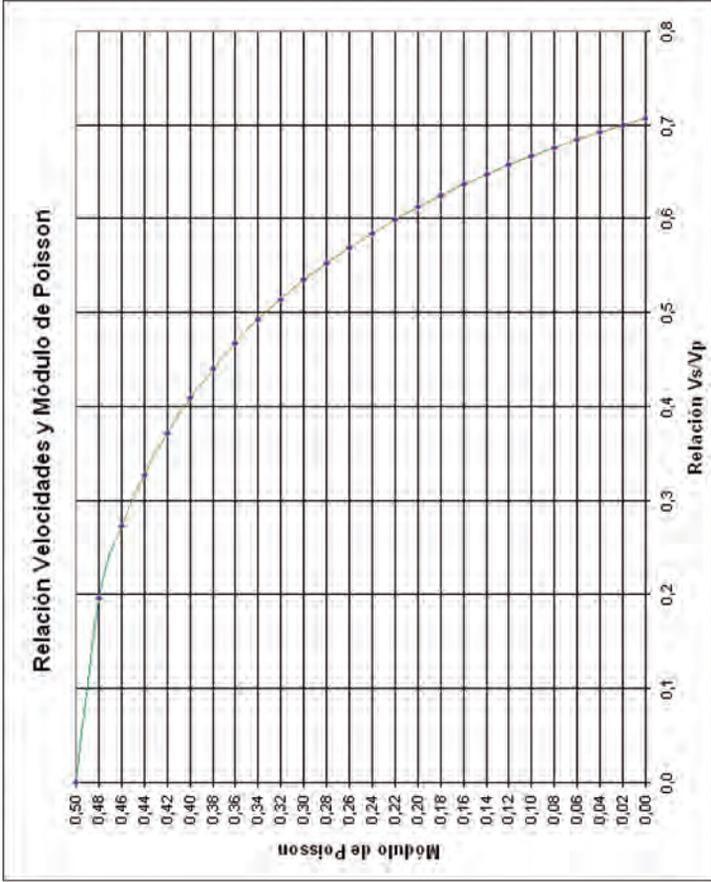
**RELACIÓN ENTRE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS
(CONTINUACIÓN)**

Parámetros conocidos	Parámetros buscados		
	(E)	(K)	(G)
V_p, V_s, γ	$\gamma * V_s^2 * \frac{3 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$	$\gamma * V_s^2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - \frac{4}{3} \right]$	$\gamma * V_s^2$
E, K	E	K	$\frac{3 * K * E}{9 * K - E}$
E, G	E	$\frac{E * G}{3 * (3 * G - E)}$	G
E, η	E	$\frac{E}{3 * (1 - 2 * \eta)}$	$\frac{E}{2 * (1 + \eta)}$
K, G	$\frac{9 * K * G}{3 * K + G}$	K	G
K, η	$3 * K * (1 - 2 * \eta)$	K	$\frac{3 * K * (1 - 2 * \eta)}{2 * (1 + \eta)}$
G, η	$-$	$\frac{2 * G * (1 + \eta)}{3 * (1 - 2 * \eta)}$	G

RELACIÓN ENTRE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS

Parámetros conocidos	Parámetros buscados		
	(η)	(V_p)	(V_s)
V_p, V_s	$\frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$	V_p	V_s
E, K	$\frac{1}{2} - \frac{E}{6 * K}$	$\sqrt{\frac{3 * K * (3 * K + E)}{\gamma * (3 * K - E)}}$	$\sqrt{\frac{3 * K * E}{\gamma * (3 * K + E)}}$
E, G	$\frac{E}{2 * G} - 1$	$\sqrt{\frac{G * (2 * G - E)}{\gamma * (3 * G - E)}}$	-
E, η	η	$\sqrt{\frac{E * (1 - \eta)}{\gamma * (1 + \eta) * (1 - 2 * \eta)}}$	$\sqrt{\frac{E}{\gamma * 2 * (1 + \eta)}}$
K, G	$\frac{3 * K - 2 * G}{2 * (3 * K + G)}$	$\sqrt{\frac{2 * G - 3 * K}{3 * \gamma}}$	$\sqrt{\frac{G}{\gamma}}$
K, η	η	$\sqrt{\frac{3 * K * (1 - \eta)}{\gamma * (1 + \eta)}}$	$\sqrt{\frac{3 * K * (1 - 2 * \eta)}{2 * \gamma * (1 + \eta)}}$
G, η	η	$\sqrt{\frac{2 * G * (1 - \eta)}{\gamma * (1 - 2 * \eta)}}$	$\sqrt{\frac{G}{\gamma}}$

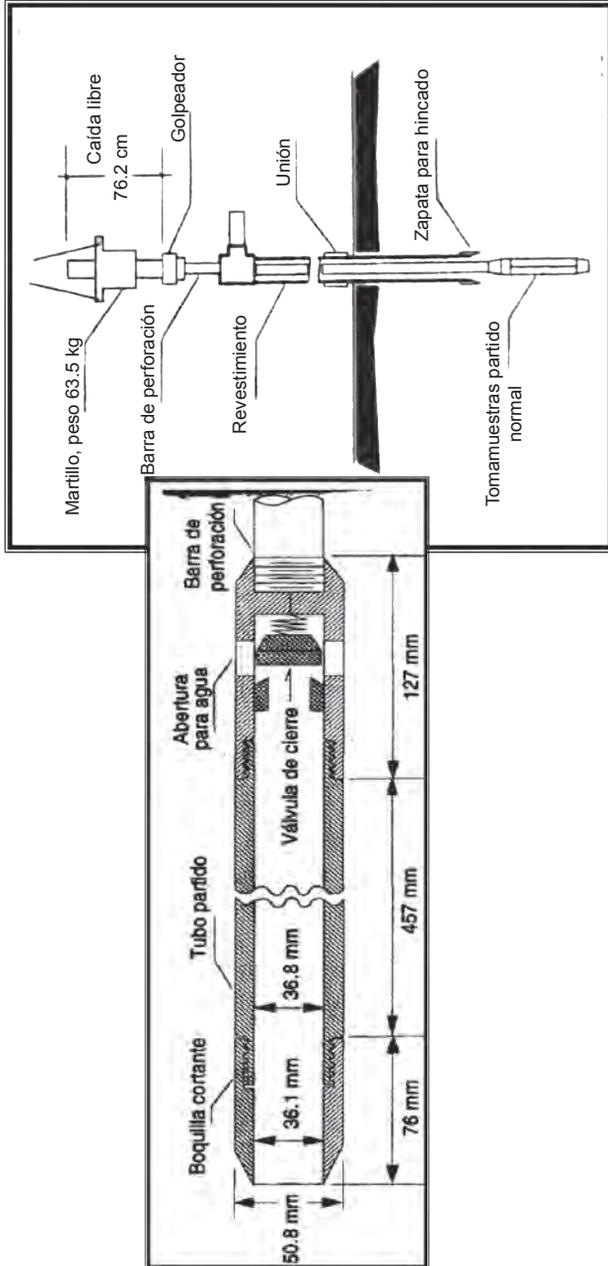
Gráfico relación entre velocidades y módulo de Poisson



Módulo de Poisson η	Relación de Vs/Vp
0.00	0.7071068
0.02	0.6998542
0.04	0.6922187
0.06	0.6841675
0.08	0.6756639
0.10	0.6666667
0.12	0.6571287
0.14	0.6469966
0.16	0.6362090
0.18	0.6246950
0.20	0.6123724
0.22	0.5991447
0.24	0.5848977
0.26	0.5694948
0.28	0.5527708
0.30	0.5345225
0.32	0.5144958
0.34	0.4923660
0.36	0.4677072
0.38	0.4399413
0.40	0.4082483
0.42	0.3713907
0.44	0.3273268
0.46	0.2721655
0.48	0.1961161
0.50	0.0000000

Anexo 4

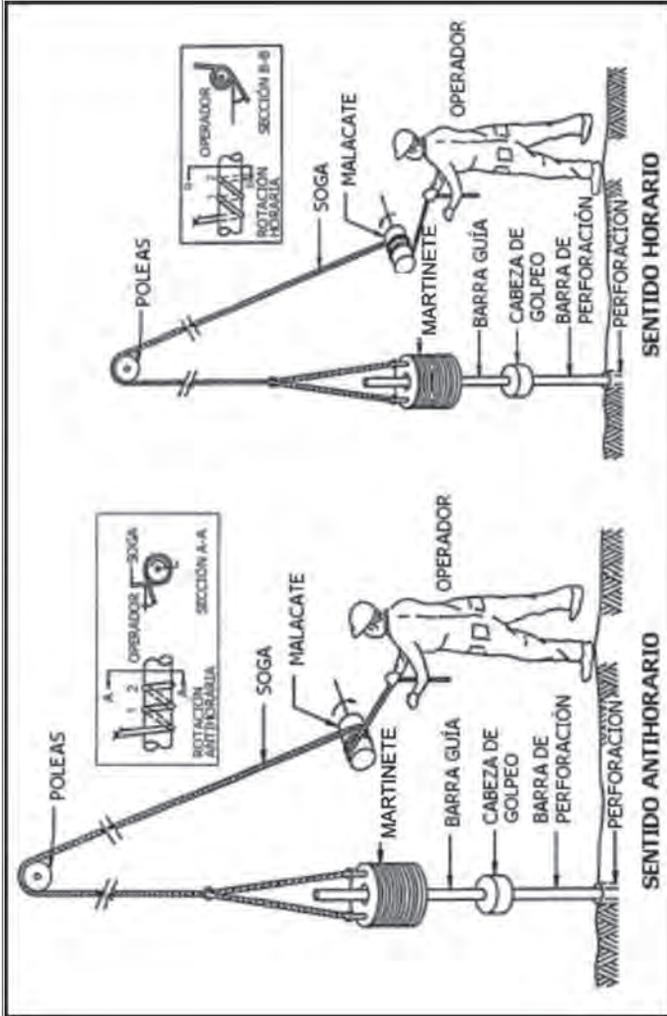
CUCHARA PARTIDA TOMAMUESTRAS O CUCHARA PARTIDA



Anexo 5

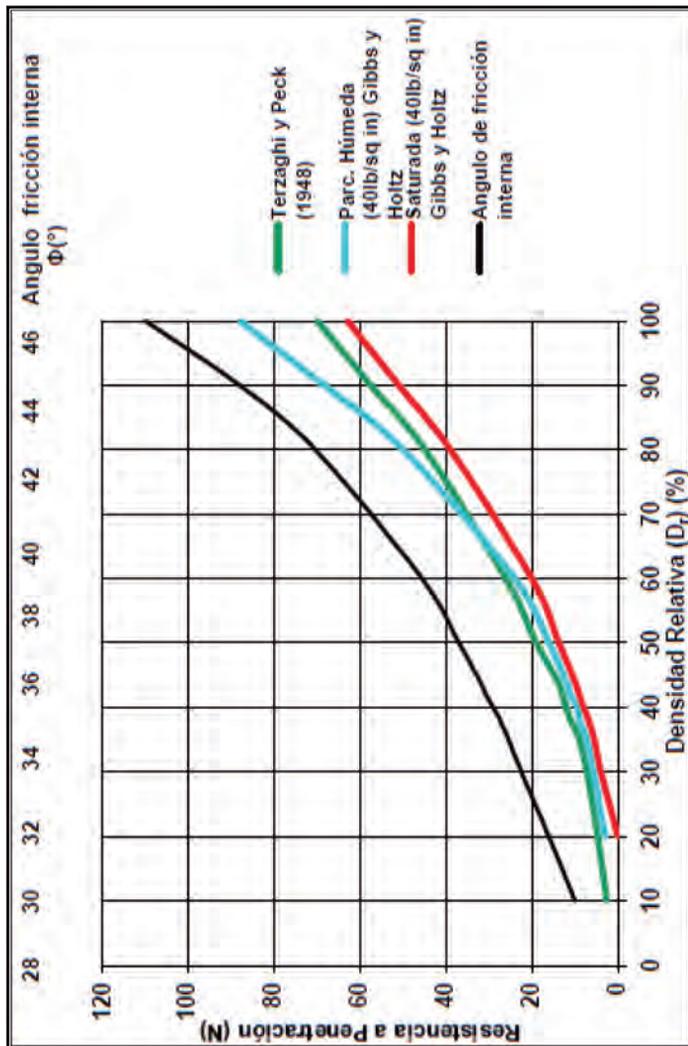
ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO S. P. T.

PROCEDIMIENTO MANUAL



Anexo 6

RELACION ENTRE RESISTENCIA A PENETRACION, LA DENSIDAD RELATIVA Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA EN ARENAS



Anexo 7



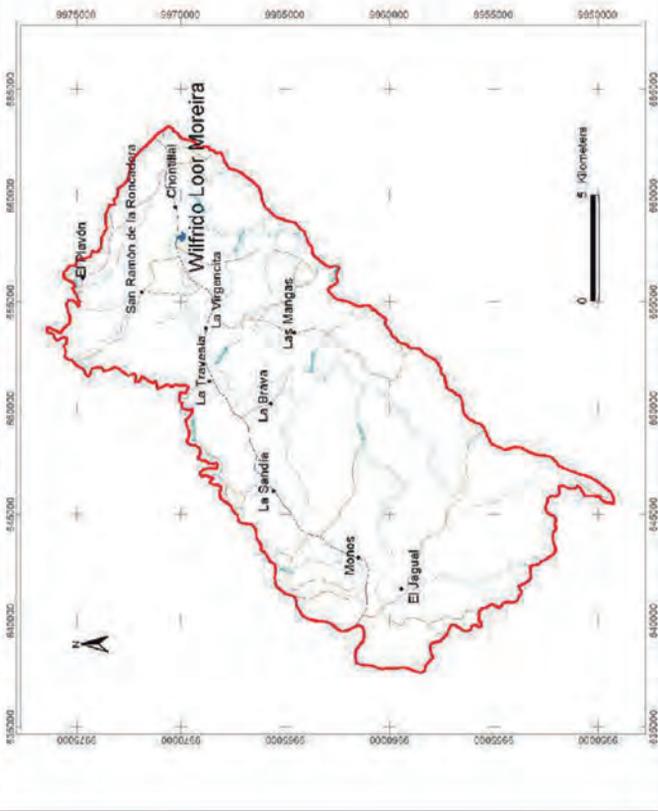
MANABÍ

Parroquia Wilfredo Loor, Político - Territorial

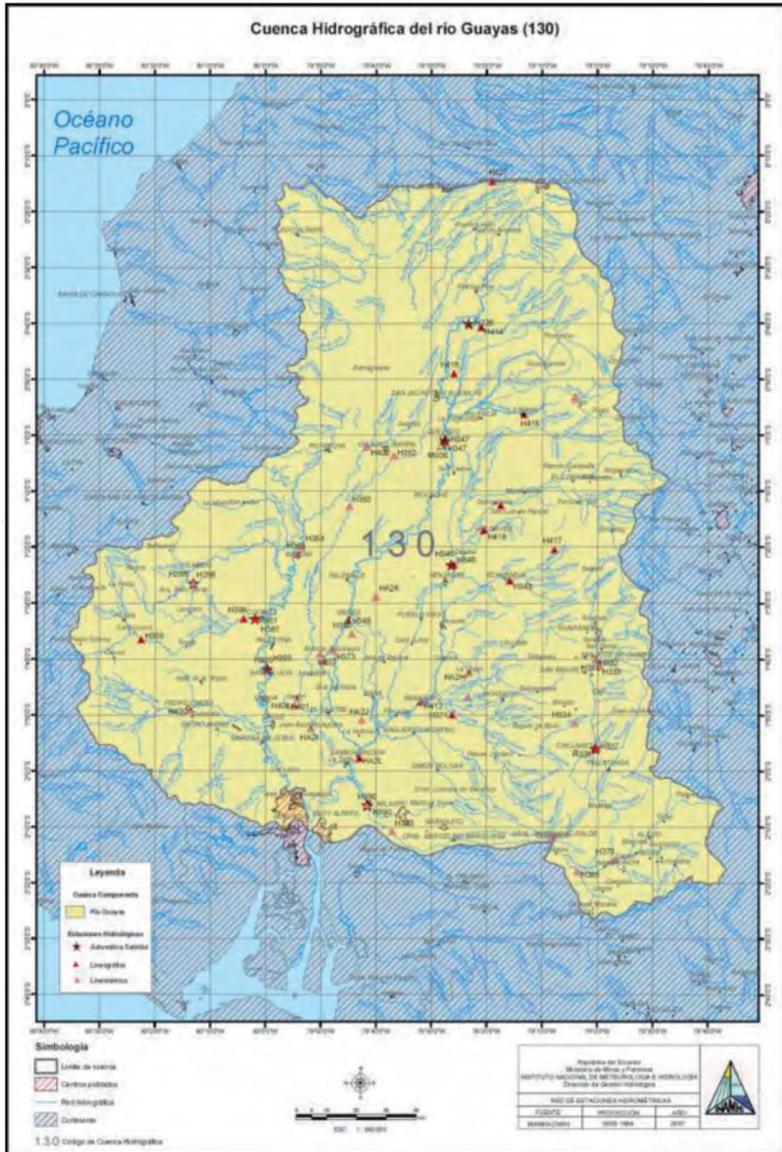


LEYENDA

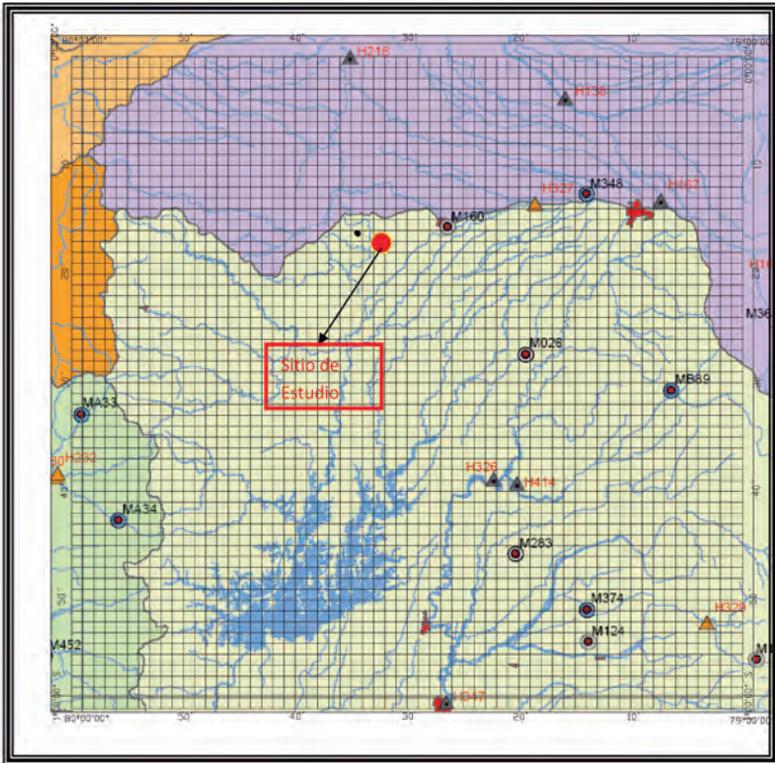
- Límite Político
- Delimitación Cantonal
- Municipios (Distrito con Subcentro -Parroquia)
- Riego
- Cultivos por Inundación
- Cultivos a las Resacas
- Centros de Población



Anexo 9



HIDROGRAFÍA DEL SITIO DE ESTUDIO



Anexo 10

INTENSIDADES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACIÓN Y CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA SEGÚN DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

PERIODO DE RETORNO		ZONA EL CARMEN - LA CRESPA			Intensidades, 24 hr mm
		ECUACIONES			
		5min<20min	20min<1440min		
5	I=	273,76 t -0.2694	I= 1200,10 t -0.7621		4,8
10	I=	321,05 t -0.2694	I= 1407,39 t -0.7621		5,7
25	I=	383,56 t -0.2694	I= 1681,42 t -0.7621		6,8
50	I=	430,85 t -0.2694	I= 1888,71 t -0.7621		7,6
100	I=	478,14 t -0.2694	I= 2096,00 t -0.7621		8,5
150	I=	505,80 t -0.2694	I= 2217,26 t -0.7621		9,0
200	I=	525,42 t -0.2694	I= 2303,30 t -0.7621		9,3
250	I=	540,65 t -0.2694	I= 2370,03 t -0.7621		9,6

Donde:

I = intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno, (mm/h)

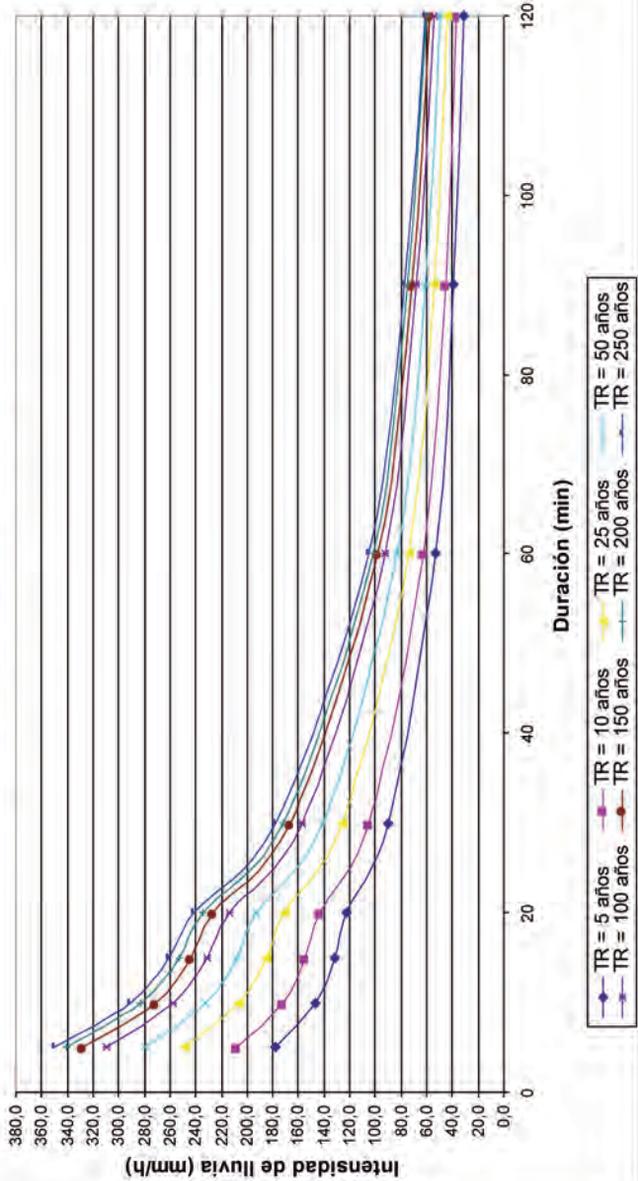
t = tiempo de duración de la lluvia, (minutos)

I_{d-TR} = Intensidad máxima para 24 horas para un periodo de retorno dado, (mm/h)

INTENSIDADES DE LUVIAS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE DURACIÓN

RELACIONES INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO								
Tr (años)	Duración (min)							
	5	10	15	20	30	60	90	120
5	177.4	147.2	132.0	122.4	89.8	53.0	38.9	31.2
10	208.1	172.7	154.8	143.5	105.4	62.1	45.6	36.6
25	248.6	206.3	184.9	171.5	125.9	74.2	54.5	43.8
50	279.3	231.7	207.7	192.6	141.4	83.4	61.2	49.2
100	309.9	257.1	230.5	213.7	156.9	92.5	67.9	54.6
150	327.8	272.0	243.9	226.1	166.0	97.9	71.9	57.7
200	340.6	282.6	253.3	234.9	172.4	101.7	74.6	60.0
250	350.4	290.7	260.7	241.7	177.4	104.6	76.8	61.7

CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA
Zona 4: El Carmen - La Crespa



Anexo 12

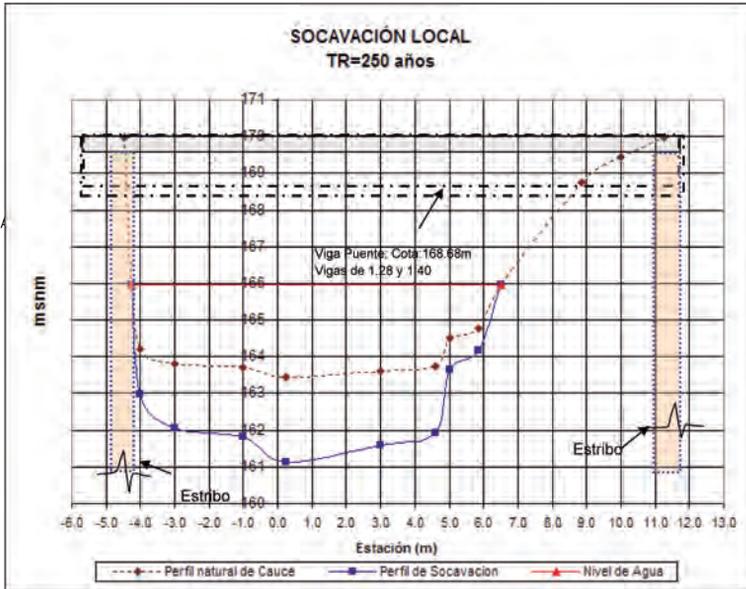
COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

TIPO DE SUPERFICIE	Coeficiente de Escorrentia	
	Mínimo	Máximo
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0.50	0.70
Zonas residenciales unifamiliares	0.30	0.50
Zonas residenciales multifamiliares espaciadas	0.40	0.60
Zonas multifamiliares densas	0.60	0.75
Zonas residenciales semiurbanas	0.25	0.40
Zonas industriales espaciadas	0.50	0.80
Zonas industriales densas	0.60	0.90
Parques	0.10	0.25
Zonas deportivas	0.20	0.35
Estaciones e infraestructuras viarias del ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles asfaltadas	0.70	0.95
Calles hormigonadas	0.70	0.95
Calles adoquinadas	0.70	0.85
Aparcamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0.05	0.10
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0.10	0.15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0.15	0.20
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0.13	0.17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes intermedias)	0.18	0.22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0.25	0.35

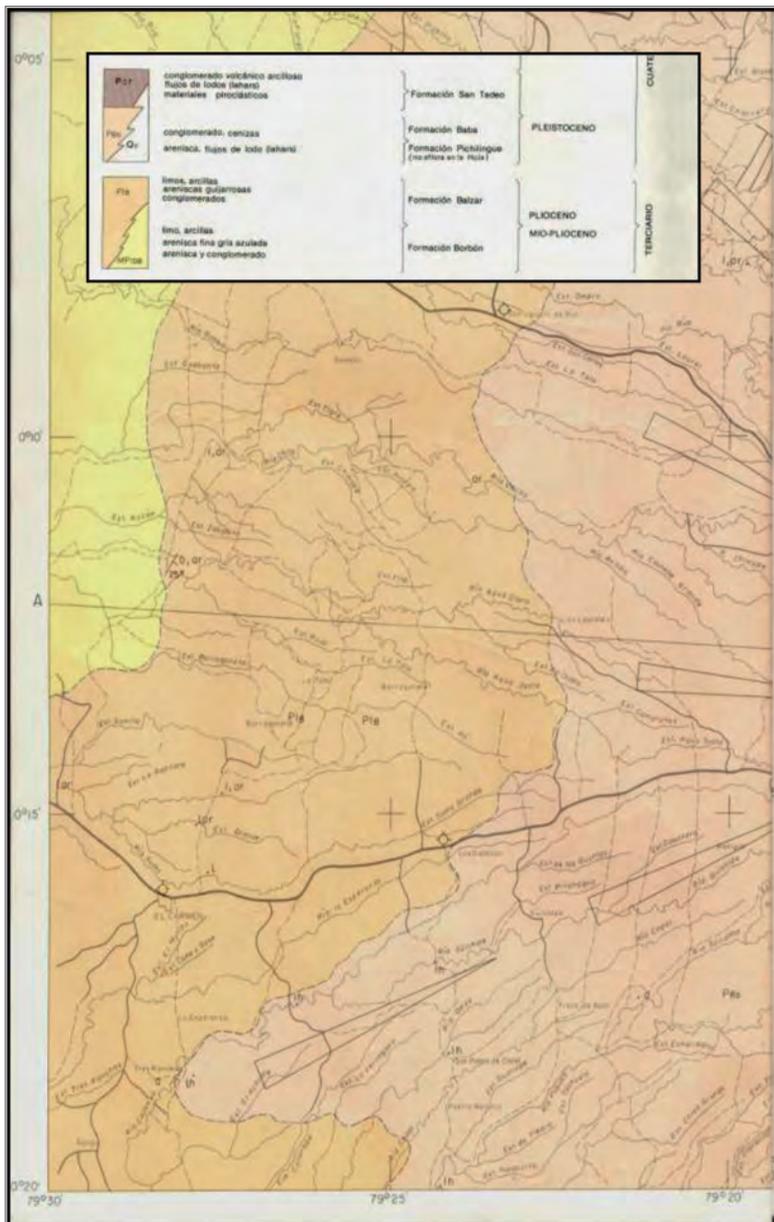
Anexo 13

SOCAVACIÓN LOCAL

		Niveles de socavación relacionada a tiempos de retorno dado		
SECCIÓN	Estacion (m)	Tr=250 años	Tr=200 años	Tr=150años
1	-4.20	0,00	0,00	0,00
2	-4,00	1,23	1,18	1,14
3	-3,00	1,75	1,71	1,66
4	-1,00	1,89	1,84	1,80
5	0,25	2,29	2,24	2,20
6	3,00	2,02	1,97	1,93
7	4,60	1,84	1,79	1,75
8	5,00	0,88	0,84	0,80
9	5,85	0,62	0,58	0,54
10	6,58	0,00	0,00	0,00

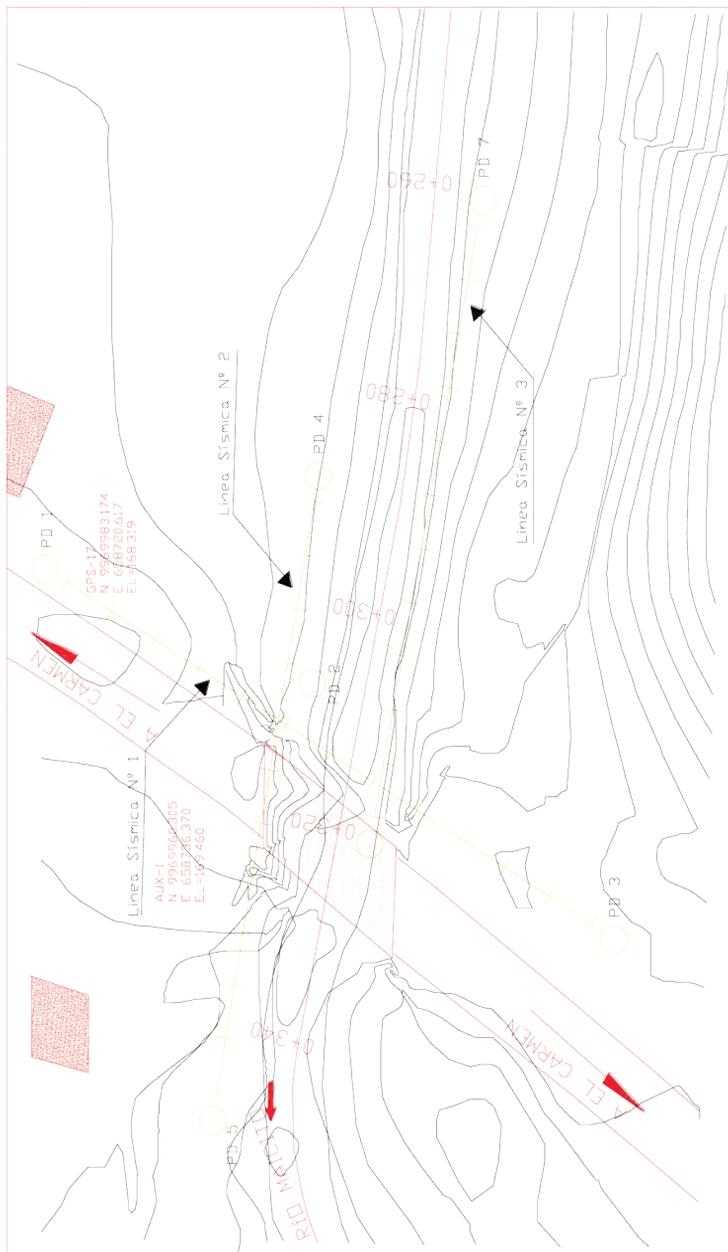


Anexo 14



Anexo 15

PLANO TOPOGRÁFICO

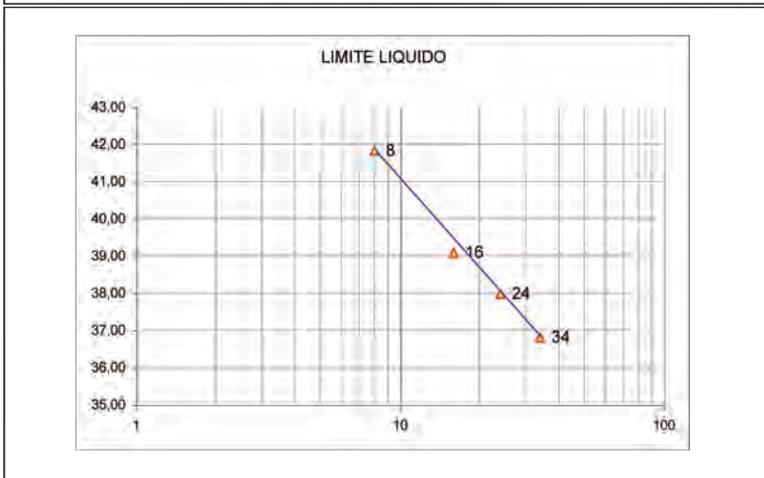


Anexo 16

ENSAYOS DE LABORATORIO

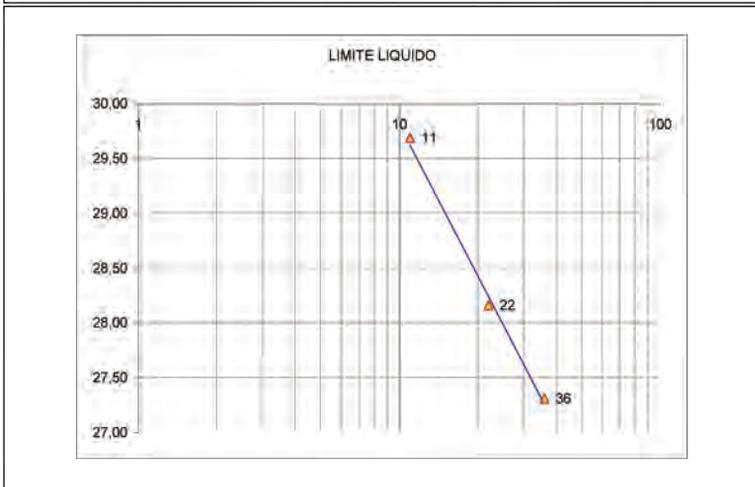
(Se tomaron 11 muestras)

PROYECTO:	PUENTE EL MAICITO	MUESTRA N°:	1						
TRAMO:	EL CARMEN -- LA CRESPA	PROFUNDIDAD:	0,5 - 1,0 m						
UBICACION:	POZO -1								
ENSAYOS DE CLASIFICACION			ASTM D422-D423-D424						
	GOLPES	W HUM.	W SECO	W CAPS	W %	RESULTADO			
1.- CONTENIDO DE AGUA		78,41	61,10	11,60	34,97	34,97			
		78,41	61,10	11,60	34,97				
2.- LIM. LIQUIDO	34	16,28	13,52	6,02	36,80	37,86			
	24	16,82	13,85	6,03	37,98				
	16	20,17	16,18	5,97	39,08				
	8	17,05	13,78	5,96	41,82				
3.- LIMITE PLASTICO		14,05	12,31	6,23	28,62	28,43			
		13,55	11,94	6,24	28,25				
4.- GRANULOMETRIA				5.- CLASIFICACION					
200,00	W SECO			GRAVA				0	
				ARENA				24	
				FINOS				76	
	TAMIZ	W RET.	% RET.	% PASA	LL =				38
	1 1/2"	0	0	100	LP =				28
	1 "	0	0	100	IP=				10
	3/4"	0	0	100	CLASIFICACION:				
	1/2"	0	0	100					SUCS:
	3/8"	0	0	100	AASHTO:	A - 4			
	Nº 4	0	0	100	IG(76):	8			
	Nº 10	2	1	99					
	Nº 40	4	2	98					
	Nº 200	48	24	76					



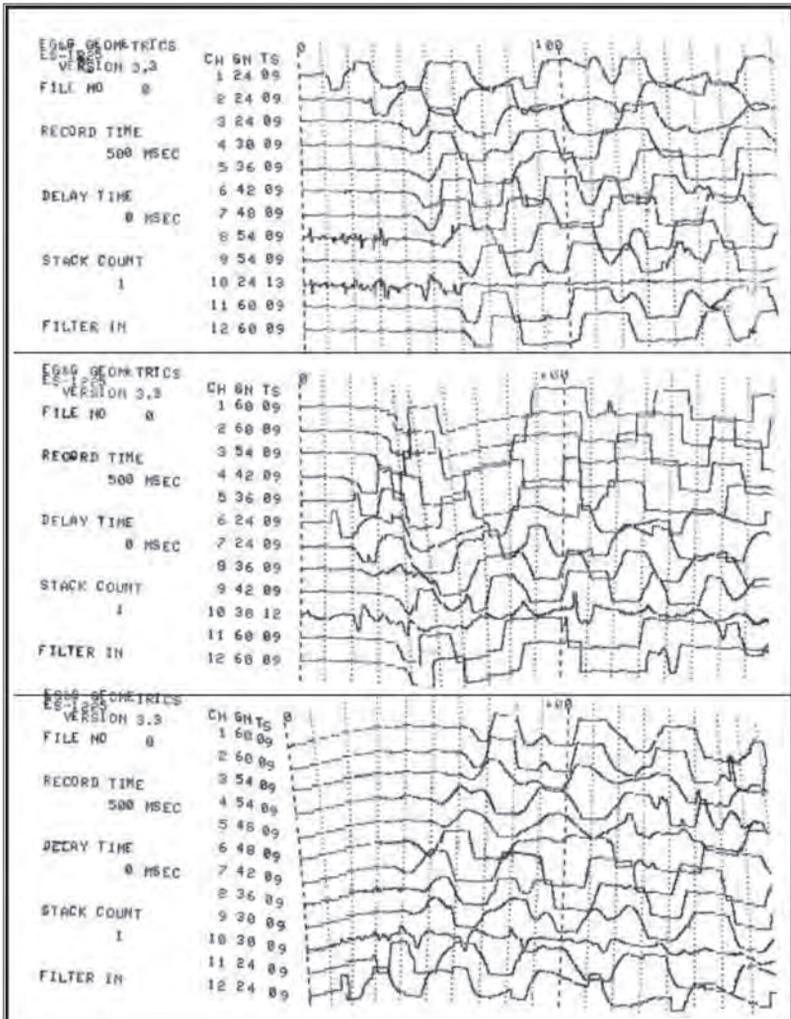
(Se tomaron 7 muestras)

PROYECTO: PUEBLO EL MAICITO		MUESTRA N°: 1	
TRAMO: EL CARMEN -- LA CRESPA		PROFUNDIDAD: 1,0 - 1,5 m	
UBICACION: POZO -2			
ENSAYOS DE CLASIFICACION		ASTM D422-D423-D424	
		GOLPES	W HUM.
		W SECO	W CAPS
		W %	RESULTADO
1,- CONTENIDO DE AGUA	110,16	86,95	21,61
	110,16	86,95	21,61
2,- LIM. LIQUIDO	36	15,34	13,33
	22	15,19	13,14
	11	17,1	14,55
	11	17,1	14,55
3,- LIMITE PLASTICO	10,96	9,96	6,20
	11,19	10,14	6,19
4.- GRANULOMETRIA		5.- CLASIFICACION	
170,00	W SECO		102
TAMIZ	W RET.	% RET.	% PASA
1 1/2"	0	0	100
1 "	0	0	100
3/4"	0	0	100
1/2"	0	0	100
3/8"	0	0	100
N° 4	0	0	100
N° 10	0	0	100
N° 40	5	3	97
N° 200	102	60	40
		GRAVA	0
		ARENA	60
		FINOS	40
		LL =	28
		LP =	27
		IP=	1
		CLASIFICACION:	
		SUCS:	SM
		AASHTO:	A - 4
		IG(76):	1

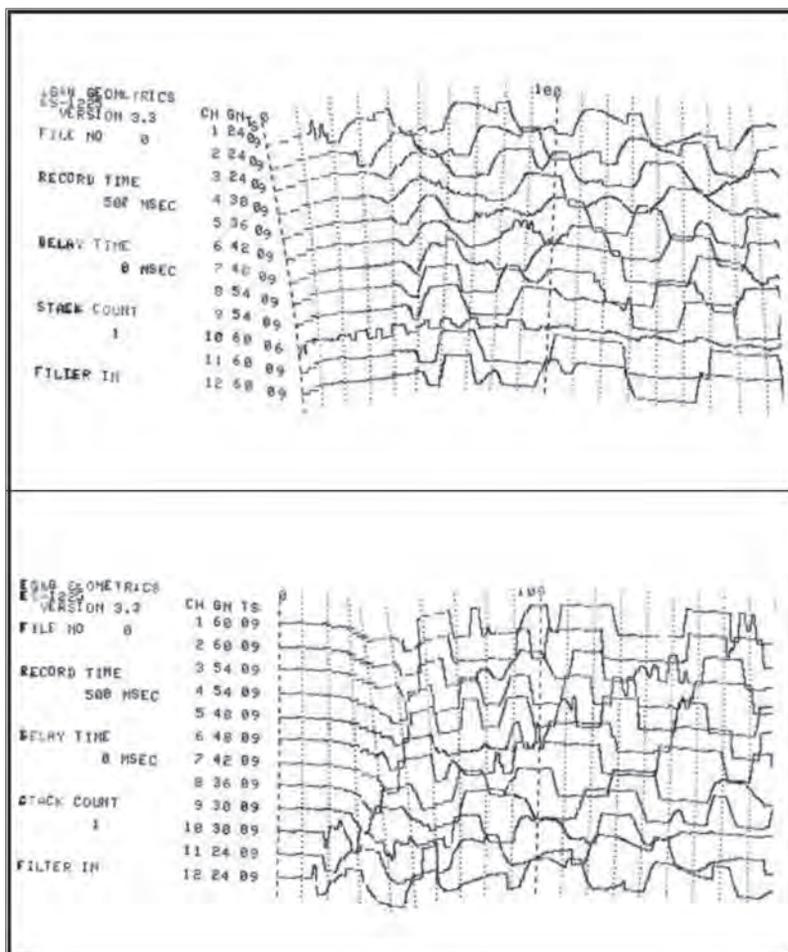


Anexo 17

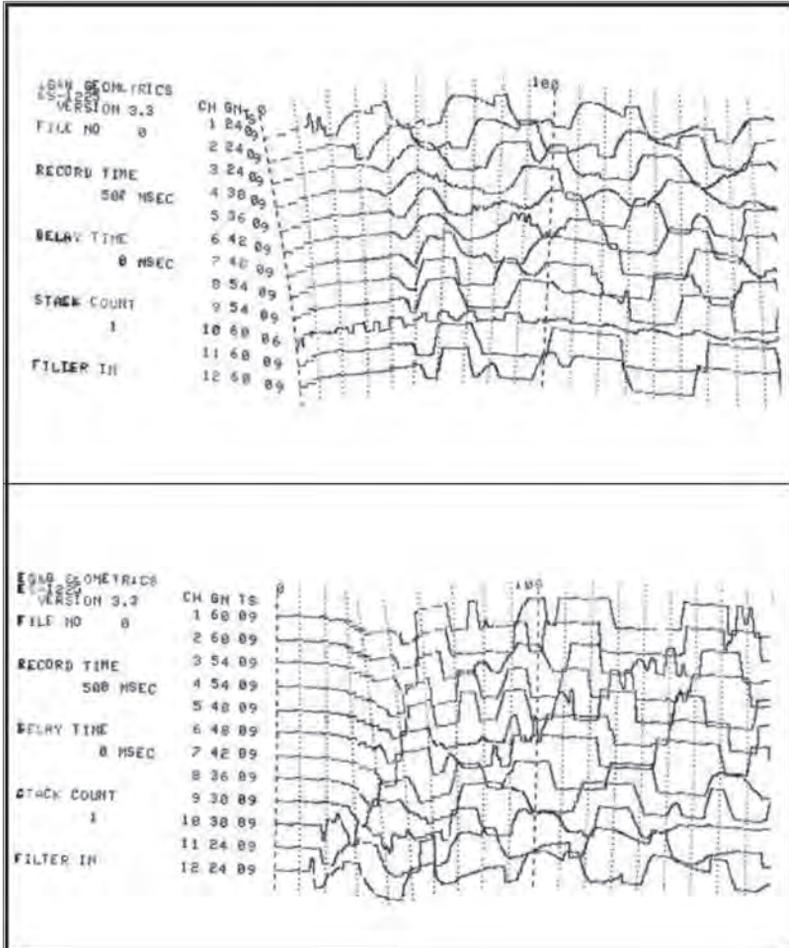
SISMOGRAMAS LÍNEA SÍSMICA N.º 1 (LS-1)

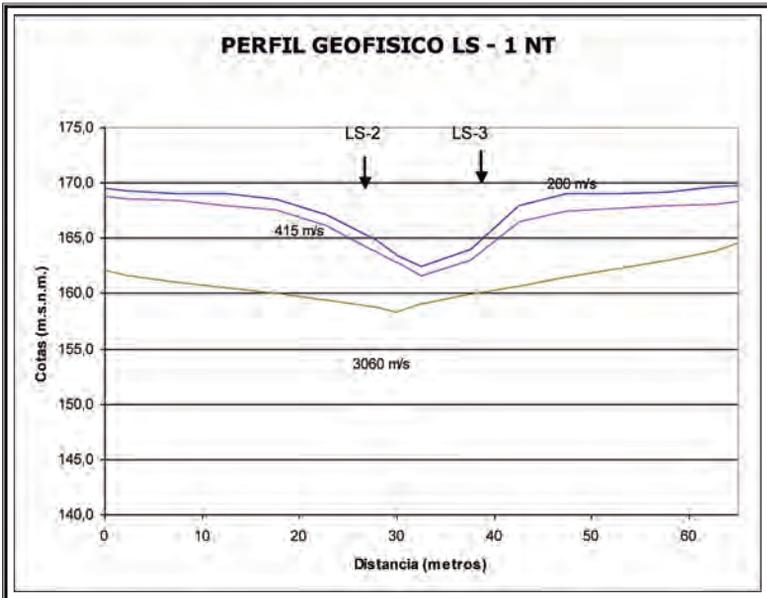
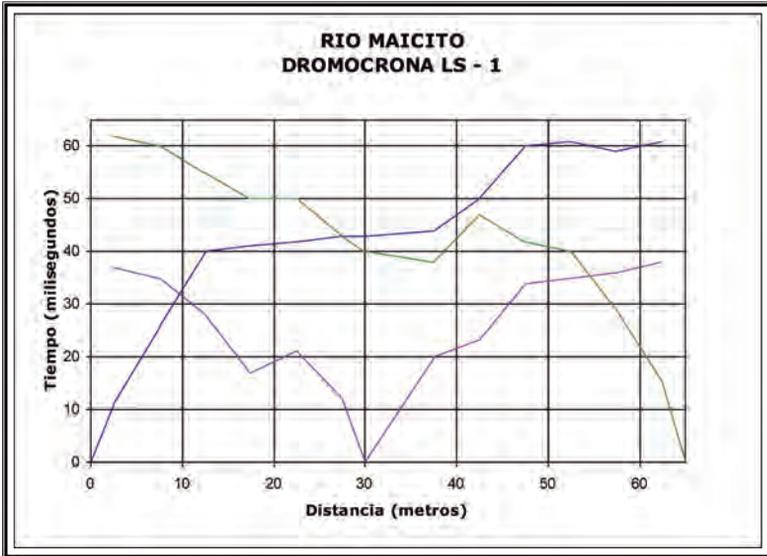


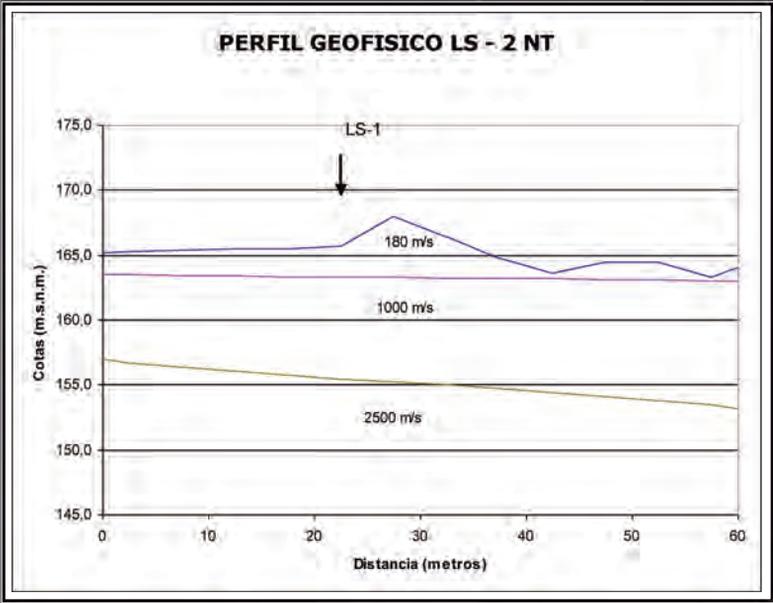
LÍNEA SÍSMICA N.º 2 (LS-2)

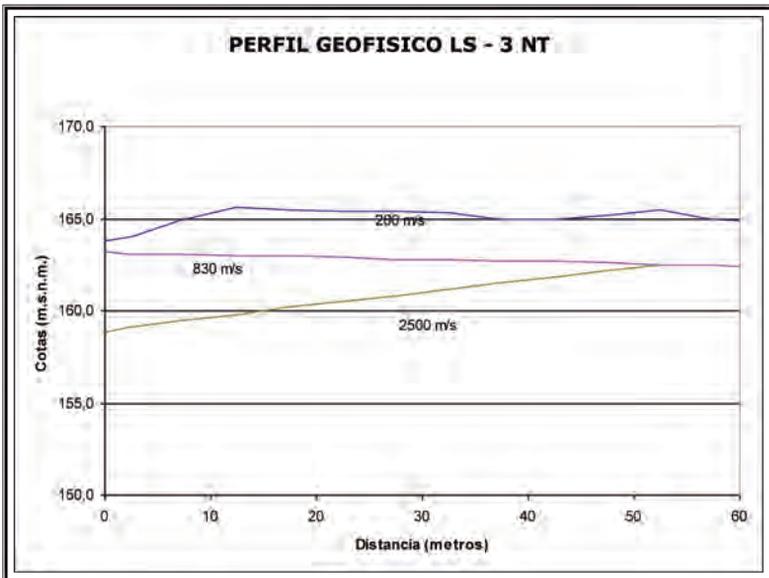
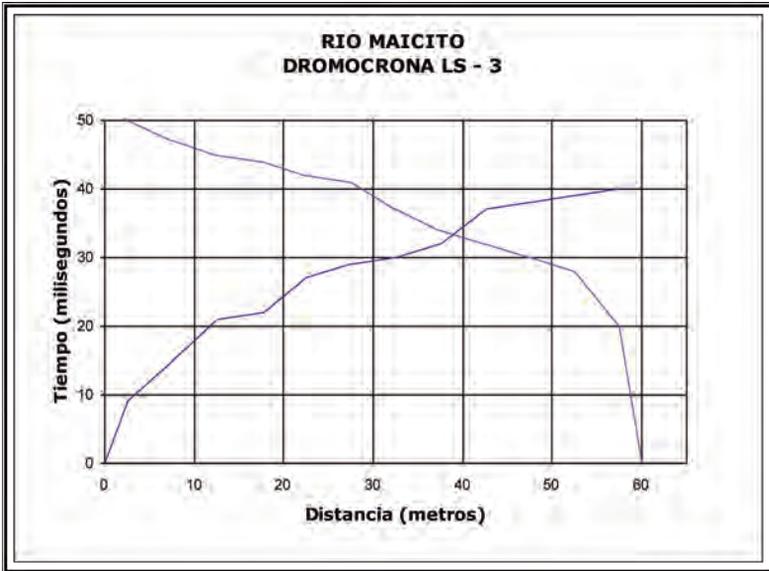


LÍNEA SÍSMICA N.º 2 (LS-2)









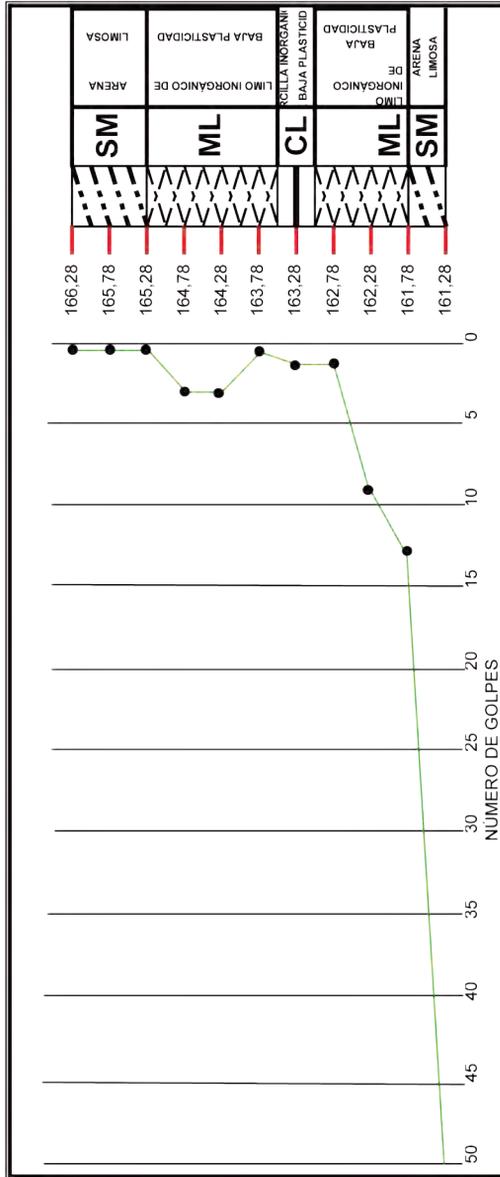
Anexo 19

CIMENTACIÓN DIRECTA SOBRE ROCA	
❖ Velocidad transversal (V_s)	$V_s = \sqrt{\frac{(1-2\eta)}{2*(1-\eta)}} * V_p \quad \left[\frac{m}{seg} \right]$
❖ Peso Volumétrico (γ)	$\gamma = 1.516 * 10^{-2} * \sqrt{V_p} + 1.597 \quad \left[\frac{g}{cm^3} \right]$
❖ Módulo Elástico Dinámico (E)	$E = \gamma * V_s^2 * \frac{3 * \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} * 0.010193 \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Módulo Elástico Estático	$0.97 * \left(\frac{E}{1300000} \right)^{0.141} * E \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Compresión simple o resistencia uniaxial	$\frac{V_p^2 * \gamma * (1-2\eta)^2}{140 * 98 * (1-\eta)^2} \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Módulo elástico dinámico	$\frac{E \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)}{10200} \quad [Gpa]$
❖ RMR "Rock Mass Rating" (Índice de masa rocosa)	$\frac{84.3 + E}{1.76}$
❖ Parámetro de Hoek (m_σ) Y Factor (N_σ)	Viene dado por el tipo de roca (19) Viene dado por el tipo de roca (1.8)
❖ Carga de hundimiento (Ph)	$\frac{\text{Compresión Simple}}{\text{Factor } (N_\sigma)} \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Coeficiente de seguridad	$Fm * Fp$
❖ Carga Admisible	$\frac{\text{Carga Hundimiento}}{\text{Coeficiente Seguridad}} \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$

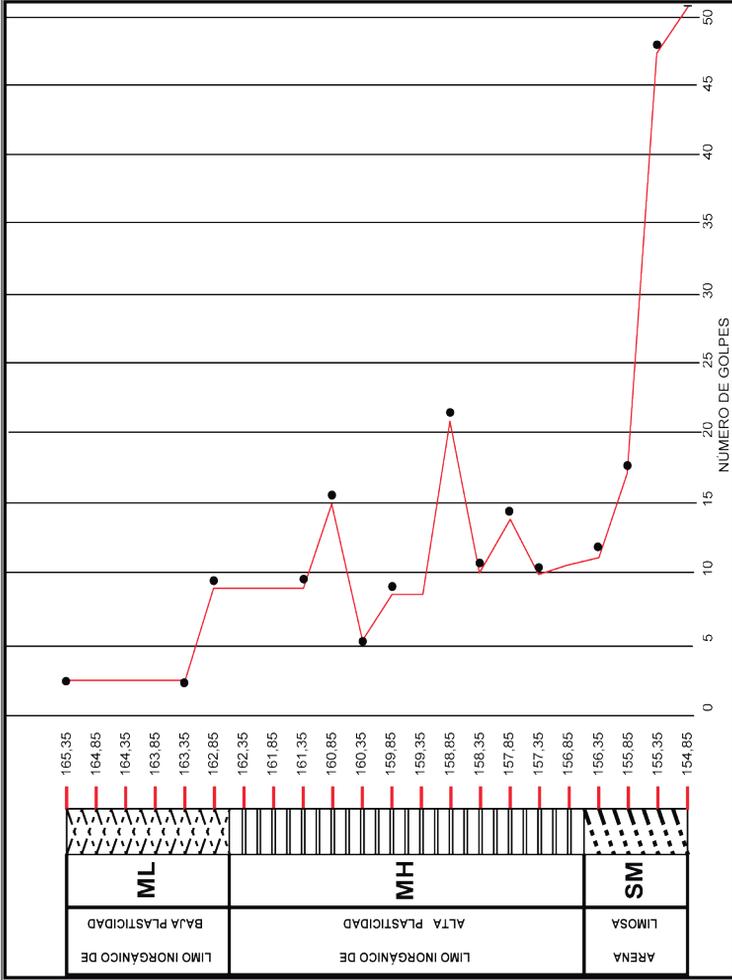
CIMENTACIÓN DIRECTA SOBRE SUELO	
❖ Velocidad Transversal (V_s)	$V_s = \sqrt{\frac{(1-2\eta)}{2*(1-\eta)}} * V_p \quad \left[\frac{m}{seg} \right]$
❖ Peso Volumétrico (γ)	$\gamma = 1.516 * 10^{-2} * \sqrt{V_p} + 1.3 \quad \left[\frac{g}{cm^3} \right]$
❖ Módulo Elástico Dinámico (E)	$E = \gamma * V_s^2 * \frac{3 * \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} * 0.010193 \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Módulo Elástico Estático	$0.97 * \left(\frac{E}{1300000} \right)^{0.141} * E \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Módulo de deformación	$0.09346 * E + 4 \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$
❖ Número de Golpes (SPT) Mindel	$0.0284 * V_p - 7.6$
❖ Número de Golpes (SPT) T. Imai	$\left(\frac{V_s}{91} \right)^{\frac{1}{0.337}}$
❖ Asentamiento y ancho cimiento	Viene dado en cm Viene dado en cm
❖ Carga admisible	$\frac{2 * \text{Módulo Deformación}}{\text{Ancho Cimiento}} * (1-\eta^2) \quad \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$

Anexo 20

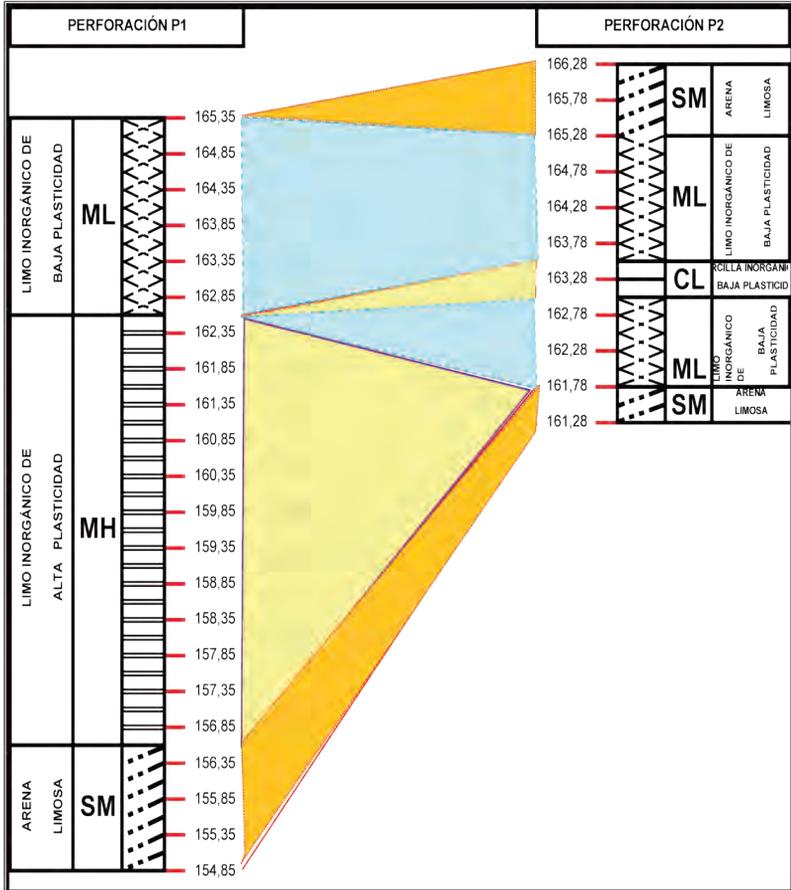
PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y REGISTRO DE PERFORACIONES PERFORACIÓN 1



PERFORACIÓN 2



PERFIL ESTRATIGRÁFICO



ENSAYO TRIAXIAL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			
PROYECTO:	PUENTE EL MAICITO	MUESTRA N°:	1
TRAMO:	EL CARMEN -- LA CRESPA	PROFUNDIDAD:	6,5 m
UBICACION:	Km. 13,780		

ENSAYOS DE CLASIFICACION

	GOLPES	W HUM.	W SECO	W CAPS	W %	RESULTADO
1.- CONTENIDO DE AGUA		64,2	54,6	11,8	22,43	22,41
		63,3	53,8	11,37	22,39	

2.- LIM. LIQUIDO	34	21,53	17,92	5,85	29,91	30,63
	24	24,48	20,14	6,01	30,71	
	24	24,48	20,14	6,01	30,71	
	12	25,09	20,41	5,96	32,39	

3.- LIMITE PLASTICO	8,34	7,87	6	25,13	25,22
	8,21	7,77	6,03	25,29	
	8,42	7,92	5,94	25,25	

4.- GRANULOMETRIA ASTM D422-D422

163,39	W SECO	76	
TAMIZ	W RET.	% RET.	% PASA
1 1/2"	0	0	100
1 "	0	0	100
3/4"	0	0	100
1/2"	0	0	100
3/8"	0	0	100
N° 4	0	0	100
N° 10	0	0	100
N° 40	14	9	91
N° 200	76	47	53
< N° 200	87	53	0

5.- CLASIFICACION ASTM D2216

GRAVA	0
ARENA	53
FINOS	53
LL =	30,63
LP =	25,22
IP =	5,41
CLASIFICACION:	
SUCS:	ML
AASHTO:	A - 4
IG(76):	3,7

