



# **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

## **FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**TESIS: “ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DE APOYO AL PROYECTO DEL  
SANEAMIENTO DEL CAUCE NATURAL (MEANDRO) DEL RÍO LERMA E  
INTEGRACIÓN DEL MISMO A LA DINÁMICA URBANA DE LA PIEDAD  
MICHOACÁN”**

**QUE PRESENTA**

**CARLOS ADOLFO CORIA GUTIÉRREZ**

**PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**ASESOR: DR. CARLOS CHÁVEZ NEGRETE**

**MORELIA MICHOACÁN AGOSTO DEL 2010**



## Contenido

1	CAPITULO I.- INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN .....	5
2	CAPITULO II.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA PUENTES .....	7
2.1	Introducción a estudios geotécnicos de Puentes .....	7
2.1.1	Definición de Geotecnia.....	7
2.1.2	Estudios Geotécnicos.....	7
2.1.3	Definición de Puente y Puente Peatonal. ....	7
2.2	Marco teórico .....	7
2.2.1	Carta geológica. Descripción geológica de La Piedad Michoacán.....	7
2.2.2	Descripción geológica general del meandro de La Piedad Michoacán.....	9
2.2.3	Generalidades de Cimentaciones Superficiales. ....	10
2.2.4	Esfuerzo de corte en suelos. ....	13
2.2.5	Determinación en laboratorio de los parámetros de resistencia al corte. ..	15
2.2.6	Consolidación. ....	19
2.2.7	Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.....	29
2.3	Metodología de exploración .....	37
2.3.1	Panorama general. ....	37
2.3.2	Perforaciones exploratorias en el campo. ....	38
2.3.3	Tomamuestras.....	44
2.4	Exploraciones realizadas en La Piedad.....	45
2.4.1	Objetivo y alcance.....	45
2.4.2	Descripción del terreno de estudio.....	45
2.4.3	Trabajos de campo.....	48
2.4.4	Estratigrafías obtenidas de los sondeos.....	52
2.5	Pruebas de Laboratorio .....	59
2.5.1	Pruebas de Laboratorio para los Puentes 1, 2 y Puente Peatonal.....	59
2.6	Resultados obtenidos .....	66
2.6.1	Resultados pruebas índice.....	66
2.6.2	Resultados pruebas mecánicas.....	75
2.7	Discusión de parámetros obtenidos .....	79
2.7.1	Determinación del tipo de suelo en función de su historia geológica.....	79
2.7.2	Capacidad de carga. ....	85
2.7.3	Conclusiones y recomendaciones.....	96
3	CAPITULO III.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA VIALIDADES .....	97

3.1	Introducción a estudios geotécnicos de Vialidades. ....	97
3.1.1	Definición de Vialidad.....	97
3.1.2	Estudios geotécnicos para vialidades. ....	97
3.2	Marco teórico .....	98
3.2.1	El terreno de cimentación. ....	98
3.2.2	Asentamientos en el terreno de cimentación.....	99
3.3	Metodología de exploración .....	100
3.3.1	Reconocimientos. Zonificación fisiográfica.....	100
3.4	Exploraciones realizadas en La Piedad.....	103
3.4.1	Objetivo y alcance. ....	103
3.4.2	Condiciones topográficas. ....	103
3.4.3	Condiciones litológicas.....	104
3.4.4	Condiciones de suelos.....	105
3.4.5	Descripción del terreno en estudio.....	106
3.4.6	Trabajos de campo. ....	108
3.4.7	Estratigrafía.....	109
3.5	Pruebas de Laboratorio .....	110
3.5.1	Pruebas de Laboratorio.....	110
3.6	Resultados obtenidos .....	122
3.6.1	Resultados de pruebas para terracerías. ....	122
3.6.2	Empleo secundario de los resultados obtenidos.....	124
3.7	Discusión de parámetros obtenidos. ....	125
3.7.1	Recomendaciones geotécnicas. ....	125
4	CAPÍTULO IV.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA PLANTAS DE TRATAMIENTO.....	126
4.1	Introducción a estudios geotécnicos para Plantas de Tratamiento .....	126
4.2	Marco teórico .....	126
4.3	Metodología de exploración .....	127
4.4	Exploraciones realizadas en La Piedad.....	127
4.4.1	Objetivo y alcance. ....	127
4.4.2	Descripción del terreno en estudio.....	127
4.4.3	Planta de tratamiento. ....	127
4.4.4	Trabajos de campo.....	129
4.4.5	Estratigrafía obtenida del sondeo. ....	129
4.5	Pruebas de Laboratorio .....	131

4.5.1	Pruebas de Laboratorio para Planta de Tratamiento.....	131
4.6	Resultados obtenidos .....	131
4.6.1	Resultados pruebas índice.....	131
4.7	Discusión de parámetros obtenidos .....	133
4.7.1	Capacidad de Carga.....	133
4.7.2	Conclusiones y recomendaciones .....	136
5	CAPITULO V.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS HIDRÁULICAS .....	137
5.1	Introducción a estudios geotécnicos para Obras Hidráulicas.....	137
5.1.1	Definición de Obras Hidráulicas. ....	137
5.1.2	Definición de Cárcamo de Bombeo. ....	137
5.2	Marco teórico .....	137
5.2.1	Presión lateral de tierra.....	137
5.3	Metodología de exploración .....	146
5.4	Exploraciones realizadas en La Piedad.....	146
5.4.1	Objetivo y alcance. ....	146
5.4.2	Descripción del terreno en estudio.....	147
5.4.3	Trabajos de campo. ....	148
5.4.4	Estratigrafía obtenida del sondeo. ....	149
5.5	Pruebas de Laboratorio .....	151
5.5.1	Pruebas de laboratorio para cárcamo de bombeo. ....	151
5.6	Resultados obtenidos .....	152
5.6.1	Resultados pruebas índice.....	152
5.6.2	Resultados pruebas mecánicas.....	153
5.7	Discusión de parámetros obtenidos .....	153
5.7.1	Determinación del tipo de suelo en función de su historia geológica .....	153
5.7.2	Capacidad de carga. ....	155
5.7.3	Empuje de tierras sobre muros del cárcamo.....	157
5.7.4	Conclusiones y recomendaciones.....	160
6	CAPITULO VI.- CONCLUSIONES.....	161
7	CAPITULO VII.- BIBLIOGRAFÍA .....	162

## 1 CAPITULO I.- INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN

A mediados del año 2009, la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo fue invitada a participar en uno de los proyectos más grandes e importantes en el estado de Michoacán de Ocampo en cooperación con el vecino estado de Guanajuato: el Saneamiento del cauce natural (meandro) del Río Lerma.

Este proyecto tiene por objeto dar una solución integral a un problema bastante delicado y serio, que ocasiona grandes problemas medioambientales pero sobre todo, de salud pública. Problemas ambientales generados por la insensatez de la sociedad en provocar un gran corredor de basura desde la periferia del estado de México hasta la zona norte del estado de Michoacán, generados por desechos industriales y ganaderos pero sobre todo por la descarga indiscriminada de aguas residuales y domésticas sobre el mismo. Esto aunado a una incapacidad de las autoridades en la aplicación de las leyes y reglamentos en materia ambiental. Además de este aspecto ecológico, se trata también de generar un espacio recreativo y turístico que reactive económicamente esa zona de nuestro estado, así como también se espera una importante derrama económica que genere fuentes de empleos.

El gobierno del estado de Michoacán en coordinación con el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo llaman a este proyecto: Proyecto 73881 “Saneamiento del cauce natural (meandro) del Río Lerma e integración del mismo a la dinámica urbana de La Piedad Michoacán”, cuya responsable es la Dra. Rebeca Aneli Rueda Jasso.

Para llevar tan titánica tarea, en esta máxima casa de estudios se organizaron profesionales de las carreras de Ingeniería Civil, Arquitectura, Economía, Derecho y Biología y sus múltiples especialidades el llevar a cabo todo el proyecto. Un trabajo por demás multidisciplinario donde se han dado a la tarea investigadores, becarios y varios universitarios en aras de responder a esta comitiva de la manera más profesional y con un alto grado de responsabilidad.

Estudios por demás variados pero que convergen al mismo objetivo en común: estudios que van desde impactos ambientales, modificación y alteración del hábitat, fauna y flora en la región, impactos sociales (sobre todo en las orillas del río Lerma), impactos y desarrollo económico, estudios de calidad y trenes de tratamiento de agua potable, transformación de la imagen urbana de La Piedad y Santa Ana Pacueco, estudios geotécnicos, entre muchos más; han hecho de este proyecto, un proyecto único en su clase.

Dentro de los estudios geotécnicos, que son el objeto de este trabajo de tesis, su finalidad era en estudiar y explorar el terreno de cimentación donde se construirán todas las obras civiles que complementan el proyecto integral: puentes a desnivel, puente peatonal, vialidad, planta de tratamiento de agua potable y cárcamo de bombeo, entre los más importantes. Estos estudios fueron ejecutados por el área de Mecánica de Suelos del Laboratorio de Materiales “Luis Silva Ruelas” de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, dentro de las más estrictas normas de calidad que avalaron y

dieron certeza a los resultados obtenidos para su correcta interpretación y toma de decisiones finales en cuanto a cimentaciones se refiere.

Dentro de todos los trabajos exploratorios que se llevaron a cabo, se tienen los de visita, inspección y recorrido en la zona de estudio (más de diez kilómetros), pruebas de Penetración Estándar (SPT, por sus siglas en inglés) con equipo de perforación; y pozos a cielo abierto (PCA) con tractores sobre neumáticos. Todos estos estudios tienen por objeto o finalidad el estudiar el subsuelo en cuanto a sus características físicas y mecánicas se refiere para poder inferir en el comportamiento del suelo antes los esfuerzos a que estará sometido por acción de las cargas debidas a las obras civiles antes mencionadas y así proponer cimentaciones adecuadas, seguras y económicas. Para ello se obtienen muestras alteradas e inalteradas de suelo para estudiar todas sus características.

Después de la obtención de todas las pruebas de laboratorio, se procedió a la interpretación y correlación empírica, dada por muchos investigadores, para poder fundamentar propuestas de cimentación. Esta tarea es relativamente complicada, ya que el suelo no se comporta como cualquier otro material como el acero, el concreto o la madera a los que ya se tiene estudiado en demasía y se tienen todas sus características ya definidas. El suelo es muy variable dentro de una masa terrestre incluso de unos metros hasta de varios centímetros. Con esto siempre estaremos con un cierto porcentaje de incertidumbre en cuanto a los resultados que se obtienen de las pruebas de laboratorio. Sin embargo ya varios años de aplicación y perfección de muchos ensayos de laboratorio, han dado lugar a una mayor certeza y seguridad de recomendaciones y conclusiones constructivas. Con este paradigma desarrollamos el presente trabajo.

La Geotecnia es la aplicación directa de los conceptos y fundamentos teóricos de la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y la geología aplicada, a la resolución de los problemas concernientes de las cimentaciones en cualquier punto de la corteza terrestre. Una ciencia en constante evolución y de la cual en un futuro no muy lejano será insustituible en cualquiera de las áreas de ingeniería civil: hidrología, análisis estructural, software asistido por computadora, vías terrestres, ingeniería sísmica, edificación, etc.

Una ciencia que sirve no solo para cimentar obras civiles, sino también para cimentar desarrollo y progreso en nuestro estado, pero sobre todo en nuestro necesitado... pero necesitado país.

Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

Morelia Michoacán, Agosto del 2010

## 2 CAPITULO II.- ESTUDIOS GEOTÉNICOS PARA PUENTES

### 2.1 Introducción a estudios geotécnicos de Puentes

#### 2.1.1 Definición de Geotecnia.

La geotecnia es la ciencia que mediante la aplicación práctica de la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y la geología aplicada, resuelve los problemas que tienen que ver con las cimentaciones de cualquier obra civil.

#### 2.1.2 Estudios Geotécnicos.

Son aquellos estudios de campo y laboratorio que mediante la exploración, la extracción y la experimentación de muestras representativas, así como su correlación con mapas geológicos y litológicos del lugar en estudio, nos conducen a predecir el comportamiento físico y mecánico del suelo, ante la presencia de cargas externas que obrarán sobre él y su posible impacto de deformabilidad, dando así origen a propuestas selectivas de cimentaciones.

#### 2.1.3 Definición de Puente y Puente Peatonal.

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

Un puente peatonal es la parte de la infraestructura vial que permite el cruce seguro de los peatones a través de vías donde las velocidades vehiculares no permiten un cruce seguro a nivel.

### 2.2 Marco teórico

#### 2.2.1 Carta geológica. Descripción geológica de La Piedad Michoacán.

Los mapas geológicos o cartas geológicas constituyen un método en ingeniería civil para representar cartográficamente información geológica con fines de planificación y uso de territorio y para el proyecto, construcción y mantenimiento de obras de ingeniería; aportan datos sobre las características y propiedades del suelo y del subsuelo de una determinada zona para evaluar su comportamiento y prever los problemas geológicos y geotécnicos (González de Vallejo, 2004).

Los datos incluidos en los mapas geológicos tales como la topografía, relieve, litología, estructura, etc., permiten deducir información valiosa sobre las propiedades de los materiales, pero las descripciones geológicas no son suficientes para su aplicación en ingeniería por los siguientes motivos:

- No aportan datos cuantitativos de las propiedades físicas y mecánicas, ni sobre la heterogeneidad y anisotropía de los materiales.
- No representan los componentes del medio geológico con significado geotécnico y su influencia en trabajos de planificación e ingeniería.
- No representan el carácter dinámico del medio geológico en relación a la ingeniería.

La Geología que presenta el municipio de La Piedad Michoacán y su vecina cabecera municipal de Santa Ana Pacueco Guanajuato es la de tres tipos de materiales: en la parte Oeste y suroeste de la Piedad (ver Figura 1) se observa una gran cantidad de material basáltico (ver Figura 2 de simbología). El basalto en una roca ígnea de tipo extrusivo de color gris a oscuro muy abundante en casi todos los estados de la República Mexicana. En la parte y norte y sur (ver Figura 1) se encuentran suelos denominados aluviales, producidos esencialmente por el transporte, arrastre y depositación que les producen las corrientes fluviales. En la parte noroeste de La Piedad (Figura 1) justo en la zona urbana se encuentran pequeños zonas de Tobas. Las tobas son rocas ígneas de tipo extrusivo; generalmente son poco resistentes pero hay algunas bien consolidadas que pueden resistir cualquier tipo de cimentación.

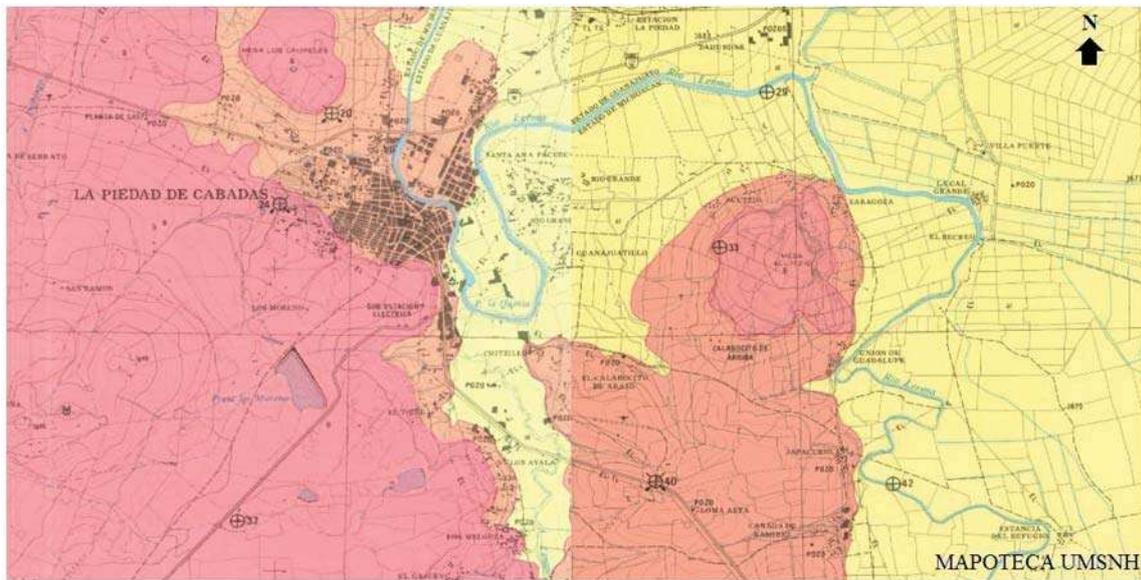


Figura 1.- Carta geológica general de La Piedad Michoacán.

ROCAS IGNEAS		ROCAS SEDIMENTARIAS		ROCAS METAMORFICAS	
Igia	INTRUSIVA ACIDA	cz	CALIZA	C	CUARCITA
Gr	GRANITO	cz-lu	CALIZA-LUTITA	M	MARMOL
Igii	INTRUSIVA INTERMEDIA	ma	MARGA	P	PIZARRA
D	DIORITA	lu	LUTITA	E	ESQUISTO
Igib	INTRUSIVA BASICA	lu-ar	LUTITA-ARENISCA	Gn	GNEIS
Ga	GABRO	ar	ARENISCA	<b>SUELOS</b>	
Igea	EXTRUSIVA ACIDA	ar-cg	ARENISCA-CONGLOMERADO	re	RESIDUAL
R	RIOLITA	cg	CONGLOMERADO	al	ALUVIAL
Igei	EXTRUSIVA INTERMEDIA	bs	BRECHA	la	LACUSTRE
A	ANDESITA	y	YESO	pl	PIAMONTE
Igeb	EXTRUSIVA BASICA	tr	TRAVERTINO	pa	PALUSTRE
B	BASALTO	ti	TILITA	li	LITORAL
T	TOBA			eo	EOLICO
Bv	BRECHA VOLCANICA			gl	GLACIAL
V	VITREA				

Figura 2.- Simbología geológica de roca y suelo en La Piedad Michoacán

### 2.2.2 Descripción geológica general del meandro de La Piedad Michoacán.

El origen y formación de los suelos está asociado al intemperismo químico, mecánico y biológico de los estratos rocosos o roca madre sobre la corteza terrestre. Estos agentes intemperizantes modifican a la roca madre químicamente cuando se transforman algunos de sus constituyentes por otros, estructuralmente diferentes. Estos agentes pueden ser la carbonatación, la oxidación, disolución, la hidratación y la hidrólisis. Los agentes físicos que juegan un papel importante en la intemperización mecánica de las rocas son los cambios de temperatura asociados a la expansión y contracción de las rocas y que rompen su estructura molecular, la acción del viento y agua conlleva a un deterioro lento y gradual del material por efecto de fricción y erosión. El intemperismo biológico es llevado a cabo sobre todo por la acción de la materia orgánica y microorganismos vivos que alteran y destruyen a la roca madre.

Una vez constituida esta primera etapa del ciclo geológico de formación de suelos, tiene lugar al proceso de asentamiento y/o transporte de la parte degradada o suelo de la roca. A los suelos que quedan en el lugar o *in situ* donde se generaron, se les denomina suelos residuales y a los que se transportan por acción del viento o agua a otro lugar distinto en donde fueron creados, se les denomina suelos transportados.

Dependiendo el tipo de agente de transporte tenemos una amplia variedad de suelos. Los que se son depositados por la acción dinámica del viento se denominan suelos eólicos; los suelos que son depositados por la acción de los glaciares (no comunes en nuestro país) son los llamados suelos glaciales; y los suelos que son depositados por las corrientes de agua se llaman suelos aluviales o fluviales.

Estos últimos se subdividen en depósitos de corrientes interconectadas y depósitos de cinturones meándricos. Los primeros son ocasionados por la gran erosión y transporte de sedimentos que ocasionan hidrográficamente los ríos jóvenes. Para los segundos partiremos del significado de la palabra meandro. La palabra meandro se deriva del griego *maiandros* que significa “curvas”, es decir es la curva de un río. Hidrográficamente se dice que es un río maduro el que ocasiona este fenómeno. La característica fundamental de estos ríos es que el suelo en sus orillas es continuamente erosionado donde es cóncavo y es depositado en los puntos en que el borde es convexo. Estos depósitos son una combinación de arenas, limos y arcillas muy comunes en todo el margen del río Lerma y que es importante considerar porque esto tiene que ver con las estratigrafías del suelo así como sus propiedades índices y mecánicas para uso en cimentaciones. Ver Figura 3.

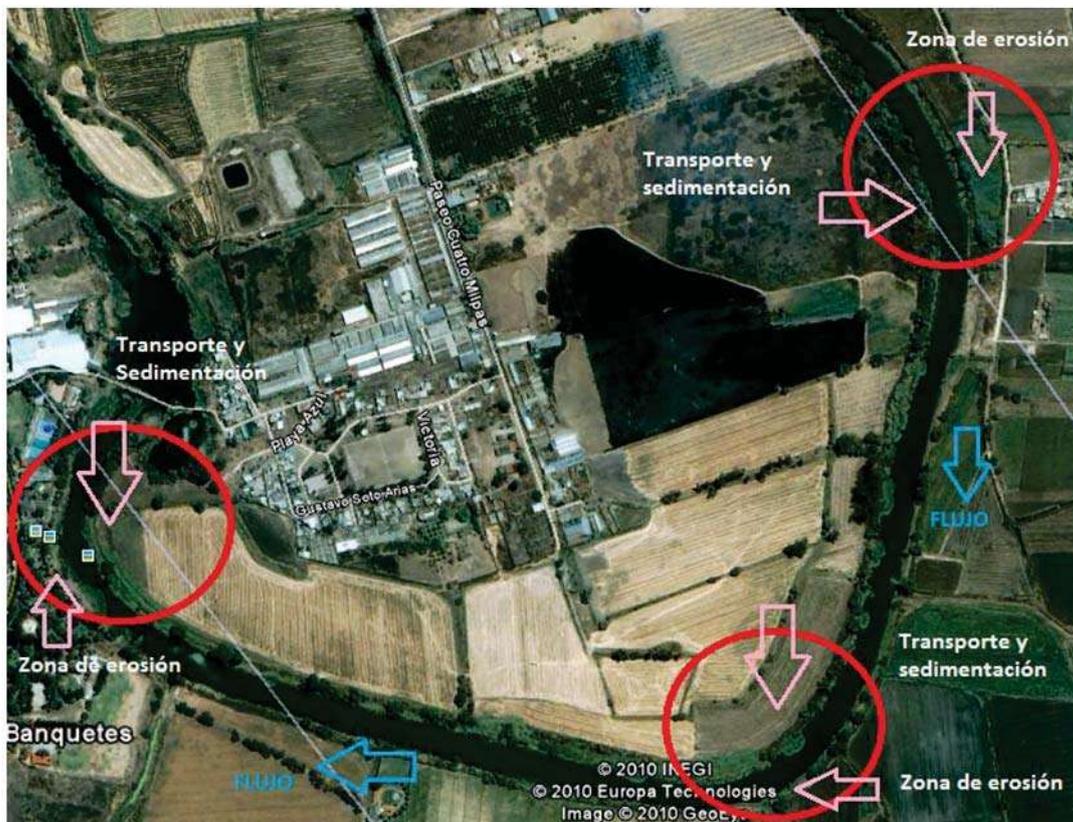


Figura 3.- Vectores de erosión y sedimentación

### 2.2.3 Generalidades de Cimentaciones Superficiales.

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura.

En forma general las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos grupos: cimentaciones directas y cimentaciones indirectas (ver Figura 4 y Figura 6). Una cimentación directa es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo. De este tipo son las zapatas aisladas, las zapatas conectadas, las zapatas ligadas, las cimentaciones por trabes y las losas de cimentación (Ver Figura 4). Se le denomina cimentación superficial si la profundidad de desplante  $D_f$  de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma (ver Figura 5). Se ha sugerido que cimentaciones con  $D_f$  igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales. En caso contrario se denominan cimentaciones profundas.

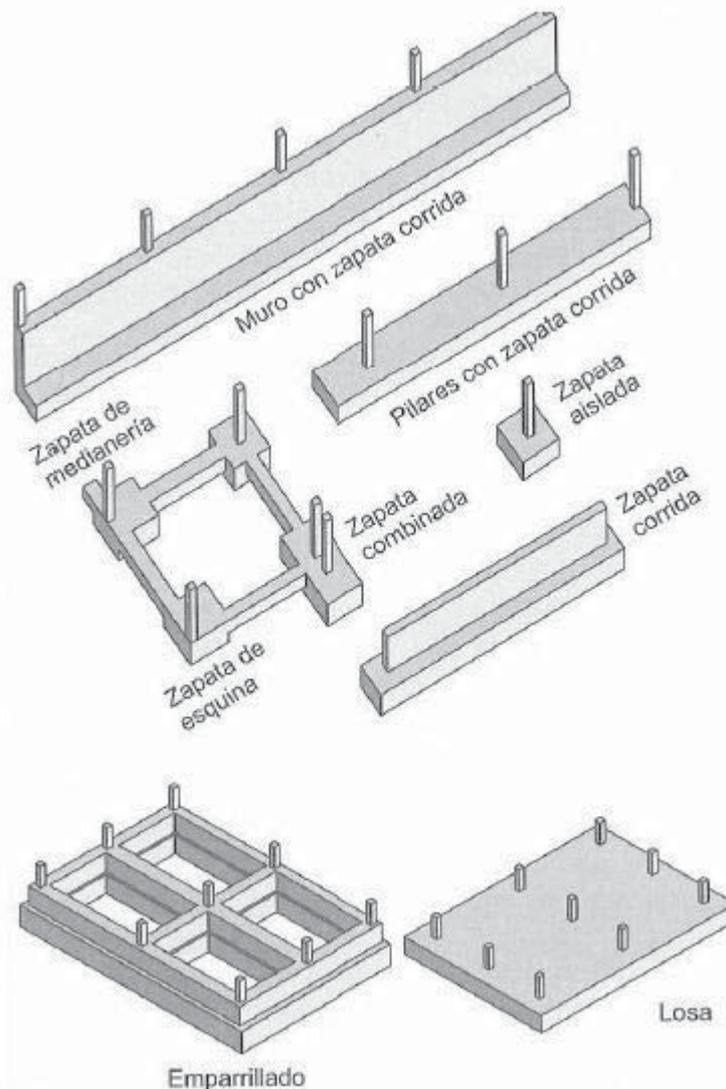


Figura 4.- Tipos de Cimentaciones directas (González de Vallejo, 2004)

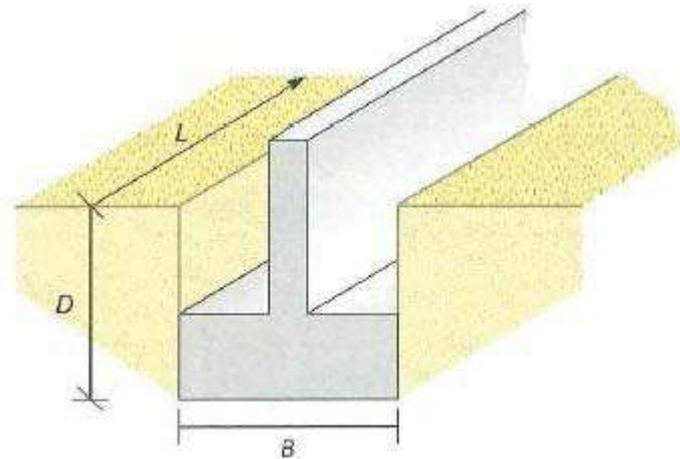


Figura 5.- Geometría de una cimentación directa (González de Vallejo, 2004)

Una cimentación indirecta es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como los pilotes, los cilindros y cajones de cimentación. (Ver Figura 6)

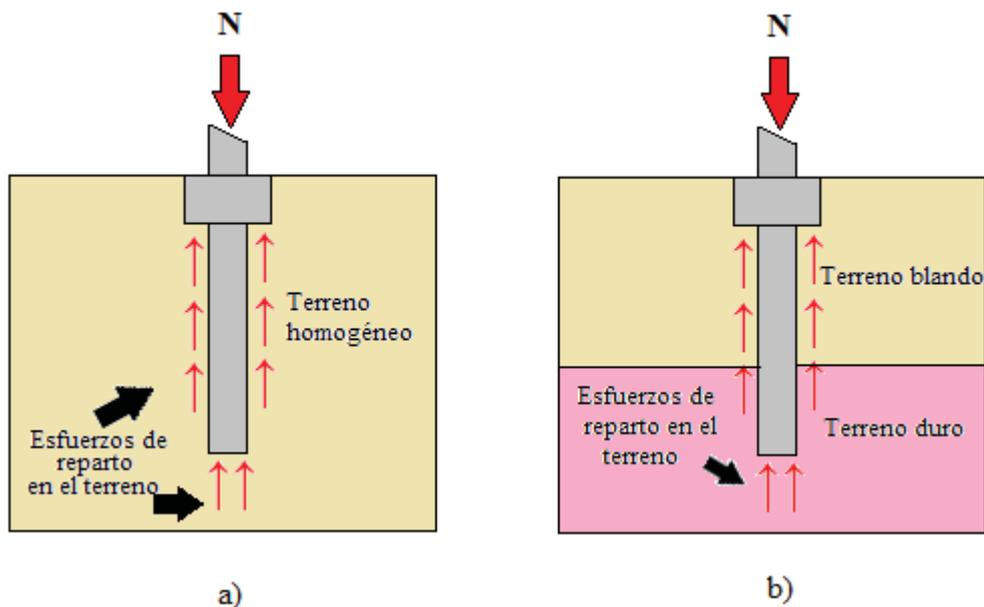


Figura 6.- Cimentaciones Profundas; a) En terreno homogéneo, b) En terreno no homogéneo (González de Vallejo, 2004)

Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctico. En tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre una losa de concreto, denominada losa de cimentación.

Las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga

de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme.

En el caso de pilas perforadas, se taladra un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto, debiéndose usar un ademe de metal mientras se taladra el agujero. El ademe se deja ahogado en el agujero o se retira durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. La distinción entre pilotes y pilas perforadas deja de ser clara para un diámetro de aproximadamente 1 m, y luego las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales y las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas, se clasifican como profundas. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

#### 2.2.4 Esfuerzo de corte en suelos.

La resistencia de la masa de un suelo es la resistencia interna por área unitaria que ofrece el suelo para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

Se acepta que la resistencia al corte  $\tau$  de un suelo viene dada por la ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + P (\tan \varphi) \quad (1)$$

en la que:

$\tau$  = Resistencia al corte del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$c$  = Cohesión del suelo, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$P$  = Presión intergranular, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$\varphi$  = Ángulo de fricción interna del suelo.

La cohesión es la adherencia entre las partículas del suelo debido a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

El ángulo de fricción es un valor de adoptado de manera convencional y que depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos, entre los más importantes.

Sin embargo el esfuerzo cortante en suelos puede estar definido por los esfuerzos efectivos mediante la siguiente expresión:

$$\tau = c' + (\sigma' - u) \tan \phi' \quad (2)$$

donde

$\tau$  = resistencia al corte del suelo en  $\text{kg/cm}^2$

$c'$  = cohesión efectiva, en  $\text{kg/cm}^2$

$\sigma'$  = esfuerzo total normal, en  $\text{kg/cm}^2$

$u$  = presión de poro, en  $\text{kg/cm}^2$

$\phi'$  = ángulo de fricción interno efectivo

La ecuación anterior representa una recta ( $\sigma', \tau$ ) que se denomina envolvente de falla, y deben de visualizarse algunos aspectos en la Figura 7.

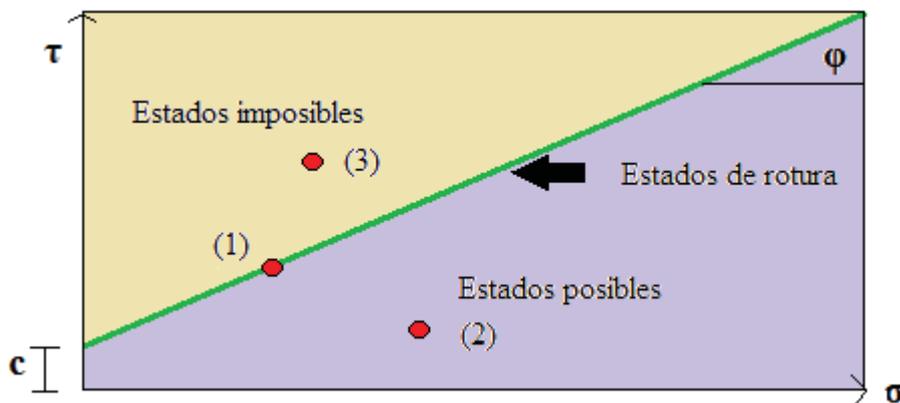


Figura 7.- Esfuerzos de falla (González de Vallejo, 2004)

El punto 1 se ubica exactamente sobre la envolvente de falla, por lo tanto es un estado de falla o rotura.

El punto 2 se ubica por debajo de la envolvente de falla, por lo que no se tiene ningún estado de falla.

El punto 3 representa un estado imposible de esfuerzos, ya que para entonces habrá fallado el suelo además de que sobrepasaría el máximo esfuerzo de la envolvente de falla.

#### 2.2.5 Determinación en laboratorio de los parámetros de resistencia al corte.

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensaye; la prueba de corte directo y la prueba triaxial. En esta última se tiene también el ensaye de compresión simple.

##### 2.2.5.1 Prueba de corte directo.

Un diagrama del aparato se muestra en la Figura 8. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras son por lo general circulares, de sección transversal de 20 a 25 cm<sup>2</sup> y de 2.5 a 3 cm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen de suelo.



Figura 8.- Equipo de corte directo (cortesía de Pinzuar)

### 2.2.5.2 Prueba Triaxial

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Entre las principales ventajas de estas pruebas tenemos:

- a) Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
- b) Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- c) Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En la prueba triaxial se usa generalmente un espécimen de suelo de aproximadamente 36 mm de diámetro y 76 mm de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena generalmente de agua.

Las pruebas Triaxiales usuales se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste, generalmente, en aplicar al espécimen antes mencionado una presión hidrostática. Durante la segunda etapa, el espécimen se lleva a la falla por carga o descarga vertical, manteniendo constante la presión confinante. Para generar la falla cortante en el espécimen se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga (llamado esfuerzo desviador). El marco triaxial se muestra en la Figura 9.

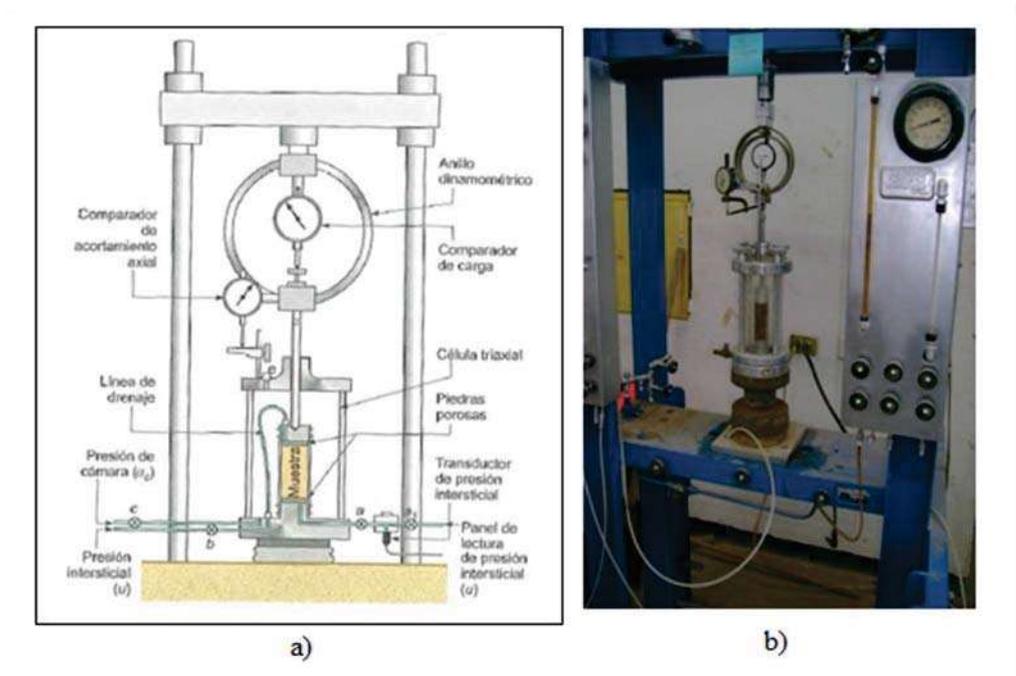


Figura 9.- a) Marco de pruebas Triaxiales (González de Vallejo, 2004); b) Equipo triaxial del laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas”, UMSNH

Se proporciona también conexiones para medir el drenaje hacia dentro o hacia afuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba).

La representación de los resultados en un diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

Tres tipos estándar de pruebas Triaxiales son generalmente llevadas a cabo. A saber:

a) Prueba consolidada-drenada (CD)

En esta prueba se admite el drenaje de la muestra bajo presión general especificada, hasta que se ha completado la consolidación; manteniendo el drenaje, se aplica el esfuerzo de diferencia principal en forma suficientemente lenta como para asegurar que el exceso de presión de agua de poro se mantenga en cero.

Los círculos de Mohr representativos de esta prueba se muestran en la Figura 10.

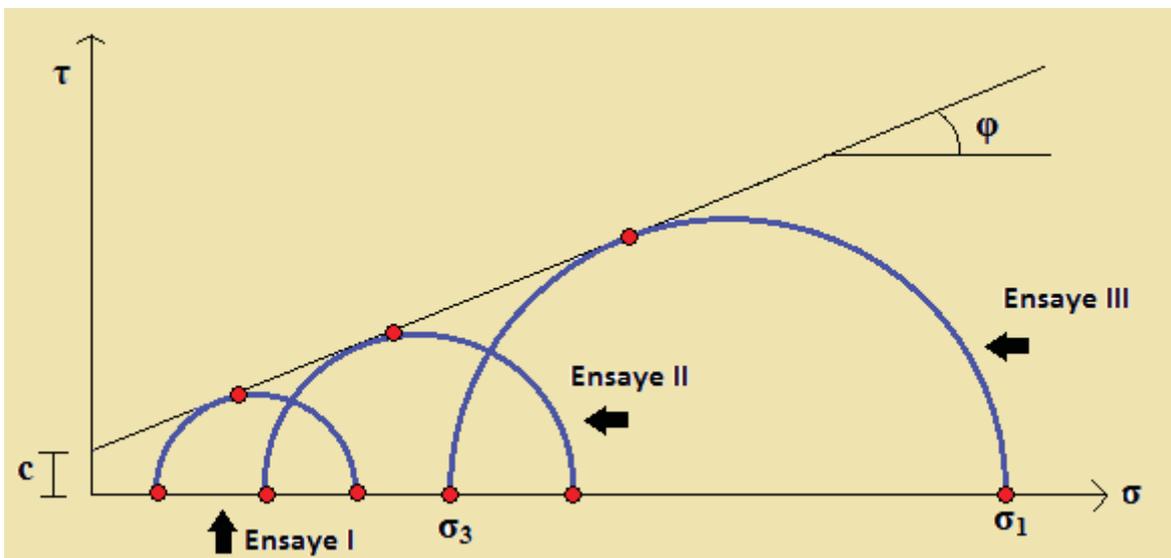


Figura 10.- Estados de falla de las pruebas CD (González de Vallejo, 2004)

b) Prueba consolidada-no drenada(CU)

En esta prueba se permite drenaje de la muestra bajo una presión general especificada, hasta que se ha completado la consolidación; luego se aplica el esfuerzo de diferencia principal sin permitir que se produzca drenaje. Se realizan mediciones de presión de agua de poro durante la parte de la prueba en la que no

hay drenaje. Los círculos de Mohr representativos de esta prueba se muestran en la Figura 11.

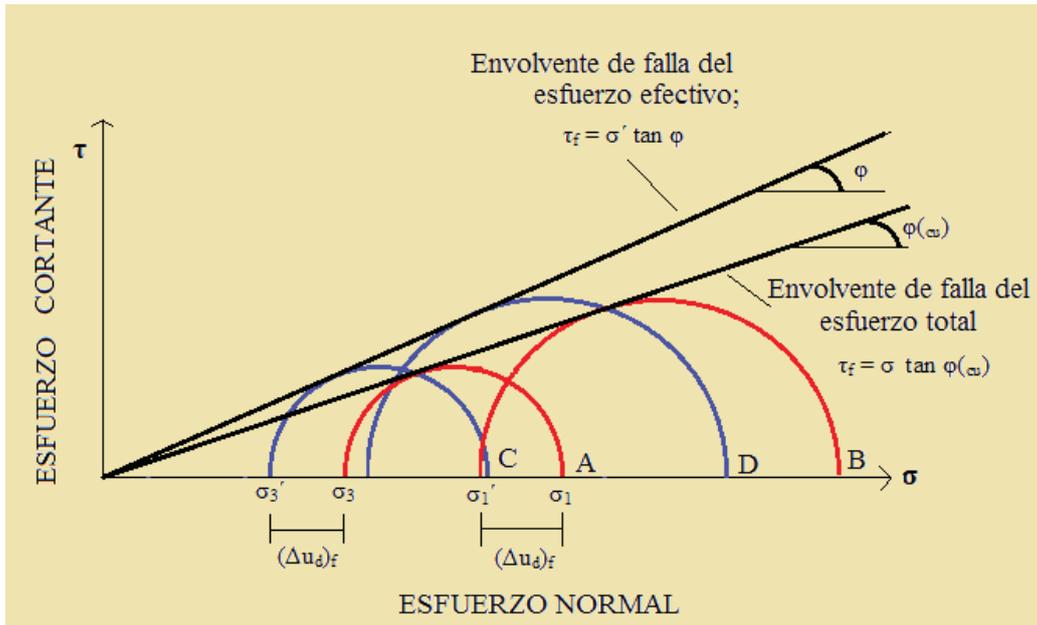


Figura 11.- Estados de falla para las pruebas CU (Braja, 2001)

c) Prueba no consolidada-no drenada (UU)

En este caso se somete la muestra a la presión general especificada, tras la cual se aplica inmediatamente el esfuerzo de diferencia principal sin permitir drenaje, en momento alguno de la prueba. Los círculos de Mohr representativos de esta prueba se muestran en la Figura 12.

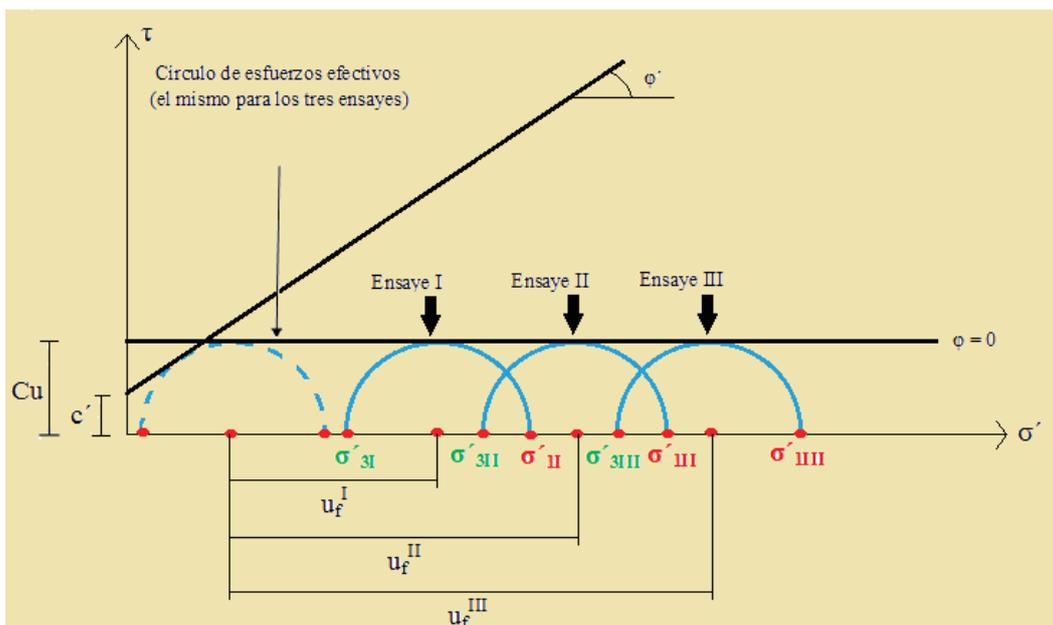


Figura 12.- Estados de falla para las pruebas UU (González de Vallejo, 2004)

d) Compresión simple.

Es una prueba triaxial que consiste en colocar una probeta de suelo cilíndrica en una prensa ordinaria y romperla a compresión sin ningún confinamiento lateral, es decir  $\sigma_3=0$ . Tiene el inconveniente de llevarse solo a cabo sobre arcillas, limos o suelos muy cohesivos. La Figura 13 muestra el círculo de Mohr con su envolvente de falla.

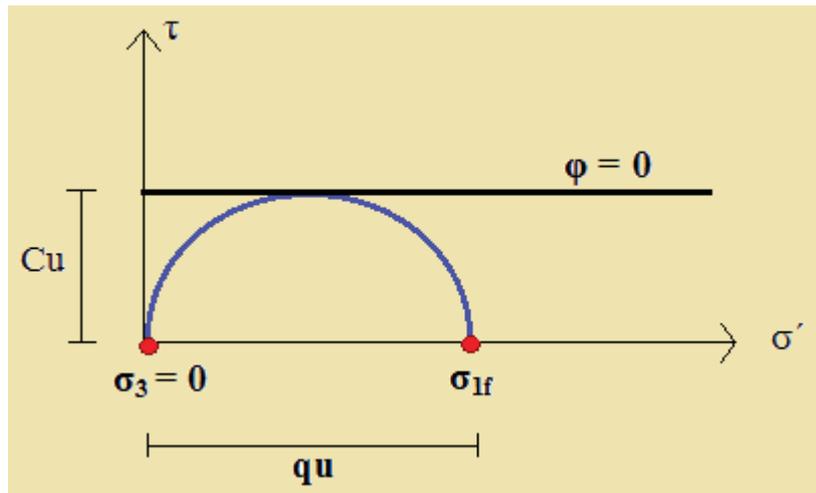


Figura 13.- Envolvente de falla de prueba de compresión simple (González de Vallejo, 2004)

Cada una de las pruebas anteriores tiene una aplicabilidad técnica diferente, ya que estará influenciado por las características físicas de los lugares de cimentación. Para lugares donde se cimentará sobre arenas o materiales friccionantes pueden simularse con las pruebas CD y CU ya que las condiciones de drenaje pudieran llegar a ser muy representativas. En cambio para lugares donde se cimentarán sobre suelos cohesivos, las pruebas UU y de compresión simple son las más características.

#### 2.2.6 Consolidación.

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración.

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y

c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste elástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

Se pueden determinar las características de un suelo durante la consolidación unidimensional por medio de la prueba del consolidómetro o del odómetro (ver Figura 14). En la Figura 14 inciso a), se ve un corte esquemático del consolidómetro u odómetro en cuestión. El espécimen de prueba está en la forma de un disco, retenido dentro de un anillo metálico, contenido entre dos piedras porosas. La piedra superior, que puede moverse dentro del anillo con pequeño margen, está fijada por debajo de una tasa metálica, a través de la cual se aplica presión al espécimen. Todo el conjunto descansa sobre una celda de agua a la que tiene acceso el agua de poro de la muestra. El anillo que confina la muestra puede ser o bien fijo (rígidamente unido al cuerpo de la celda), o flotante (libre de desplazarse verticalmente); internamente, el anillo debe tener una superficie lisa y pulida para reducir la fricción lateral. El anillo de confinamiento impone una condición de deformación lateral nula en la muestra. Se mide la compresión de la muestra bajo presión, por medio de micrómetros de carga y deformación. En la actualidad existen equipos electrónicos más sofisticados para realizar la prueba de consolidación siendo el más difundido y utilizado el consolidómetro tipo BAK. Ver Figura 14, inciso b).

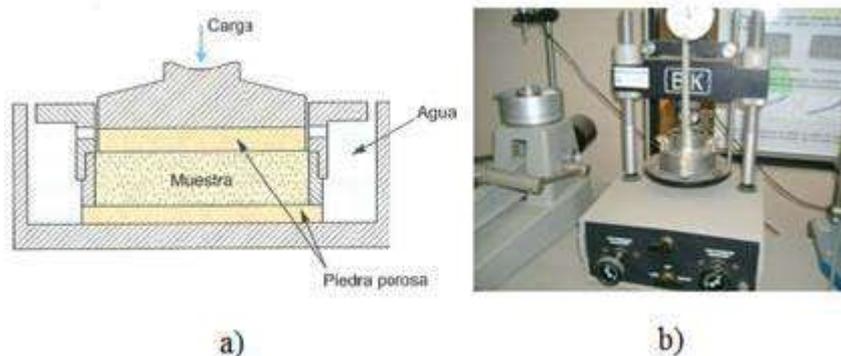


Figura 14.- a) Corte diagramático de un consolidómetro (González de Vallejo, 2006);  
b) Equipo tipo BAK y muestra para la prueba de consolidación (UMSNH)

### 2.2.6.1 Consideraciones fundamentales sobre consolidación.

Cuando un estrato de suelo está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción de volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

Así es como analizaremos la deformación de un estrato de arcilla saturada sometida a un incremento de esfuerzos. Un estrato de arcilla saturada de espesor  $H$  está confinado entre dos estratos de arena y sometido a un incremento instantáneo en el esfuerzo total de  $\Delta\sigma$ . Sabemos que

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

Donde  $\Delta\sigma'$  = incremento en el esfuerzo efectivo

$\Delta u$  = incremento en la presión de poro del agua.

Como la arcilla tiene muy baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo  $t = 0$ , el esfuerzo incrementado total,  $\Delta\sigma$ , será tomado por el agua ( $\Delta\sigma = \Delta u$ ) a toda profundidad. Ningún esfuerzo será tomado por el esqueleto del suelo (es decir, el esfuerzo efectivo incrementado  $\Delta\sigma' = 0$ ).

Después de la aplicación del esfuerzo incrementado  $\Delta\sigma$  al estrato de arcilla, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada y se drenará en ambas direcciones hacia los estratos de arena. Por medio de este proceso, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de arcilla decrecerá gradualmente y el esfuerzo total por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará. Así entonces, en el tiempo  $0 < t < \infty$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ y } \Delta u < \Delta\sigma)$$

Sin embargo, las magnitudes de  $\Delta\sigma'$  y  $\Delta u$  a diversa profundidades cambiará dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo  $t = \infty$ , la presión de poro completa en exceso se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato de arcilla, dando  $\Delta u = 0$ . El incremento de esfuerzo total  $\Delta\sigma$  se tomará entonces por la estructura del suelo, por lo que

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

Este proceso gradual de drenaje, bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia asociada de presión de poro en exceso al esfuerzo efectivo, ocasiona

el asentamiento dependiente del tiempo (consolidación) en el estrato del suelo arcilloso.

#### 2.2.6.2 Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas.

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el tiempo del muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos. Durante el muestreo del suelo, la presión de sobrecarga efectiva existente es también liberada, resultando cierta expansión. Cuando el espécimen está sometido a una prueba de consolidación, una pequeña cantidad de compresión (es decir, un pequeño cambio en la relación de vacíos) ocurrirá cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre el espécimen es mayor que la presión efectiva máxima en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor, y la relación  $e$ - $\log \sigma'$  es prácticamente lineal con una pendiente más inclinada.

Esta relación es verificada en el laboratorio cargando el espécimen de manera que se exceda la presión de sobrecarga efectiva máxima y luego descargándolo y recargándolo de nuevo. La gráfica  $e$ - $\log \sigma'$  para tales casos se muestra en la Figura 15, en donde  $cd$  representa la descarga y  $dfg$  representa el proceso de recarga.

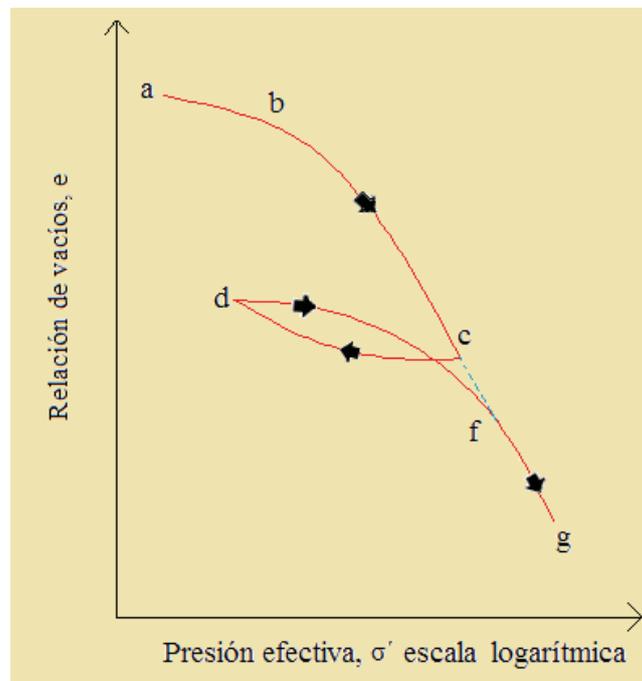


Figura 15.- Gráfica de  $e$  versus  $\log \sigma'$  que muestra las ramas de carga, descarga y recarga (Braja, 2001)

Esto nos conduce a las dos definiciones básicas de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo:

- Normalmente consolidada: la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.
- Preconsolidada: la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo experimentó en el pasado. La presión efectiva máxima en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

La presión efectiva en el pasado no se determina explícitamente porque es usualmente una función de procesos geológicos y, en consecuencia, debe ser inferida de los resultados de pruebas de laboratorio.

Casagrande (1936) sugirió una simple construcción gráfica para determinar la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$  a partir de la gráfica de laboratorio  $e$ - $\log\sigma'$ . El procedimiento es el siguiente:

- 1.- Por observación visual, establezca un punto  $a$  en donde la gráfica  $e$ - $\log\sigma'$  tenga un radio de curvatura mínimo. (Ver Figura 16, punto verde)
- 2.- Dibuje una línea horizontal  $ab$ . (Ver Figura 16, línea color cyan)
- 3.- Dibuje la línea  $ac$  tangente en  $a$ . (Ver Figura 16, línea color azul)
- 4.- Dibuje la línea  $ad$ , que es la bisectriz del ángulo  $bac$ . (Ver Figura 16, línea magenta)
- 5.- Proyecte la porción de la recta  $gh$  de la gráfica  $e$ - $\log\sigma'$  hacia atrás para intersectar  $ad$  en  $f$ . La abscisa del punto  $f$  es la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$ . (Ver Figura 16, línea magenta vertical)

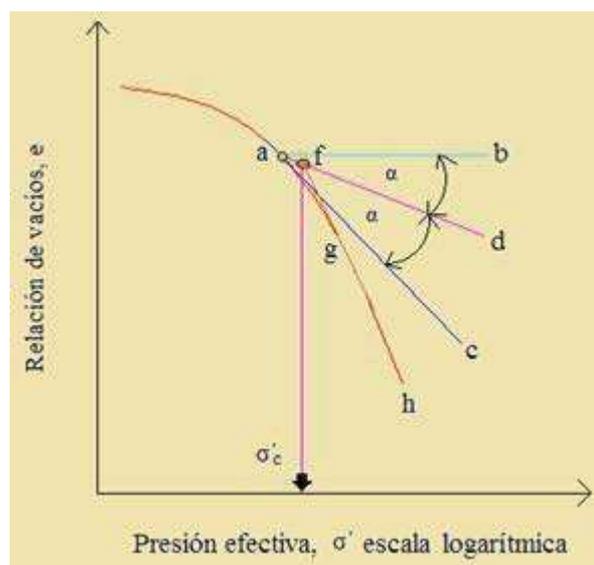


Figura 16.- Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación (Braja, 2001)

2.2.6.3 Cálculo del asentamiento causado por una consolidación primaria unidimensional.

Consideremos un estrato de arcilla saturada de espesor  $H$  y área de sección transversal  $A$  bajo una presión  $\sigma'_o$  o de sobrecarga efectiva promedio. Debido a un incremento de presión  $\Delta\sigma$ , sea el asentamiento primario igual a  $S$ . Al final de la consolidación,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

Entonces, el cambio de volumen (ver Figura 17) se obtiene por

$$\Delta V = V_o - V_1 = HA - (H - S) A = SA \quad (3)$$

donde  $V_o$  y  $V_1$  son los volúmenes inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio de volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos  $\Delta V_v$ . Entonces,

$$\Delta V = SA = V_{v_o} - V_{v_1} = \Delta V_v \quad (4)$$

donde  $V_{v_o}$  y  $V_{v_1}$  son los volúmenes de vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de la relación de vacíos, tenemos

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \quad (5)$$

Donde  $\Delta e$  = cambio en la relación de vacíos. Pero

$$V_s = \frac{V_o}{1+e_o} = \frac{AH}{1+e_o} \quad (6)$$

Donde  $e_o$  = relación de vacíos inicial en el volumen  $V_o$ , entonces de las ecuaciones (7), (8), (9) y (10), obtenemos

$$\Delta V = SA = \Delta e V_s = \frac{AH}{1+e_o} \Delta e$$

o

$$S = H \frac{\Delta e}{1+e_o} \quad (11)$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestran una relación  $e$ - $\log \sigma'$  lineal (ver Figura 18)

$$\Delta e = C_c [\log (\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \quad (12)$$

Donde  $C_c$  = pendiente de la gráfica  $e$ - $\log \sigma'$  y se define como el índice de compresión. Sustituyendo la ecuación (13) en la ecuación (14) resulta:

$$S = H \frac{Cc}{1+e_0} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (15)$$

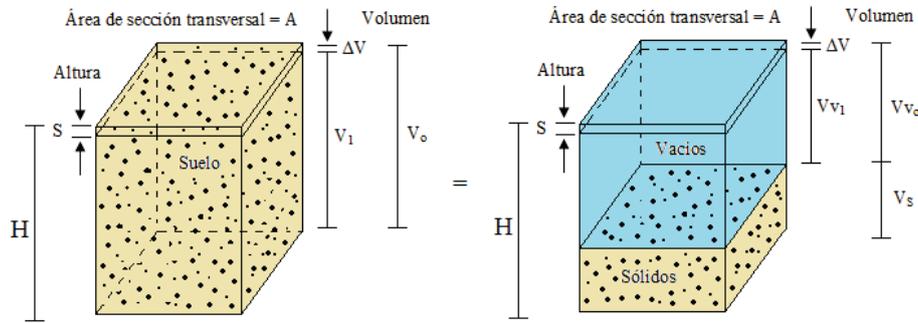


Figura 17.- Asentamiento causado por consolidación unidimensional (Braja, 2001)

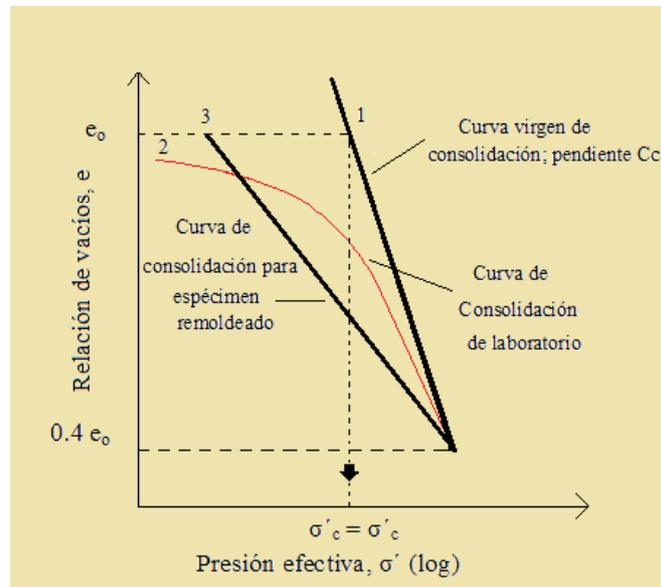


Figura 18.- Características de consolidación de una arcilla normalmente consolidada (Braja, 2001)

En arcillas preconsolidadas (Ver Figura 19), para  $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ , la variación e-log  $\sigma'$  en campo será a lo largo de la línea *cb*, la pendiente de la cual será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de expansión *Cs* se denomina índice de expansión, por lo que

$$\Delta e = C_s [\log (\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \quad (16)$$

De las ecuaciones (17) y (18) tenemos

$$S = H \frac{Cs}{1+e_0} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (19)$$

Si  $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ , entonces

$$S = H \frac{C_s}{1+e_o} \log \left[ \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right] + H \frac{C_c}{1+e_o} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (20)$$

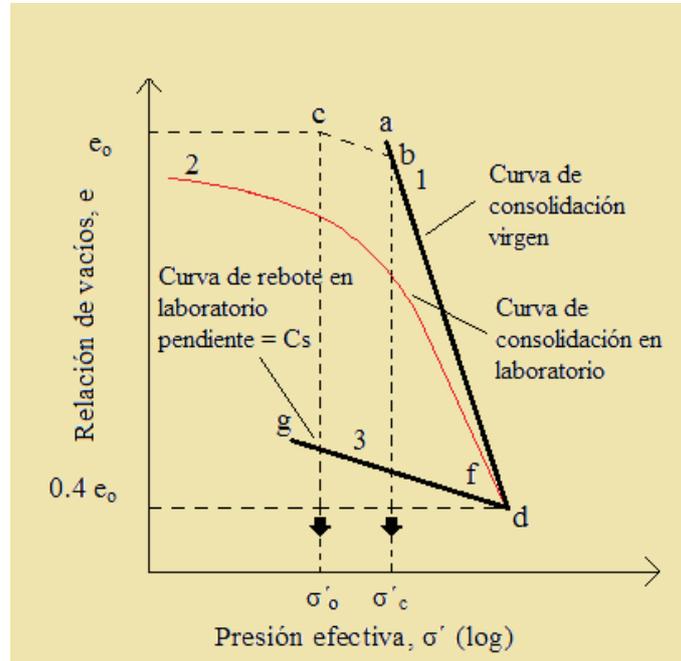


Figura 19.- Características de consolidación de una arcilla preconsolidada (Braja, 2001)

#### 2.2.6.4 Índice de compresión (Cc).

Varios autores han propuesto distintas formulaciones para determinar este valor, siendo las características índices como plasticidad (en especial el límite líquido LL), relación de vacíos y densidad de sólidos, las más determinantes.

Terzagui y Peck propusieron las siguientes expresiones:

Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (21)$$

Para arcillas remoldeadas:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \quad (22)$$

En ausencia de estos datos de plasticidad, Rendón –Herrero (1983) propusieron la siguiente expresión:

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left[ \frac{1+e_o}{G_s} \right]^{2.38} \quad (23)$$

Así mismo Nagaraj y Murty (1985) expresaron el índice de compresión como

$$C_c = 0.2343 \left[ \frac{LL (\%)}{100} \right] G_s \quad (24)$$

#### 2.2.6.5 Índice de expansión (Cs).

El índice de expansión es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión. En la mayoría de los casos

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ a } \frac{1}{10} C_c \quad (25)$$

#### 2.2.6.6 Cálculo del incremento de esfuerzo bajo una cimentación.

El incremento en el esfuerzo vertical en el suelo causado por una carga aplicada sobre un área limitada decrece con la profundidad  $z$  medida desde la superficie del terreno. Dicho incremento del esfuerzo efectivo  $\Delta\sigma'$  debe ser el aumento promedio debajo del centro de la cimentación. Suponiendo que la presión se incrementa parabólicamente, estimamos el valor de  $\Delta\sigma'_{\text{promedio}}$  como (Regla de Simpson):

$$\Delta\sigma'_{\text{(prom)}} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \quad (26)$$

Donde  $\Delta\sigma_t$ ,  $\Delta\sigma_m$  y  $\Delta\sigma_b$  representan el incremento en la presión en la parte superior, en la parte media y en el fondo del estrato, respectivamente.

Las magnitudes de  $\Delta\sigma_t$ ,  $\Delta\sigma_m$  y  $\Delta\sigma_b$  sobre un estrato de arcilla debajo del centro de una cimentación se calculan usando los principios de distribución de esfuerzos en el suelo mediante gráficos como las curvas de Fadum (ver Figura 20).

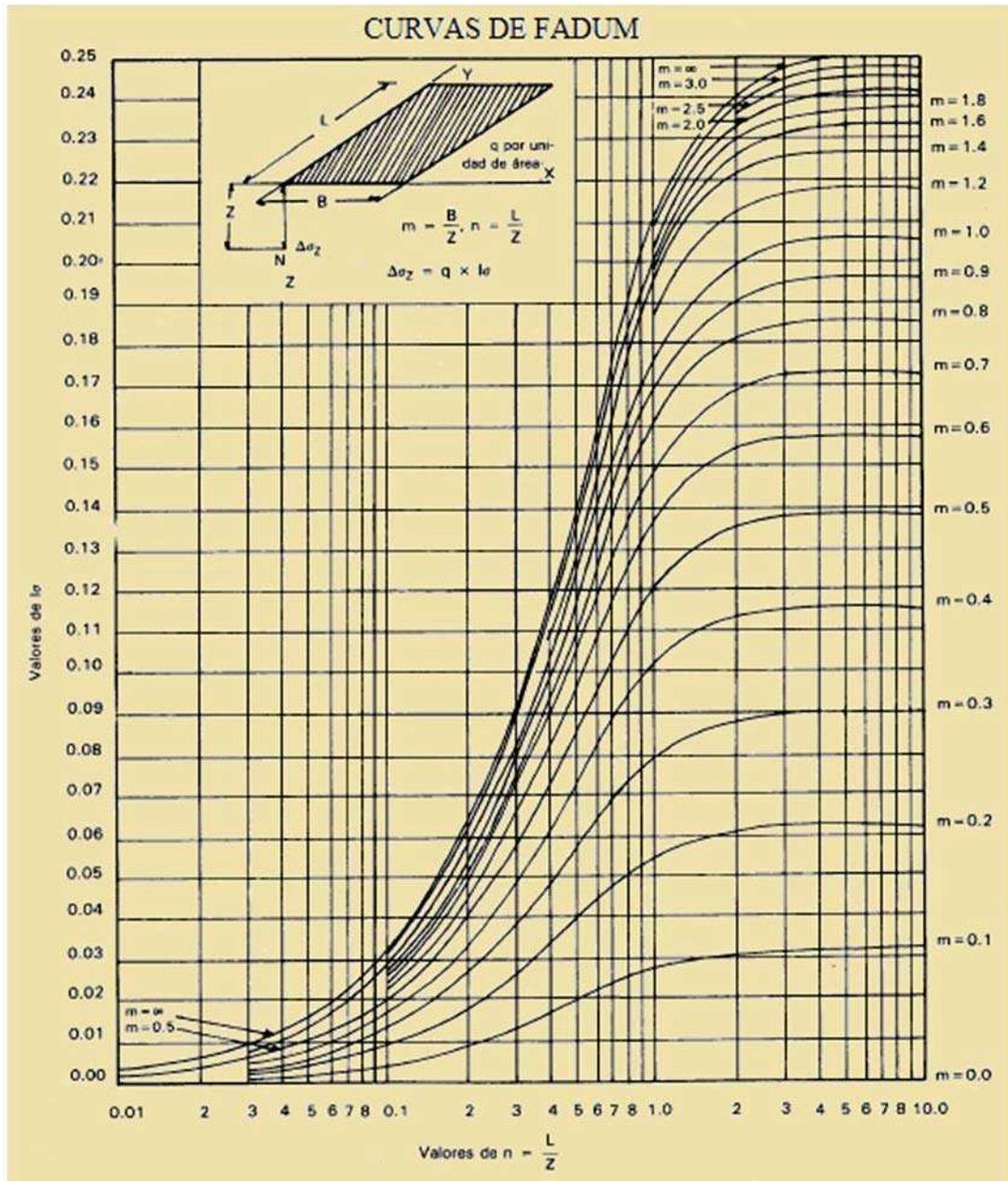


Figura 20.- Curvas de Fadum (Crespo Villalaz, 2000)

Para facilitar la obtención del incremento de presión debajo del centro de un área rectangular, también usamos la siguiente relación:

$$\Delta\sigma \text{ (debajo del centro)} = q I_c \quad (27)$$

Donde:

$q$  = carga neta por área unitaria sobre la cimentación

$$I_c = f(m_1, n_1)$$

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

L = longitud de la cimentación

B = ancho de la cimentación

z = distancia medida desde el fondo de la cimentación

La variación de  $I_c$  con  $m_1$  y  $n_1$  se dan en la Tabla 1.

$n_1$	$m_1$									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Tabla 1.- Variación de  $I_c$  con  $m_1$  y  $n_1$  (Braja, 2001)

## 2.2.7 Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

### 2.2.7.1 Conceptos generales.

Consideraremos una franja de cimentación (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) descansando sobre la superficie de una arena densa o de un suelo cohesivo firme, como se muestra en la Figura 21a, con un ancho B. Ahora, si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación  $q$ , junto con el

asentamiento de la cimentación también se muestra en la Figura 21a. En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a  $q_u$ , tiene lugar la falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria  $q_u$  se le denomina capacidad última de carga de la cimentación. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama falla por cortante general.

Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media (Figura 21b), un incremento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la Figura 21b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a  $q_{u1}$ , el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno (como se muestra por las líneas de rayas en la Figura 21b). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la capacidad de carga última  $q_u$ . Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación,  $q_{u(1)}$ , se llama carga primera de falla (Vesic, 1963). Note que un valor pico de  $q$  no se alcanza en este tipo de falla, denominado falla por cortante local en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la Figura 21c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla,  $q_u$ , la gráfica carga-asentamiento será muy empinada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina falla de cortante por punzonamiento.

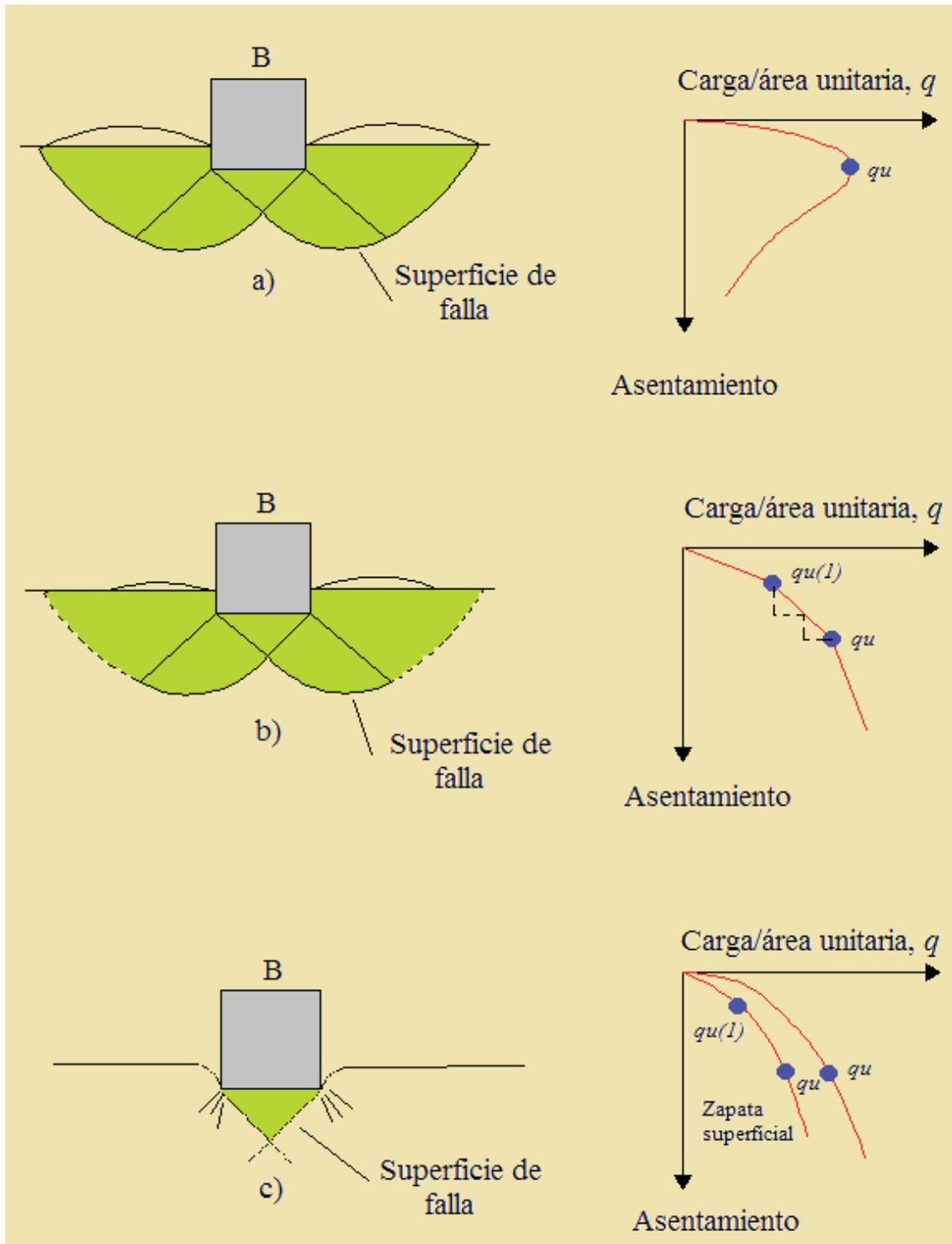


Figura 21.- Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelo: (a) falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonamiento (Braja, 2001)

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La Figura 22 muestra esta relación, que contiene la siguiente notación:

Cr = compacidad relativa de la arena

Df = profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad (28)$$

Donde B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

(Nota: L es siempre mayor que B)

Para cimentaciones cuadradas, B = L; para cimentaciones circulares, B = L = diámetro. Entonces  $B^* = B$

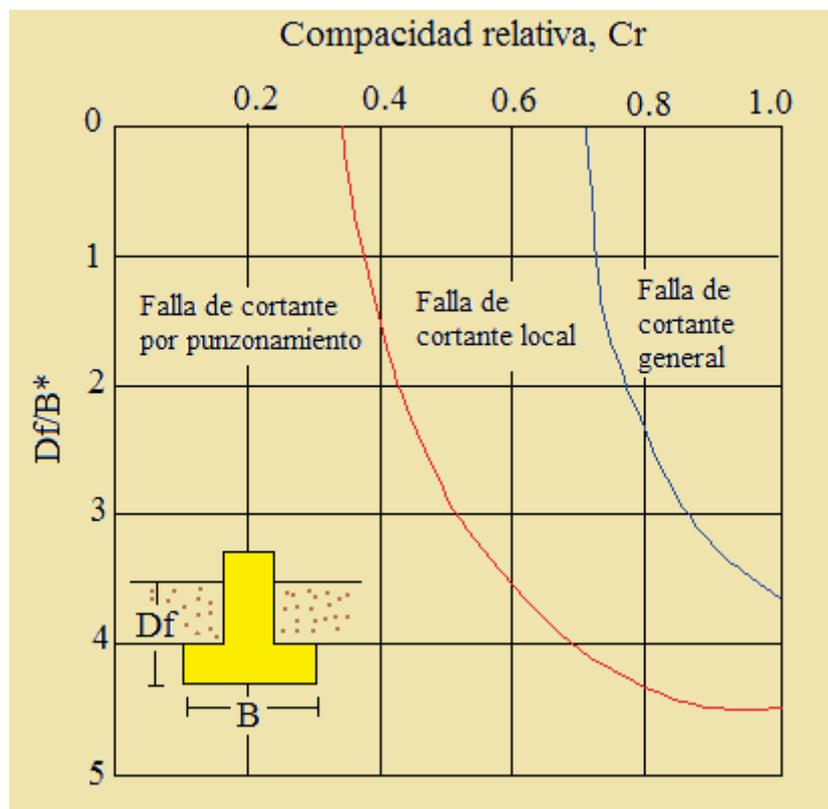


Figura 22.- Modos de falla en cimentaciones sobre arena según Vesic, 1973 (Braja, 2001)

Para cimentaciones superficiales (es decir, para  $Df/B^*$ ), la carga última ocurre con un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B. Esta condición ocurre con una falla cortante general en el suelo; sin embargo, con una falla local o por punzonamiento, la carga última llega a ocurrir con asentamientos de 15 a 25% del ancho de la cimentación (B).

2.2.7.2 Teoría de la capacidad de carga última.

Terzagui (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales.

Terzagui 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 se supone similar a la mostrada en la Figura 23. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone remplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la Figura 23):

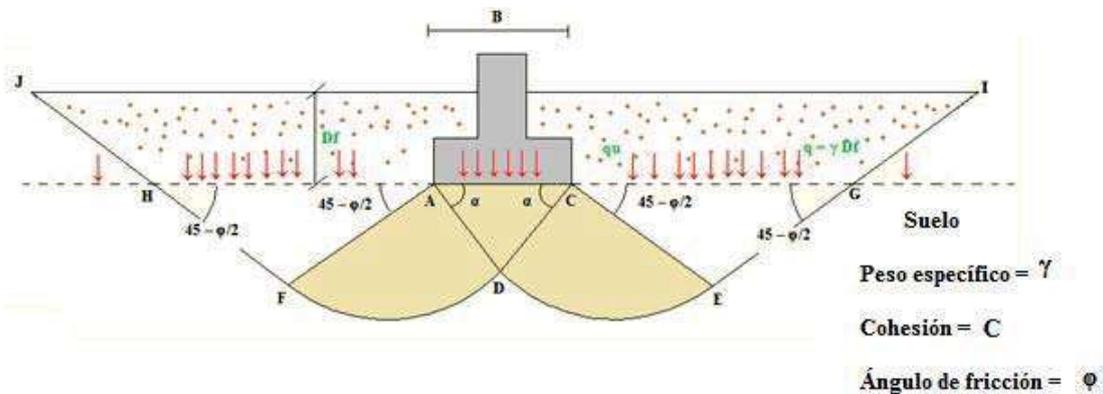


Figura 23.- Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa (Braja, 2001)

- 1.- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- 2.- Las zonas de cortante radial ADF y CDE, en que las curvas DE y DF son arcos de una espiral logarítmica.
- 3.- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir,  $\alpha$  y  $\phi$ ). Note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzagui expresó la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (29)$$

(Cimentación en franja)

donde:

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\phi$ .

Terzagui propuso las siguientes relaciones para calcular los factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (30)$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi \quad (31)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (32)$$

La Figura 24, ilustra los valores de los factores de forma, propuestos por Vesic en 1973.

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

Figura 24.- Factores de capacidad de carga, según Vesic (Braja, 2001)

Meyerhof (1936) sugirió una expresión más general para la capacidad de carga, que considera la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba

del fondo de la cimentación, así como la posible inclinación de la carga y la geometría o forma de la cimentación. La ecuación es la siguiente:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (33)$$

donde:

$c$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación (ó diámetro para cimentación circular)

$F_{cs}$ ,  $F_{qs}$ ,  $F_{\gamma s}$  = factores de forma

$F_{cd}$ ,  $F_{qd}$ ,  $F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$F_{ci}$ ,  $F_{qi}$ ,  $F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de carga

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Las relaciones para los factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación recomendados para usarse, se dan en la Figura 25.

### 2.2.7.3 Capacidad de carga por método de Meyerhof.

Meyerhof planteo una ecuación para calcular la capacidad de carga en base a una serie de estudios que realizó en 1953. Él consideró que la capacidad de carga puede ser obtenida en base al número de penetración estándar “N” de la Pruebas de Penetración Estándar (SPT), el cual se correlaciona de manera directa con un ancho  $B$  de cimentación que se propone de manera inicial. Tiene la particularidad de limitar el empleo de esta formulación para asentamientos menores a 1” (2.54 cm), y a anchos de cimentación mayores a 1.30 metros, por lo que su uso es muy extendido en proyectos donde no es posible en ocasiones realizar pruebas

mecánicas directas. La ecuación  $q_{adm} = \left( \frac{N}{0.08} \right) \frac{(B+0.3)^2}{B^2}$

(34) muestra dicha formulación:

$$q_{adm} = \left( \frac{N}{0.08} \right) \frac{(B+0.3)^2}{B^2} \quad (34)$$

donde:

$N$  = número de penetración estándar

B = ancho de cimentación (m)

Los valores de 0.08 y 0.3 son constantes.

#### 2.2.7.4 Factor de seguridad.

El cálculo de la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (35)$$

Este factor de seguridad está comprendido entre 2 y 3, siendo éste último el más usual y convencional.

Factor	Relación	Fuente
Forma*	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ $F_{\gamma\phi} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde <math>L</math> = longitud de la cimentación (<math>L &gt; B</math>)</p>	De Beer (1970)
Profundidad†	<p>Condición (a): <math>D_f/B \leq 1</math></p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Condición (b): <math>D_f/B &gt; 1</math></p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{cd} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^2}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>donde <math>\beta</math> = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
<p>*Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en amplias pruebas de laboratorio. †El factor <math>\tan^{-1}(d_f/B)</math> está en radianes.</p>		

Figura 25.- Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse (Braja, 2001)

## 2.3 Metodología de exploración

### 2.3.1 Panorama general.

La metodología de exploración del suelo o programa de exploración son todas las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener la información del suelo, tales como sus propiedades físicas y disposición estratigráfica. Debido a la gran complejidad de los depósitos de suelo, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

Los principales objetivos que se buscan al realizar este tipo de exploración son:

- a) Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación.
- b) Evaluar la capacidad de carga de una cimentación
- c) Estimar el asentamiento probable de la estructura.
- d) Determinar la posición del nivel de agua

- e) Establecer métodos de construcción como ademado, drenaje y estabilización.
- f) Entre otros.

En el caso de puentes, son muy usados los métodos exploratorios a base del uso de penetrómetros. El espaciamiento óptimo de los sondeos en los cauces de los ríos no es fácil de establecer con reglas demasiado fijas. Si al momento de hacer la exploración se conoce la distribución del puente que se va a construir, podrá lograrse que los sondeos coincidan con los apoyos previstos; pero si, como es frecuente, no se dispone de un anteproyecto del puente al hacer la exploración, será necesario cubrir el cauce de tal manera que con base en los sondeos pueda llegar a elaborarse un perfil de suelos razonablemente preciso. Al manejar éste, el ingeniero constructor deberá estar consciente de que dicho perfil implica necesariamente mucha extrapolación de información y precisamente en una zona, como los cauces de ríos, que suele ser sumamente heterogénea y expuesta a cambios muy importantes de los suelos, aun en distancias muy pequeñas.

Una regla práctica común es cubrir la sección transversal del cauce con sondeos espaciados a 20 ó 25 metros, lo que quizá es buen margen si no existen circunstancias especiales; en cauces muy anchos o en los que se sepa que existen condiciones muy homogéneas, los espaciamientos anteriores podrán ampliarse un poco.

En puentes es muy común el empleo de cimentaciones profundas, por medio de pilotes o de cilindros, por lo que con frecuencia los sondeos han de ser también relativamente profundos. En general, conviene que los trabajos de perforación estén al cuidado de ingenieros responsables, para poder establecer en cada caso las profundidades de exploración según criterios razonables. Naturalmente, la cimentación más económica es la superficial, por lo que si los suelos explorados y muestreados en los primeros metros son aceptables desde el punto de vista de resistencia, compresibilidad y permeabilidad, no será preciso alcanzar grandes profundidades de exploración. Pero al pensar en una cimentación superficial en puentes, no se deberá olvidar de dos aspectos característicos de estos problemas: la socavación y la posibilidad de inundación de las excavaciones, cuando éstas se hacen bajo el nivel freático, pues frecuentemente ambos fenómenos impiden cimentar superficialmente, aun en terrenos de buena resistencia y baja compresibilidad.

Los estudios geotécnicos concernientes a la construcción de puentes deberán contener toda la información disponible en cuanto a las características mismas de la cimentación como:

- La profundidad de desplante.
- El asentamiento probable en el tiempo.
- Los empujes esperados.
- Socavación.

- Licuación de arenas.

### 2.3.2 Perforaciones exploratorias en el campo.

#### 2.3.2.1 Perforación con barrena.

Son los métodos más simples para horadar el terreno natural. Las dos más comunes son las barrenas de mano: barrena posteadora y barrena helicoidal (Ver Figura 26). Generalmente útiles en excavaciones pequeñas donde no se lleguen a profundidades mayores a 3 m.



Figura 26.- Barrena manual helicoidal (cortesía de Oleo-Mac)

#### 2.3.2.2 Perforación por lavado.

Se barrera el terreno inyectándole agua para la extracción en forma semilíquida del suelo. Apropia para suelos blandos, donde se alcanza a apreciar los cambios de color de cada uno de los estratos del subsuelo. Ver Figura 27 y Figura 28.

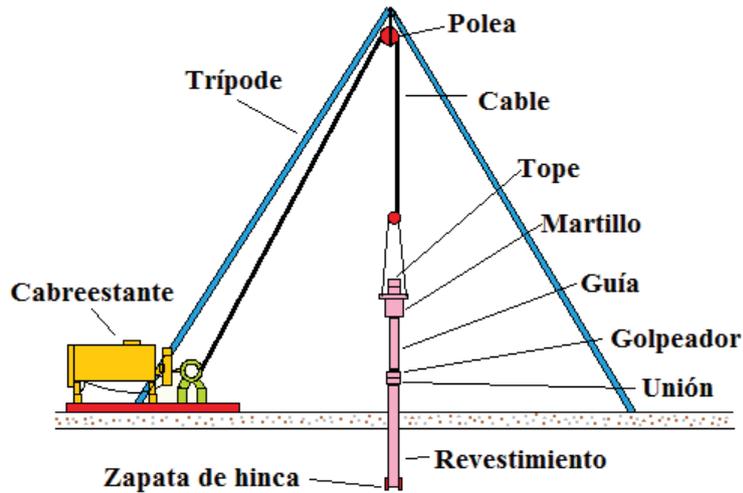


Figura 27.- Esquema del equipo para perforación por lavado. Disposición para hincar el revestimiento.

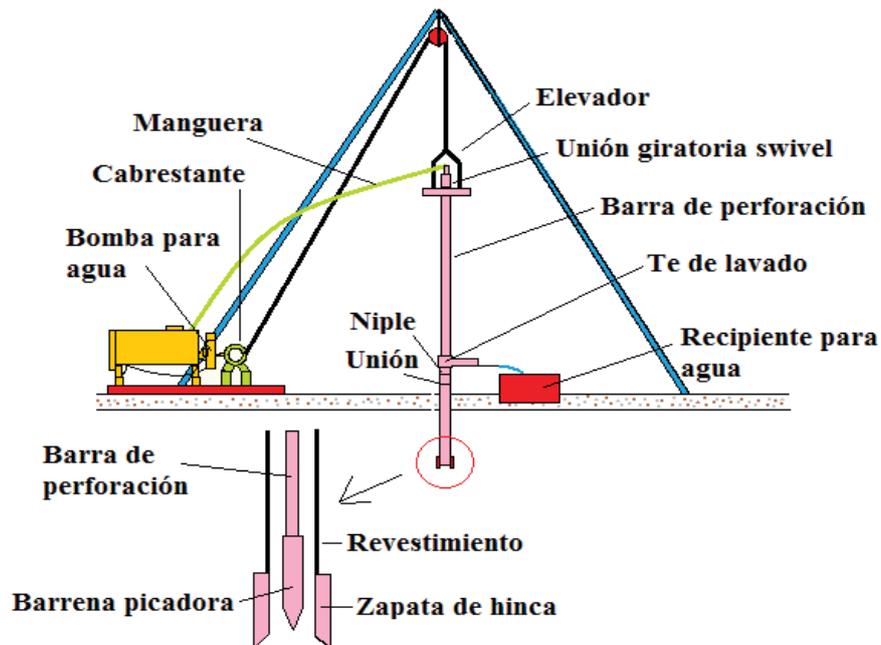


Figura 28.- Esquema del equipo para perforación por lavado. Disposición para la remoción del suelo por lavado y barrenado

### 2.3.2.3 Perforación por percusión.

Se logra el avance de la cavidad por la acción de un barreno pesado y cortante que se levanta y se deja caer reiteradamente (mecanismo de balancín), de tal manera que rompa y triture el material del fondo hasta dejarlo con la textura de arena o limo. Es un procedimiento para avanzar perforaciones profundas en la mayoría de suelos y rocas, y es superior a otros métodos para penetrar depósitos de grava

gruesa, formaciones que contienen grandes cantos y rocas muy fisuradas o con cavernas. Es lenta en arcillas e imposible de utilizar en arenas finas. Ver Figura 29.

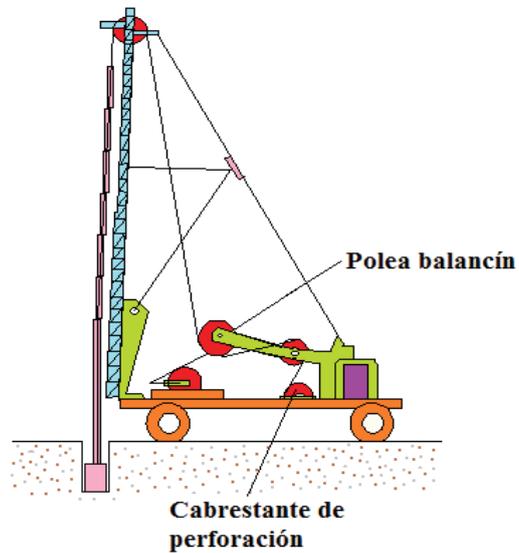


Figura 29.- Esquema del equipo para perforación por percusión

#### 2.3.2.4 Perforación por rotación.

Es un procedimiento por medio del cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las barras perforadas cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. Se suele usar en arena, arcilla o roca, ésta última siempre y cuando esté muy fisurada. Ver Figura 30.

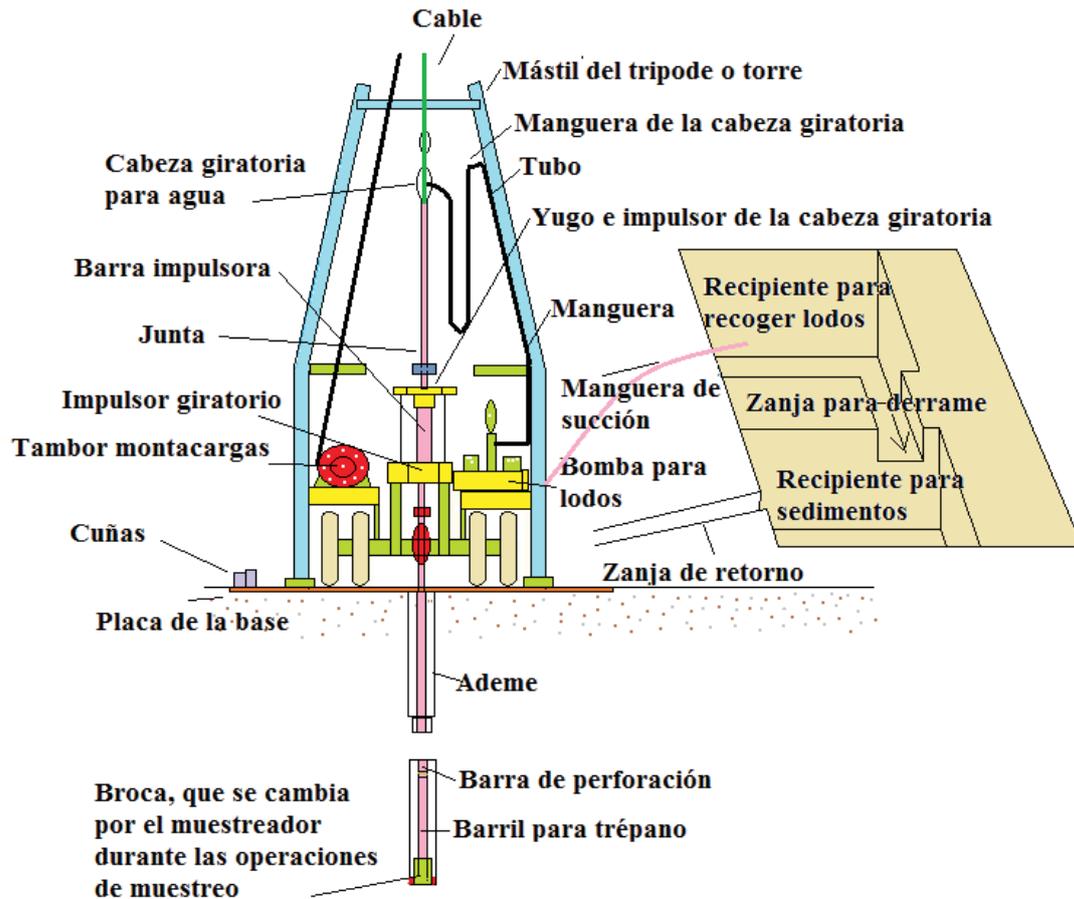


Figura 30.- Esquema de un equipo para perforación rotatoria (según Peck, Hanson y Thorburn, 1987)

#### 2.3.2.5 Prueba de penetración estándar (SPT).

Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad determinada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El muestreador se hinca en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la varilla de perforación. El peso estándar del martinete es de 62.3 N y en cada golpe el martinete tiene una altura de caída de 762 mm (ver Figura 31). El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el número de penetración estándar a esa profundidad. A esta cifra se le llama generalmente el valor N (American Society for Testing and Materials, 1997, Designación D-15869). Luego se saca el muestreador, y la zapata y el cople también se retiran. La muestra de suelo recuperada del tubo se coloca entonces en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número N de penetración estándar, como muestra la Tabla 2. Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla bajo consideración.

Número de Penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Media	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy firme	200-400
>30	Dura	>400

Tabla 2.- Correlación de Número de Penetración Estándar y resistencia a la compresión simple

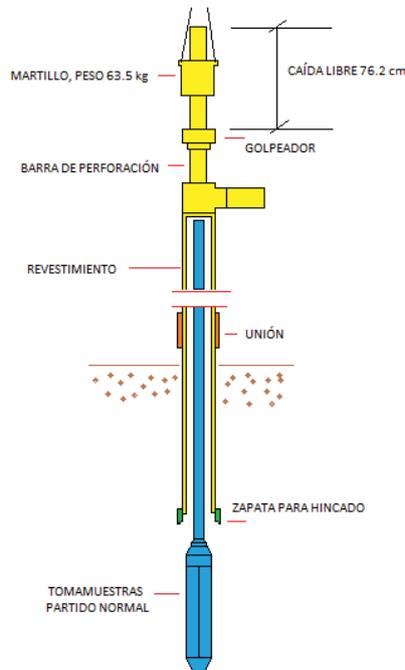


Figura 31.- Disposición para la toma de muestra y ejecución del ensayo normal de penetración en una perforación por lavado.

### 2.3.2.6 Prueba de la Veleta.

La prueba consiste en clavar en el terreno un asta con cuatro veletas colocadas en forma de cruz y hacerla girar cortando en situ el cilindro de terreno correspondiente y medir la copia de torsión. Durante la prueba no es posible hacer drenar, por lo que es muy similar a la prueba triaxial no drenada

El reporte  $H/D$  debe ser igual a 2 con diámetro de 40 a 70 mm y la prueba se efectúa con velocidad de rotación estandarizada de 6 grados/minuto. Aumentando la velocidad se obtienen valores mayores de  $C_u$ . Se tienen equipos para pruebas en agujeros de sondeo con profundidad hasta 30 m. (Ver Figura 32)

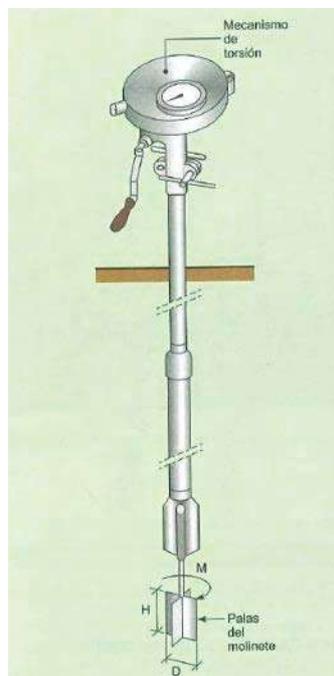


Figura 32.- Mecanismo de la veleta (González de Vallejo, 2006)

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. La prueba da buenos resultados en arcillas blandas y medio firmes, y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de las arcillas sensitivas.

Son fuentes de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo: una pobre calibración del torque aplicado y paletas dañadas. Otros errores pueden provocarse si la velocidad de rotación de las paletas no es controlada apropiadamente.

### 2.3.2.7 Penetrómetro de Bolsillo.

Permite obtener de una manera aproximada la resistencia a ruptura en la prueba de compresión axial no confinada (en  $\text{kg/cm}^2$ ) *in situ*. Su empleo es sencillo y consiste en la siguiente secuela de pasos:

- Bájese el anillo rojo hasta el fondo del Penetrómetro, o sea hasta la escala más baja del mismo. (Ver Figura 33).
- Colóquese de manera perpendicular en la pared del sondeo (Pozos a cielo abierto) y empuje el pistón con presión firme dentro del suelo hasta la marca indicada por medio de una ranura alrededor del pistón.
- Léase el esfuerzo de ruptura a compresión axial no confinada directamente en  $\text{kg/cm}^2$  en la parte baja del anillo rojo, siguiendo el orden de crecimiento de la escala.



Figura 33.- Penetrómetro de bolsillo para medir en campo la resistencia a la compresión de los suelos.

Con esta sencilla prueba se logra obtener la consistencia natural del suelo, lo cual es de importancia cuando se requiere saber qué tipo de suelo, en cuanto a consolidación se refiere, se está explorando para así mismo predecir su comportamiento mecánico, compresibilidad y asentamientos ante cargas impuestas.

### 2.3.3 Tomamuestras

#### 2.3.3.1 Tubo de pared delgada.

Los tubos de pared delgada son llamados a veces tubos Shelby; están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener muestras de suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubos de pared delgada usados comúnmente tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y 76.2 mm. El extremo del fondo del tubo está afilado. Los tubos se unen a barras de perforación. La barra de perforación con

el muestreador unido es bajada al fondo de la perforación y el muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía al laboratorio para su análisis.

## 2.4 Exploraciones realizadas en La Piedad

### 2.4.1 Objetivo y alcance.

El objetivo de la exploración del estudio geotécnico, es investigar y determinar las propiedades índices y mecánicas, de los diferentes materiales que conforman al subsuelo del sitio en estudio, principalmente en el estrato de desplante de la estructura, para tener toda la información necesaria y poder conceptualizar de manera integral el proyecto.

El alcance de este trabajo es desde la inspección de las características del subsuelo, exploración, muestreo y ensayos básicos de laboratorio, para obtener las propiedades físicas y mecánicas, obtención del perfil estratigráfico, con la finalidad de lograr una tipificación general de los suelos, para determinar la capacidad de carga admisible.

### 2.4.2 Descripción del terreno de estudio.

#### 2.4.2.1 Puente 1.

El sitio en estudio, los sondeos mixtos SE 01, SE 02 y SE 03, geográficamente se localizan a una altura promedio de 1674 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas 20°21'48.43"N de latitud norte y 102° 1'18.82"O de longitud oeste. El sitio se encuentra prácticamente sobre el río en el Parque Lázaro Cárdenas. (Ver Figura 34 y Figura 35)



Figura 34.- Ubicación satelital, Puente 1



Figura 35.- Ubicación a detalle, Puente 1

El sitio en estudio, geográficamente se localiza a una altura promedio de 1684 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas  $20^{\circ}21'05.01''$  de latitud norte y  $102^{\circ}01'0.327''$  de longitud oeste.

#### 2.4.2.2 Puente 2.

El sitio en estudio, los sondeos mixtos SE 05 y SE 04, geográficamente se localizan a una altura promedio de 1674 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas  $20^{\circ}21'48.43''N$  de latitud norte y  $102^{\circ}1'18.82''O$  de longitud oeste. El sitio (bordo) es paralelo a la calle Guillermo Rizo y se encuentra entre las colonias Privado Los Olivos y Arroyo Hondo. (Ver Figura 36 y Figura 37).



Figura 36.- Ubicación satelital, Puente 2



Figura 37.- Ubicación a detalle, Puente 2

#### 2.4.2.3 Puente Peatonal.

El sitio en estudio, el pozo a cielo abierto (PCA 5), geográficamente se localizan a una altura promedio de 1674 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas 20°20'40.06"N de latitud norte y 102° 1'23.69"O de longitud oeste. El sitio (bordo)

es paralelo al margen del Río Lerma y está ubicado enfrente de la Iglesia de la Purísima Concepción (al otro costado del Río). Ver Figura 38 y Figura 39.



Figura 38.- Ubicación Satelital, Puente Peatonal



Figura 39.- Ubicación a detalle, Puente Peatonal

### 2.4.3 Trabajos de campo.

#### 2.4.3.1 Sondeos mixtos.

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y el muestreo de los diferentes materiales que forman el subsuelo, observado en un Sondeo Mixto. Ver Figura 40.



Figura 40.- Colocación del equipo de Penetración Estándar

Se extrajeron muestras inalteradas mediante el tubo Shelby (ver Figura 41), usando el equipo para la Prueba de Penetración Estándar para cada uno de los cinco sondeos realizados



Figura 41.- Extracción de muestra con Tubo Shelby

Además se extrajeron muestras alteradas producto de la penetración estándar de los diferentes materiales que constituyen los distintos estratos del subsuelo, para determinar sus propiedades índices.

Se realizaron pruebas con veleta en laboratorio en las muestras de tubo Shelby para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en situ del suelo cuando no se pudieron labrar las muestras para compresión simple.

En la Figura 42 y Figura 43 se observan las maniobras que se llevaron a cabo para la correcta instalación del equipo de penetración estándar, donde se vio que no existieron problemas de acceso a cada una de las áreas donde se llevaron a cabo los sondeos.



Figura 42.- Colocación de equipo de penetración estándar, Puente 1, Sondeo 01



Figura 43.- Colocación del equipo de penetración estándar, Puente 2, Sondeo 04

En los anexos finales (ver Anexo 12, Anexo 13, Anexo 14, Anexo 15 y Anexo 16) de este documento se muestran los resultados completos de las pruebas de Penetración Estándar dados por la empresa Centro de Ingeniería y Estudios Especializados (CIEE). En estos informes se detalla la profundidad de penetración, descripción visual de cada estrato, número de golpes en penetración estándar, longitudes recuperadas de las muestras y las profundidades específicas donde se muestreo con tubo Shelby.

#### 2.4.3.2 Pozos a cielo abierto (PCA).

Los pozos a cielo abierto (PCA por sus iniciales) son excavaciones superficiales que se llevan a cabo de manera manual o con equipo de perforación (por lo general tractores sobre neumáticos o su similar) sobre el terreno natural. Su ancho debe de ser suficiente para llevar a cabo las maniobras del personal dentro del pozo en un margen de seguridad. La profundidad varía en función del tipo de obra o proyecto que se pretenda ejecutar; por lo general no excede los tres metros. Para el puente peatonal (PCA 5) se excavó un pozo a cielo abierto (PCA) a una profundidad de aproximadamente 2.95 metros mediante tractor sobre neumáticos (ver Figura 44). Se extrajeron muestras alteradas de cada uno de los estratos del suelo para determinar sus propiedades índices. Así mismo se extrajo una muestra inalterada para determinar las características mecánicas del terreno y poder estimar la capacidad de carga de la cimentación (Ver Figura 45). La muestra inalterada fue cubierta con brea y parafina para que conservara enteramente sus características físicas y mecánicas. Se colocó dentro de una caja de madera para su correcto transporte y traslado al laboratorio.



Figura 44.- Excavación de PCA 5 para Puente Peatonal



Figura 45.- Excavación para muestra inalterada, Puente Peatonal

#### 2.4.4 Estratigrafías obtenidas de los sondeos.

##### 2.4.4.1 Estratigrafías Puente 1 y Puente 2.

En base a los reportes de Penetración estándar (ver Anexo 12, Anexo 13, Anexo 14, Anexo 15 y Anexo 16) de la empresa CIEE (Centro de Ingeniería y Estudios Especializados) se realizaron los perfiles estratigráficos para cada uno de los sondeos de estas dos obras. Los perfiles estratigráficos tienen como función el de definir de manera clara las características físicas de cada uno de los estratos del subsuelo, tales como tipo de suelo, color, espesor, entre los más importantes y significativos.

Cabe aclarar que para cada uno de estos perfiles fue necesario también el apoyo topográfico que brindó la empresa antes mencionada, en lo que se refiere al seccionamiento topográfico. Los perfiles estratigráficos (estratos) que a continuación se muestran siguen el perfil topográfico principal del terreno natural, esto con la finalidad de dar una perspectiva más clara de cada uno de los suelos presentes en dichas secciones.

En la Figura 46, Figura 47, Figura 48, Figura 49 y Figura 50 se observan los perfiles estratigráficos de los puentes 1 y 2. En cada uno de ellos se anota el cadenamamiento respectivo del levantamiento topográfico, número de sondeo, localización (margen del río Lerma), ubicación aproximada de la prueba de

penetración estándar (SPT), elevaciones (respecto al nivel del mar) y distancias horizontales.

Además, se anota la profundidad aproximada de cada estrato y una descripción y clasificación visual de los tipos de suelo, en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

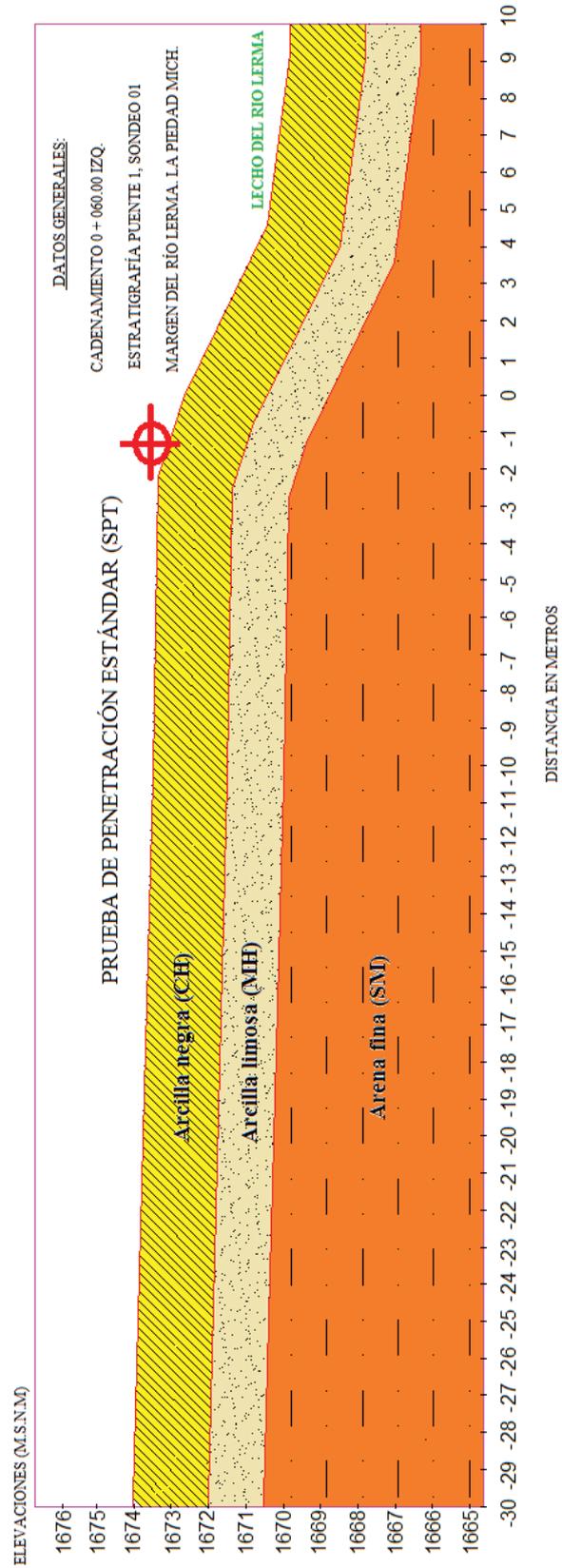


Figura 46.-Perfil estratigráfico Puente 1, Sondeo 1

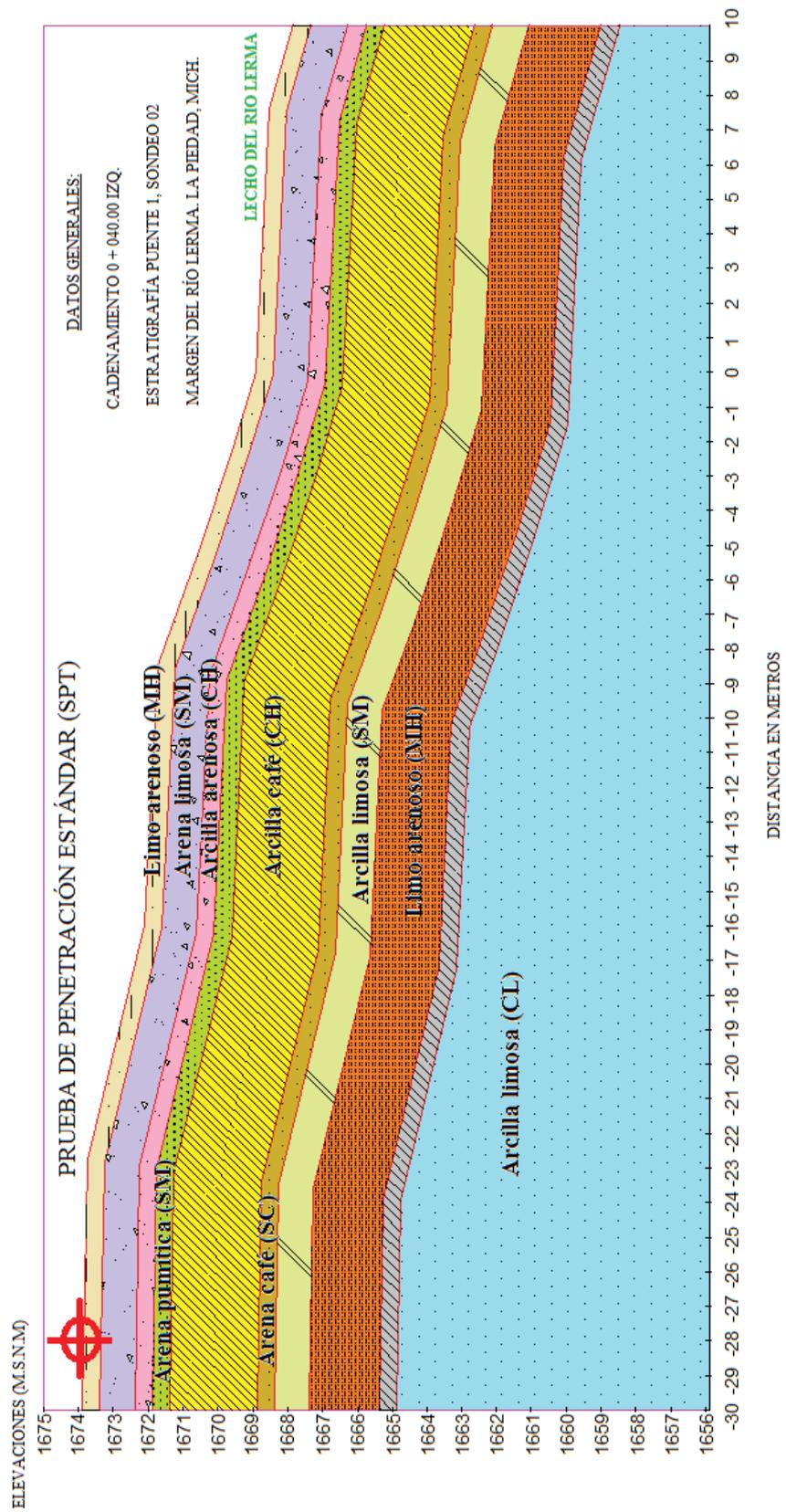


Figura 47.- Perfil estratigráfico, Puente 1, Sondeo 2

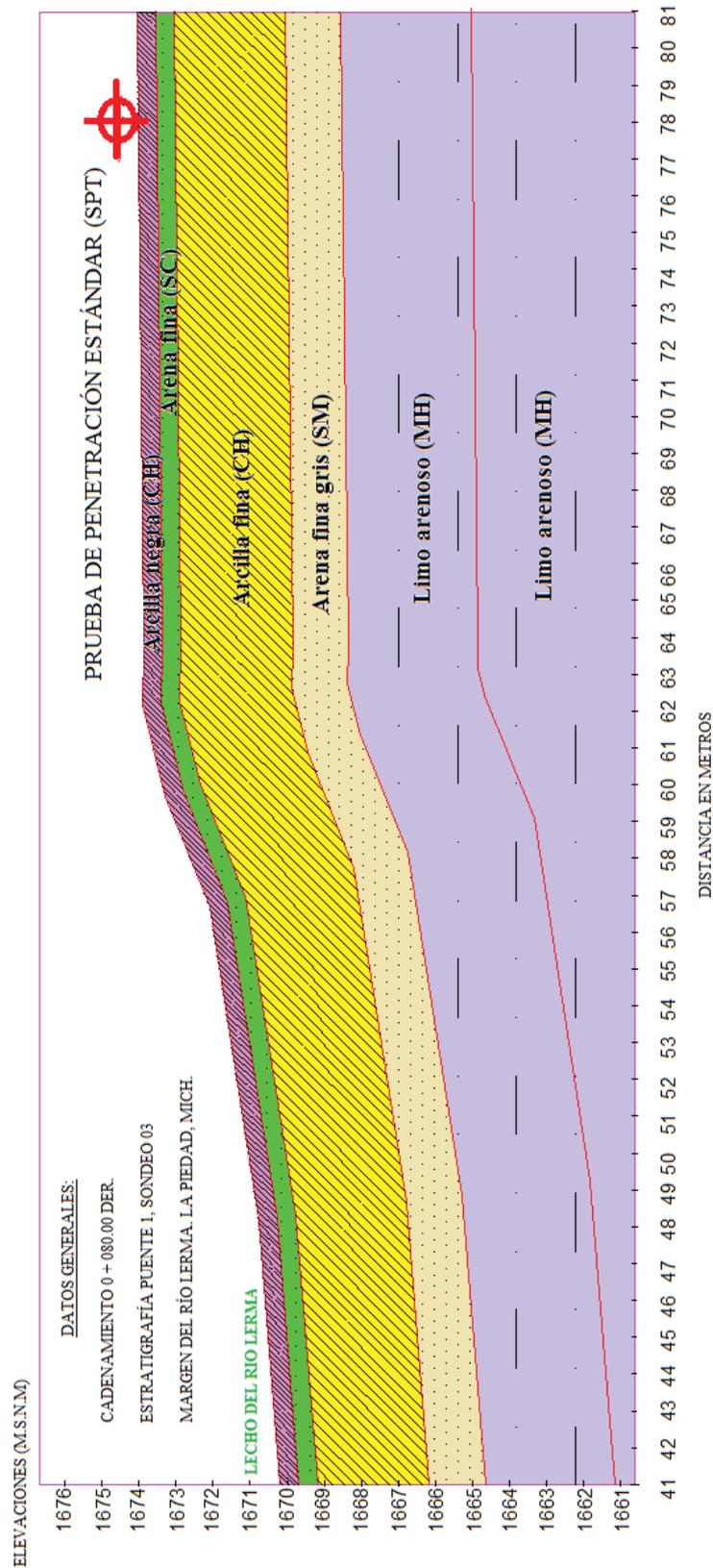


Figura 48.- Perfil estratigráfico Puente 1, Sondeo 3

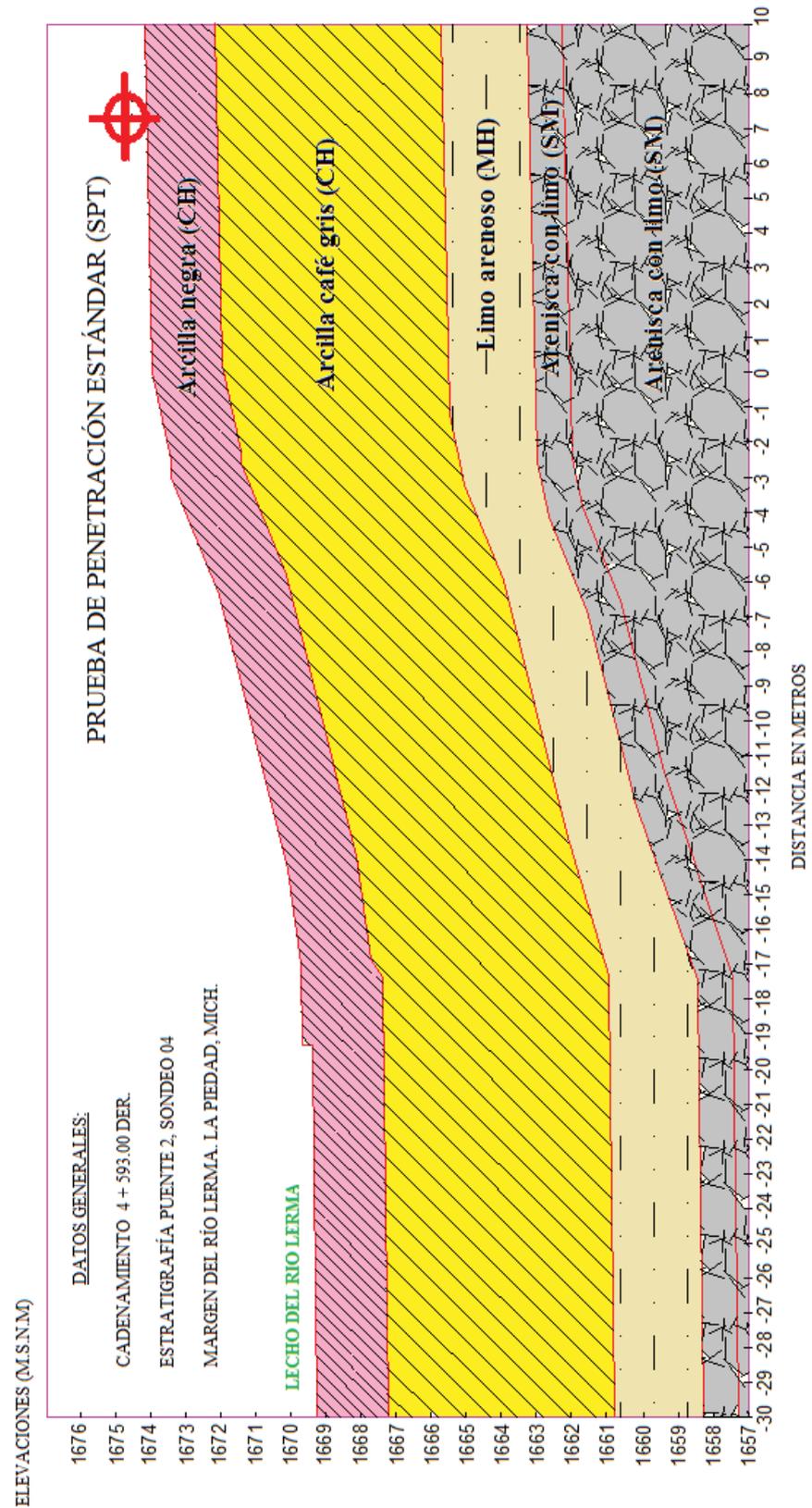


Figura 49.- Perfil estratigráfico, Puente 2, Sondeo 4

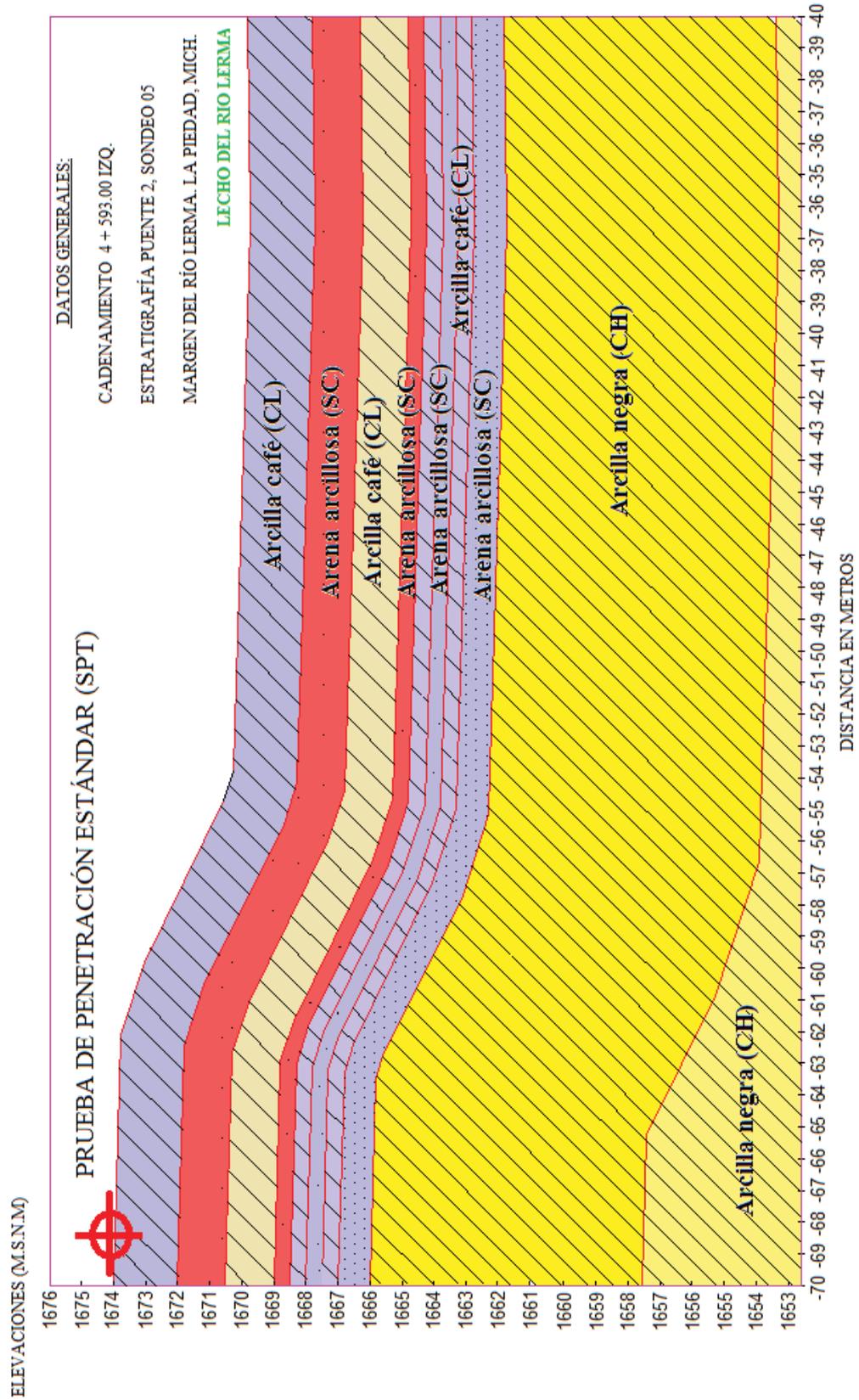


Figura 50.- Perfil estratigráfico, Puente 2, Sondeo 5

#### 2.4.4.2 Estratigrafía Puente Peatonal.

La Figura 51 muestra la estratigrafía del pozo a cielo abierto (PCA) para el puente peatonal. De manera análoga a los perfiles estratigráficos para los puentes 1 y 2, en éste se detalla la clasificación y descripción visual de los suelos presentes en cada uno de los estratos de dicho perfil en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S) Se reporta además la profundidad de cada estrato y la profundidad total del pozo excavado.

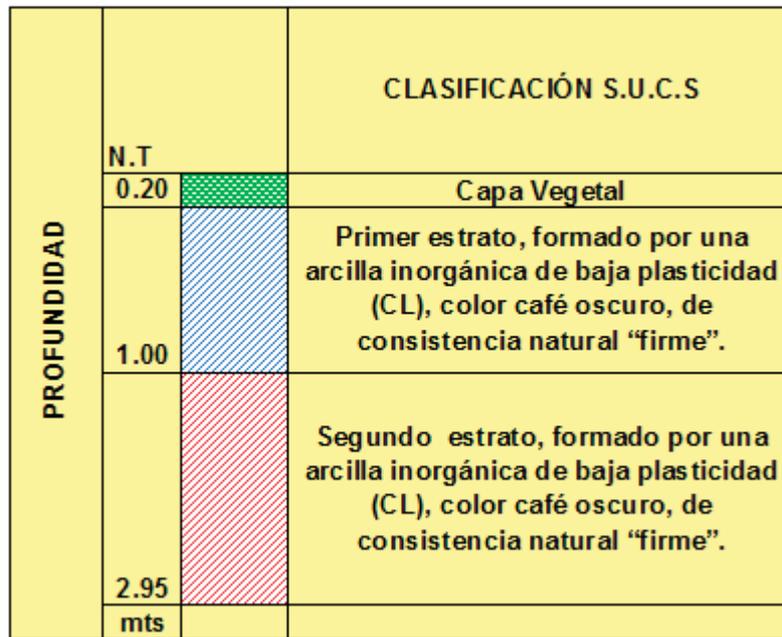


Figura 51.- Perfil estratigráfico Puente peatonal

## 2.5 Pruebas de Laboratorio

Los trabajos realizados en el laboratorio consistieron en obtener las propiedades índices y mecánicas de todas las muestras extraídas en campo, hayan sido muestras alteradas o inalteradas en Tubos Shelby.

### 2.5.1 Pruebas de Laboratorio para los Puentes 1, 2 y Puente Peatonal.

#### 2.5.1.1 Pruebas índice.

##### 2.5.1.1.1 Humedad y plasticidad.

Se obtuvieron las humedades naturales así como los límites de consistencia del suelo, tales como el Límite Líquido (ver Figura 52 **Error! No se encuentra**

**el origen de la referencia.)** y el Límite Plástico, de cada uno de los sondeos realizados en La Piedad, Michoacán (Sondeo 01, 02, 03, 04 y 05)



Figura 52.- Pruebas de Plasticidad

#### 2.5.1.1.2 Densidad de sólidos

Para cada uno de los estratos donde se muestreo con Tubo Shelby, se determinó la densidad de sólidos ( $S_s$ ), la cual consiste en determinar el peso específico relativo de la parte sólida de la muestra. Esta prueba está ligada y le es indispensable a la prueba mecánica de consolidación unidimensional en la determinación de parámetros iniciales como la altura de los sólidos ( $H_s$ ), entre otros. Ver Figura 53.



Figura 53.-Equipo y ebullición de muestra para densidad de sólidos ( $S_s$ )

#### 2.5.1.2 Pruebas mecánicas.

##### 2.5.1.2.1 Consolidación.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material en estudio (muestra remoldeada o inalterada en Tubo Shelby, Ver Figura 57), confinado en un anillo rígido de 2 cm de espesor y 8 cm de diámetro, mediante la aplicación de una secuencia de cargas preestablecidas. Para

cada incremento de carga se dibujan curvas de deformación unitaria vs tiempo, las cuales nos permiten observar el tiempo en el cual el suelo se comienza a consolidar por la aplicación de esa carga. Ver Figura 54.

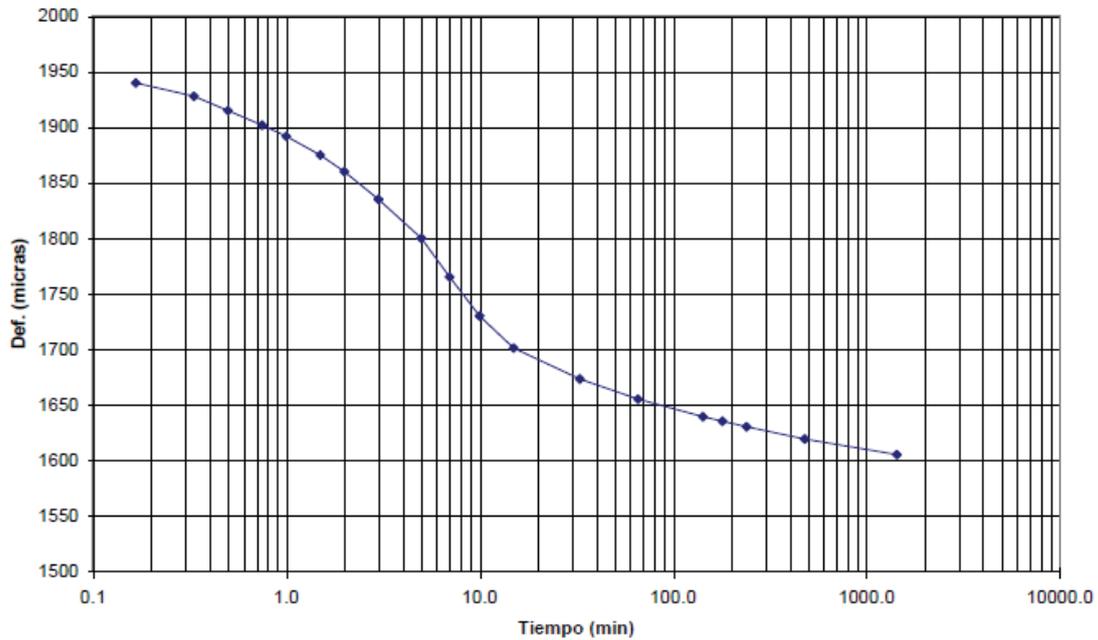


Figura 54.- Curva deformación unitaria vs tiempo en la prueba de consolidación unidimensional

Una vez aplicadas todas las cargas (ciclo de carga) se comienzan a descargar las mismas (ciclo de descarga) en un tiempo de práctica mucho menor que cuando se aplicó la carga. Se realizan los cálculos correspondientes y se determinan las nuevas relaciones de vacíos para cada incremento de carga. El formato tipo se muestra en la Figura 55.

PRESIÓN P Kg/cm <sup>2</sup>	DEFORMACIÓN LINEAL, EN mm.	ACUMULADO DEFORMACIÓN (ΔH), EN mm.	ESPESOR COMP. H mm	$e = \frac{H-H_s}{H_s}$
0.000	0.000	0.000	20.000	0.517
0.250	0.250	0.250	19.750	0.498
0.750	0.300	0.550	19.450	0.476
1.750	0.380	0.930	19.070	0.447
3.750	0.560	1.490	18.510	0.404
1.750	0.095	1.395	18.605	0.412
0.750	0.125	1.270	18.730	0.421
0.250	0.150	1.120	18.880	0.432
0.000	0.340	0.780	19.220	0.458

Figura 55.- Formato de cálculo de la prueba de consolidación (Manual de prácticas de Mecánica de Suelos, Ing. Civil - UMSNH)

Finalmente se dibujan los valores de Presión vs relación de vacíos (primera y última columna de la Figura 55) siendo la escala de la presión en escala semilogarítmica, con lo que obtiene la curva de compresibilidad (ver Figura 56). Además se obtiene la Presión efectiva (Pc) del suelo mediante la técnica de Casagrande.

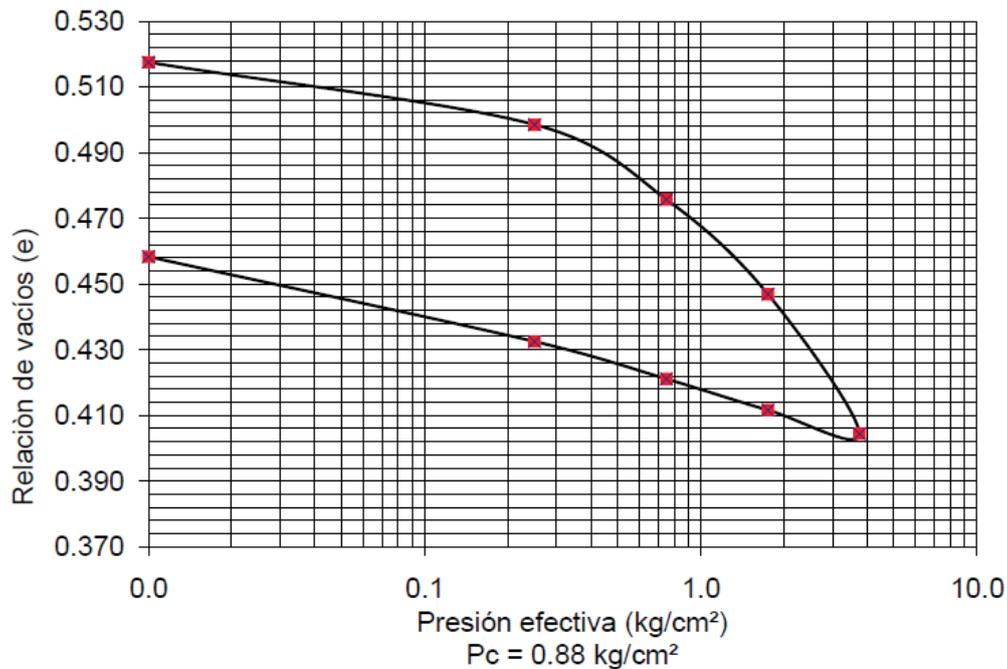


Figura 56.- Curva de compresibilidad (Manual de prácticas de Mecánica de Suelos, Ing. Civil -UMSNH)



Figura 57.- Muestras inalteradas para consolidación, extraídas de pruebas de sondeos mixtos en La Piedad, Michoacán.

#### 2.5.1.2.2 Compresión Triaxial (UU).

Esta prueba consiste en aplicar a un espécimen cilíndrico, antes labrado (ver Figura 58), una presión hidrostática o de confinamiento ( $\sigma_3$ ), que por lo general se varía tres veces, donde se aplica además una carga axial que es la que genera la falla del espécimen.



Figura 58.- Labrado de muestra inalterada para prueba Triaxial

Esta prueba se ejecuta en una cámara de compresión triaxial (ver Figura 59) provista de aditamentos especiales como válvulas de aire y agua, micrómetros de lectura de deformación y carga, así como también pipetas.



Figura 59.- Cámara de Compresión Triaxial

La Figura 60 es un formato típico tradicional donde se reportan todas las mediciones de una prueba triaxial tales como los diámetros superior, central e inferior del espécimen cilíndrico; su peso y humedad; y sobre todo la serie de cargas.

CONFINAMIENTO A				0.3		RESULTADOS PARA LOS CIRCULO				
DS (cm) =	3.53	AS (cm) =	9.7888	Peso Muestra (W)	145.2	Esfuerzo	1.1854	Peso cap.+s.h.=	499	
Dc (cm) =	3.55	Ac (cm) =	9.8980	Vi (cm <sup>3</sup> )	87.598	Desviador.		Peso cap.+s.s.=	422	
Di (cm) =	3.57	Ai (cm) =	10.0098	P. Especifico (γm)	1.658	Centro =	0.8927	Peso cap. =	14.1	
Hm (cm) =	8.85	Am (cm) =	9.8981			Radio =	0.5927	w%=	27.40	

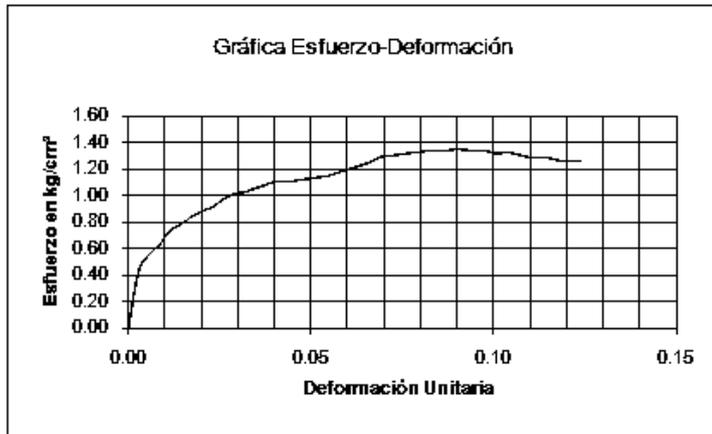
  

Tiempo (mm)	Carga (kg)	Micrometro (mm)	def. Total (mm)	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg. (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
0	0	0.0	0	0.0000	88.5	1.0000	9.8981	9.8981	0.0000
10	4.408	10.0	0.254	0.0029	88.5	0.9971	9.8981	9.9266	0.4441
20	5.016	14.0	0.508	0.0057	88.5	0.9943	9.8981	9.9552	0.5039
30	6.384	22.0	0.762	0.0086	88.5	0.9914	9.8981	9.9840	0.6394
40	7.296	29.0	1.016	0.0115	88.5	0.9885	9.8981	10.0130	0.7287
50	8.208	35.0	1.27	0.0144	88.5	0.9856	9.8981	10.0422	0.8174
60	8.512	37.0	1.524	0.0172	88.5	0.9828	9.8981	10.0715	0.8452
70	8.816	39.0	1.778	0.0201	88.5	0.9799	9.8981	10.1010	0.8728
80	9.12	41.0	2.032	0.0230	88.5	0.9770	9.8981	10.1307	0.9002
90	9.424	43.0	2.286	0.0258	88.5	0.9742	9.8981	10.1605	0.9275
100	9.728	45.0	2.54	0.0287	88.5	0.9713	9.8981	10.1906	0.9546
110	10.184	48	2.794	0.0316	88.5	0.9684	9.8981	10.2208	0.9864
120	10.336	49	3.048	0.0344	88.5	0.9656	9.8981	10.2511	1.0083
130	10.488	50	3.302	0.0373	88.5	0.9627	9.8981	10.2817	1.0201
140	10.792	52	3.556	0.0402	88.5	0.9598	9.8981	10.3124	1.0465
150	10.944	53	3.81	0.0431	88.5	0.9569	9.8981	10.3434	1.0581
160	11.096	54	4.064	0.0459	88.5	0.9541	9.8981	10.3745	1.0695
170	11.4	56	4.318	0.0488	88.5	0.9512	9.8981	10.4058	1.0955
180	11.552	57	4.572	0.0517	88.5	0.9483	9.8981	10.4373	1.1068
190	11.552	57	4.826	0.0545	88.5	0.9455	9.8981	10.4680	1.1035
200	11.628	57.5	5.08	0.0574	88.5	0.9426	9.8981	10.5008	1.1073
210	11.78	58.5	5.334	0.0603	88.5	0.9397	9.8981	10.5329	1.1184
220	11.932	59.5	5.588	0.0631	88.5	0.9369	9.8981	10.5652	1.1294
230	12.084	60.5	5.842	0.0660	88.5	0.9340	9.8981	10.5976	1.1403
240	12.16	61	6.096	0.0689	88.5	0.9311	9.8981	10.6303	1.1439
250	12.236	61.5	6.35	0.0718	88.5	0.9282	9.8981	10.6632	1.1475

Figura 60.- Formato de cálculo de pruebas Triaxiales

Una vez que se presenta la falla en el espécimen, se proceden a dibujar las gráficas esfuerzo vs deformación unitaria (ver Figura 61) para cada uno de los incrementos

de los esfuerzos de confinamiento ( $\sigma_3$ ), ubicando el esfuerzo máximo a la falla en cada uno de los tres especímenes que se prueban en la celda triaxial.



**Compresión Triaxial**

Prueba No:	3
Esfuerzo Último:	<b>1.342</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico Húmedo ( $\gamma_m$ ):	<b>1.653</b>
Confinamiento:	<b>0.600</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Humedad %:	<b>27.64</b>

Figura 61.- Gráfica esfuerzo vs deformación unitaria en pruebas Triaxiales

Hecho esto último y encontrado todos los esfuerzos máximos ( $\sigma_1$ ) en las gráficas esfuerzo vs deformación unitaria, se proceden a dibujar los círculos de Mohr (ver Figura 62) correspondientes para cada pareja de datos ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) dado por cada esfuerzo de confinamiento, con lo que encuentra una envolvente de falla y por consiguiente su inclinación  $\phi$  (ángulo de fricción interna) y la intersección con el eje “y” que es la cohesión del material en estudio.

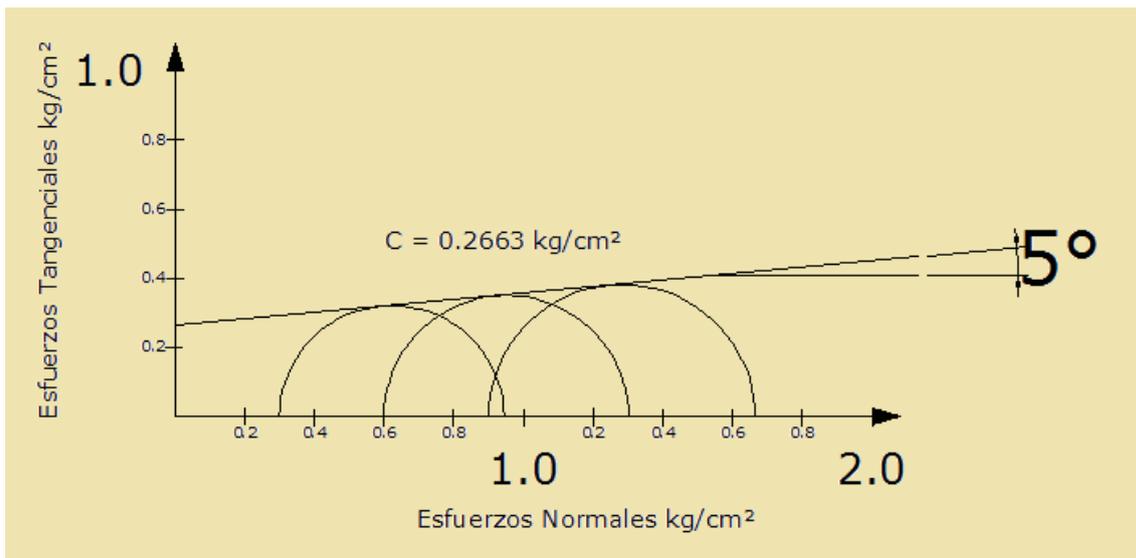


Figura 62.- Círculos de Mohr en pruebas triaxiales. Laboratorio de materiales UMSNH

#### 2.5.1.2.3 Resistencia al corte con la veleta

La prueba de la veleta es una prueba sencilla aplicada *in situ* para determinar la resistencia a compresión simple de suelos cohesivos. Se realizaron pruebas con veleta en laboratorio en las muestras de tubo Shelby para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en situ del suelo cuando no se pudieron labrar las muestras para compresión simple.

## 2.6 Resultados obtenidos

### 2.6.1 Resultados pruebas índice.

Los resultados de las pruebas índice de humedad natural y límites de consistencia obtenidos en el laboratorio de cada uno de los estratos de cada uno de los sondeos mixtos ejecutados para el Puente 1 y Puente 2, se graficaron para su respectiva profundidad de extracción. Así también se graficó el número de penetración estándar en cada estrato así como la estratigrafía visual dada por los resultados de la empresa de Centro de Ingeniería y Estudios Especializados (CIEE). Ver Figura 63, Figura 64, Figura 65, Figura 66 y Figura 67.

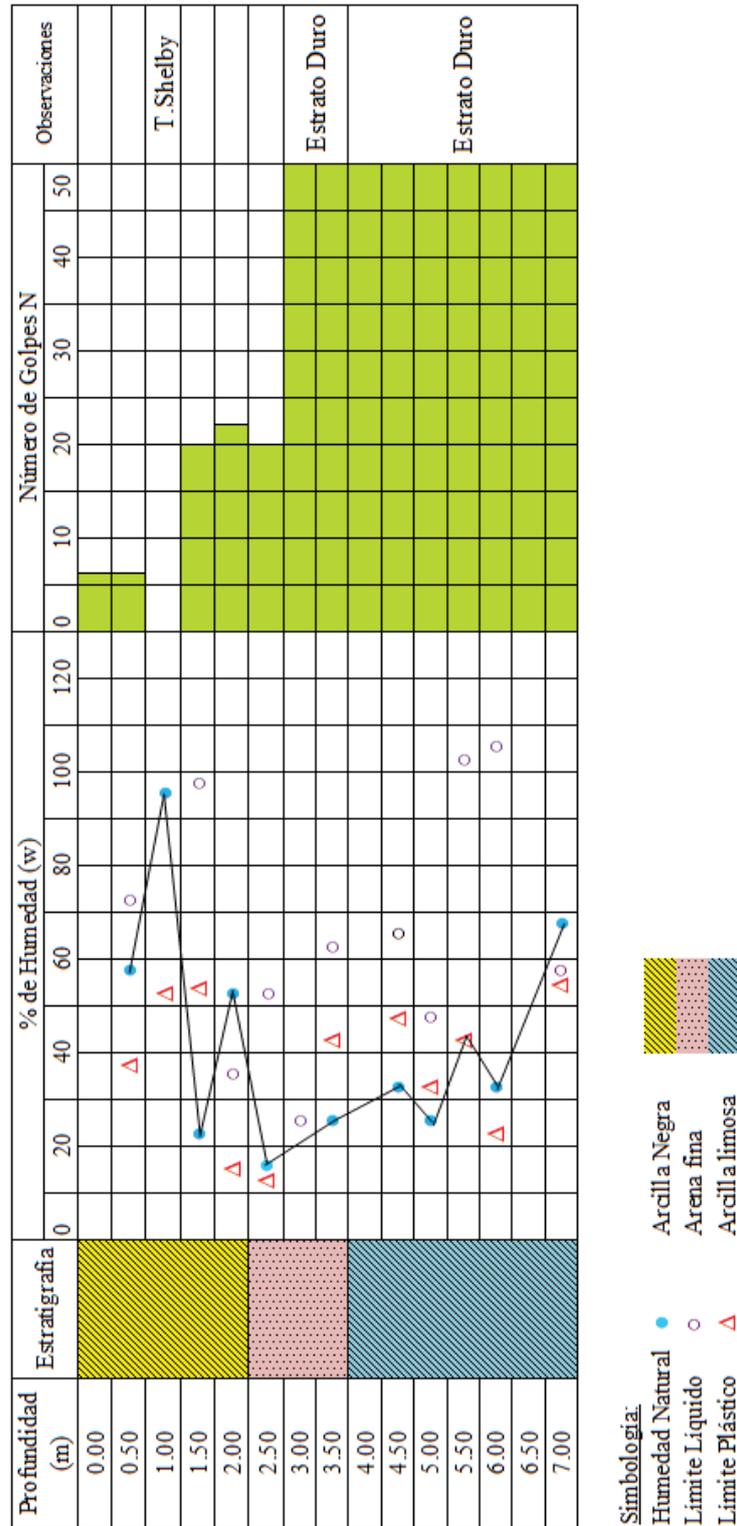


Figura 63.- Correlación de humedad vs plasticidad, Puente 1, Sondeo 01

Se puede observar la Figura 63 una fuerte variación del suelo en función de su plasticidad. En el primer metro tenemos suelo arcilloso, con altos límites líquidos, lo que origina un suelo que tiende a ser fluido y por consecuencia bastante compresible. El estrato de 50 cm siguiente es un suelo muy consistente y duro. De la cota anterior a la profundidad de 2.5 metros se puede apreciar un cambio a suelo consistente. Los tres metros siguientes corresponden a suelos nuevamente muy consistentes y duros. Finalmente hasta la profundidad de 7.0 a partir de la cota de 5.50 m, se tienen suelos nuevamente muy fluidos. El estrato duro se localiza a tres metros de profundidad.

Los resultados de todas las pruebas de humedad y plasticidad para este sondeo se presentan al final de este documento en el Anexo 1.

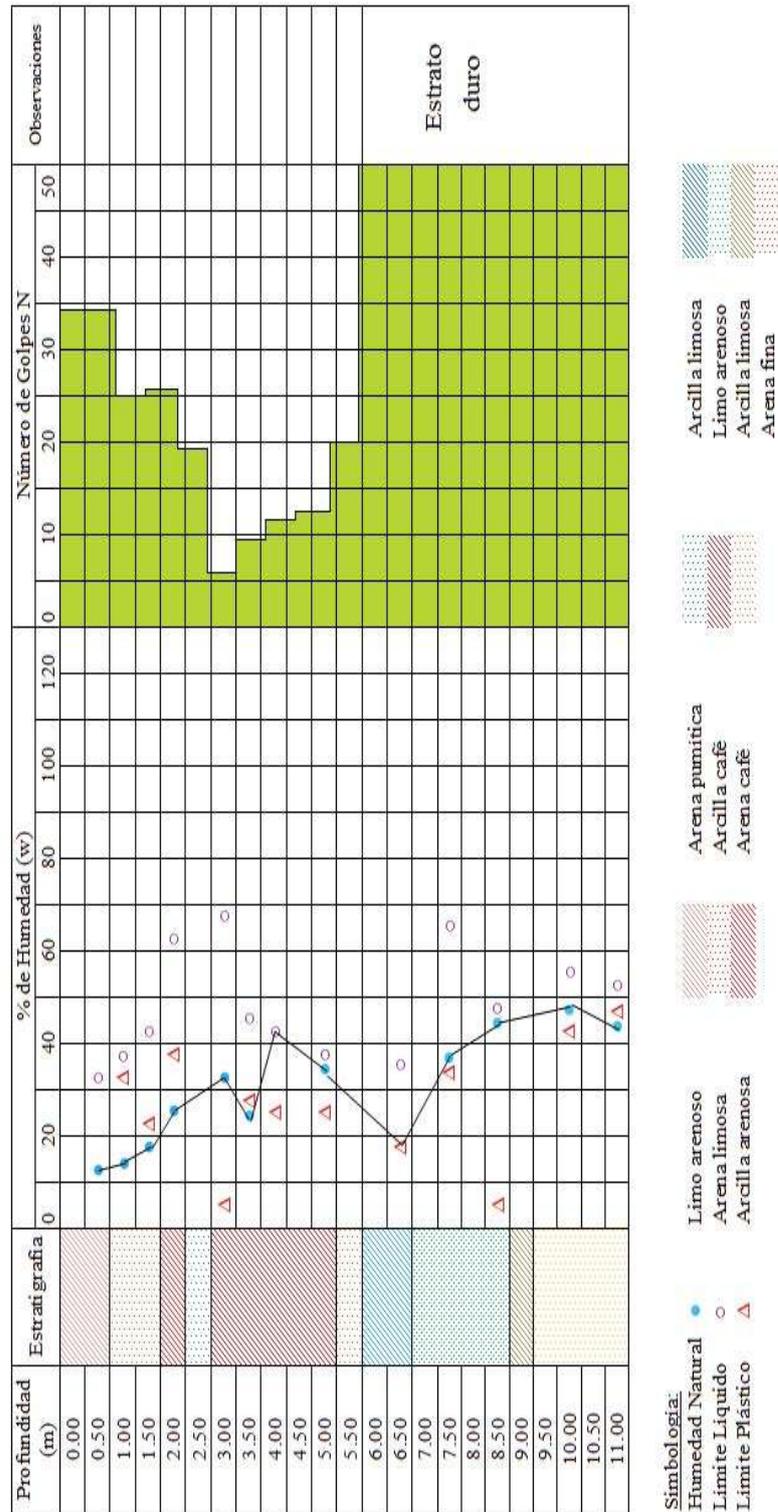


Figura 64.- Correlación de humedad vs plasticidad, Puente 1, Sondeo 02

En este sondeo (Figura 64) la plasticidad de cada uno de los estratos no es tan variable. Se tiene hasta la cota de 1.50 m, suelo muy consistente, pero de allí hacia

la profundidad de 11 metros se tienen suelo muy compresibles debido a su alto límite líquido que los hace ser muy fluidos y por consiguiente poco resistentes. El estrato duro se localiza a seis metros de profundidad.

Los resultados de todas las pruebas de humedad y plasticidad para este sondeo se presentan al final de este documento en el Anexo 2.

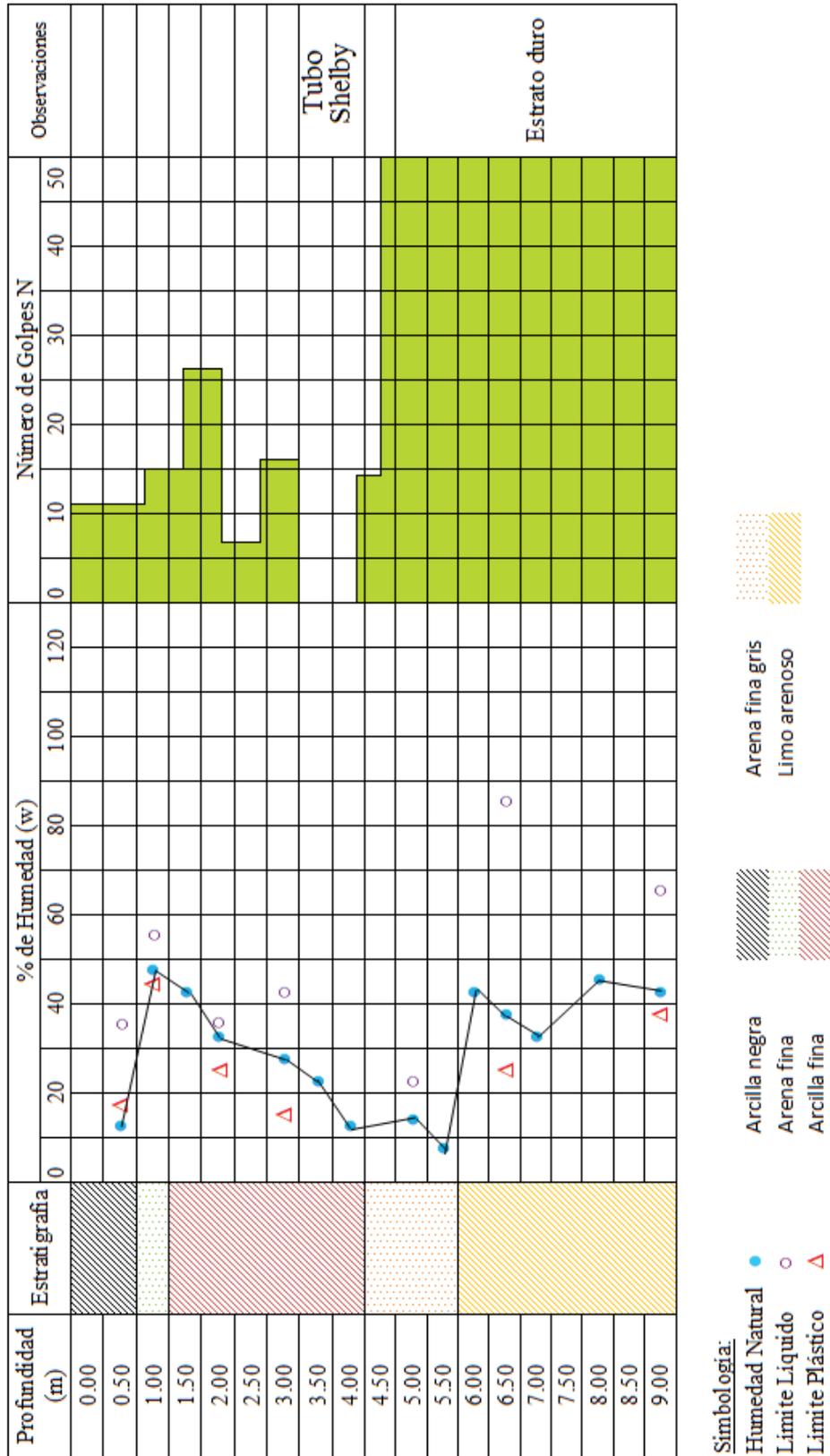


Figura 65.- Correlación humedad vs plasticidad, Puente 1, Sondeo 03

De igual manera como sucede en el sondeo 2 para este puente (ver Figura 65), se tiene una estratigrafía que define casi sin variación la presencia de suelos con altos límites líquidos sobre todo los pertenecientes al estrato resistente, el cual se encuentra a cinco metros de profundidad.

Los resultados de todas las pruebas de humedad y plasticidad para este sondeo se presentan al final de este documento en el Anexo 3.

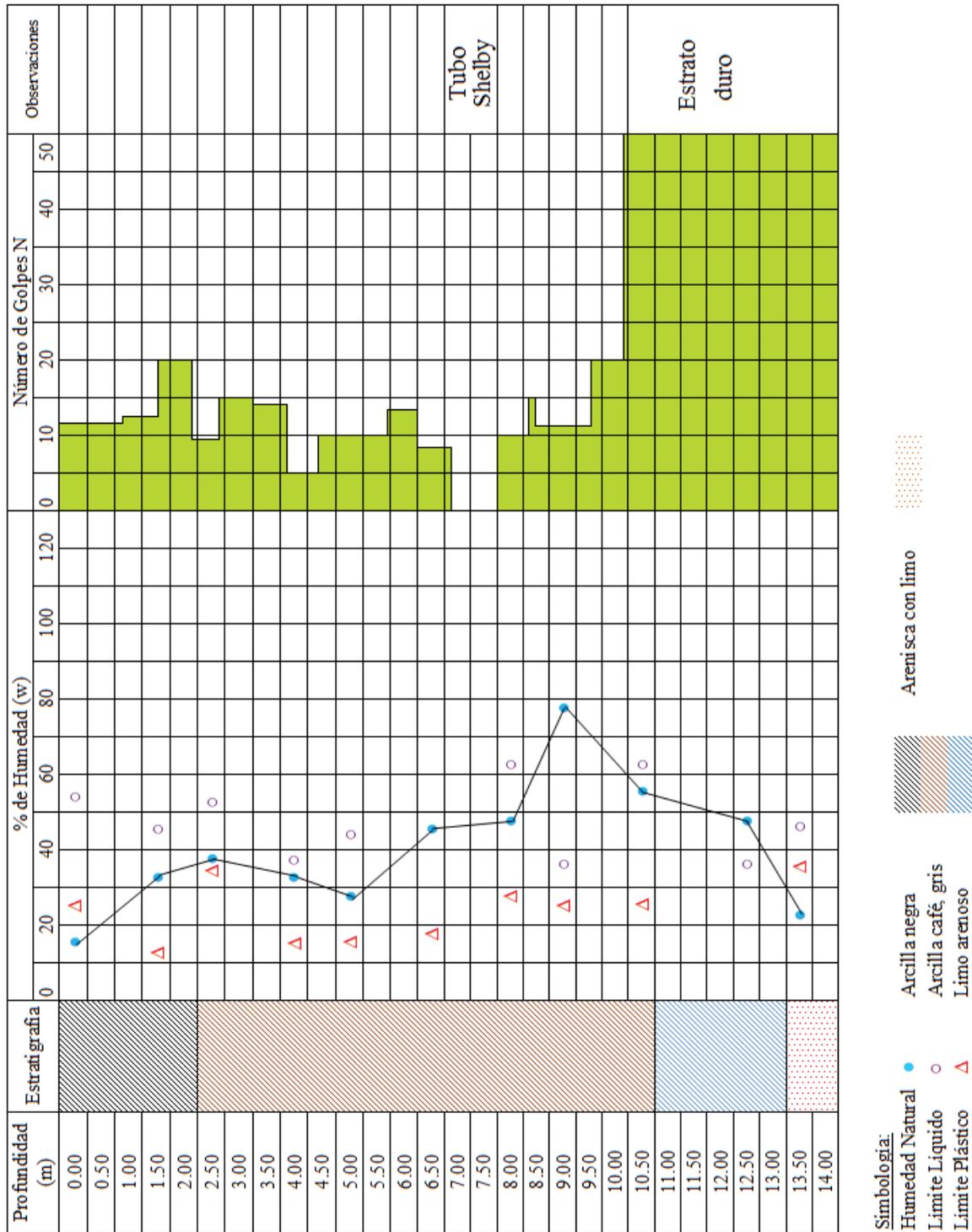


Figura 66.- Correlación humedad vs plasticidad, Puente 2, Sondeo 04

Los sondeos mixtos ejecutados en el puente 2, fueron los más profundos de todos los demás sondeos. La estratigrafía que se observa en la Figura 66 demuestra la predominancia de suelos finos con valores medios de límites líquidos muy comunes de las arcillas de alta compresibilidad. El estrato resistente se encuentra a diez metros de profundidad.

Los resultados de todas las pruebas de humedad y plasticidad para este sondeo se presentan al final de este documento en el Anexo 4.

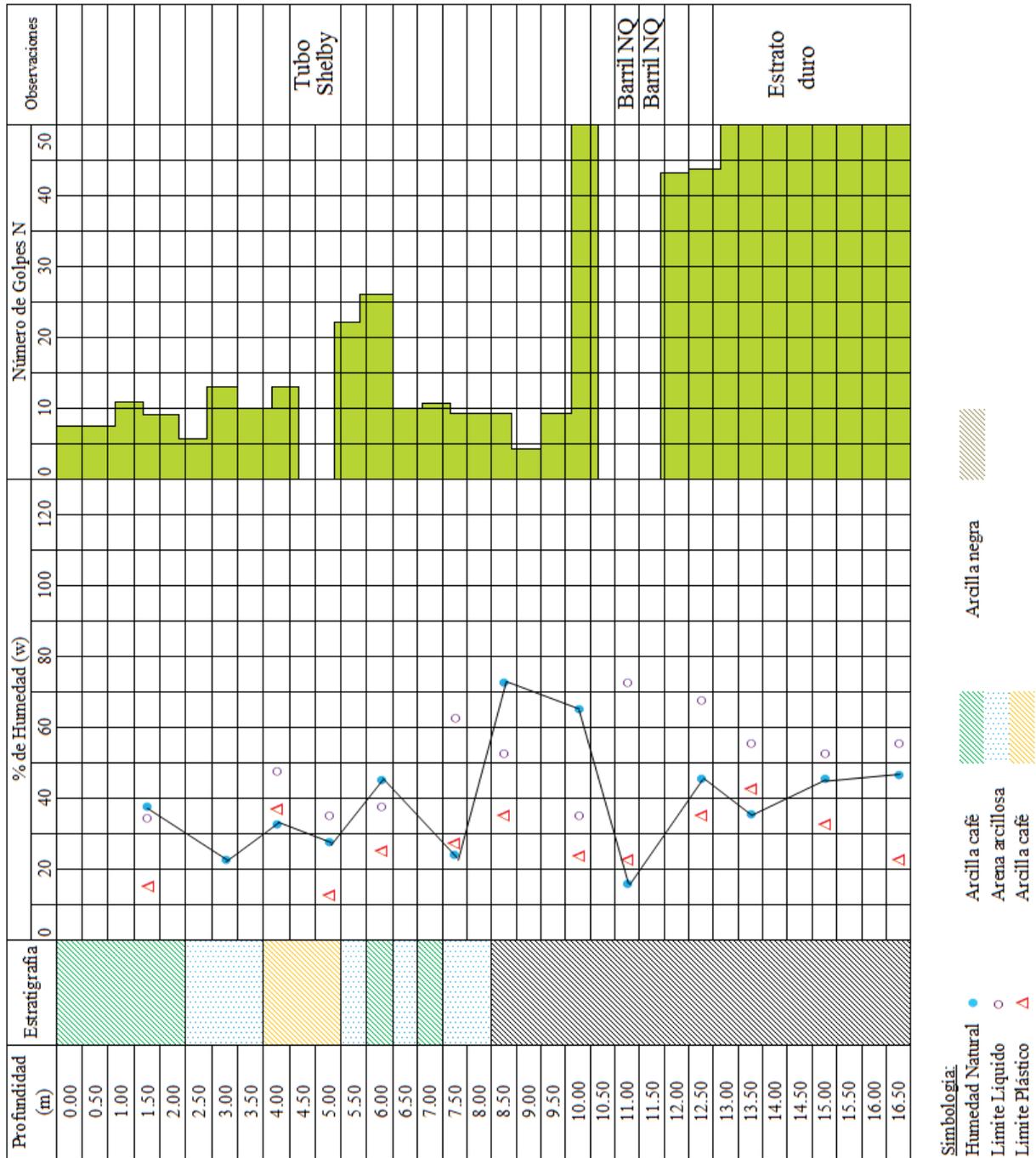


Figura 67.- Correlación humedad vs plasticidad, Puente 2, Sondeo 05

El sondeo 5 correspondiente a este puente, fue el más profundo. La Figura 67 muestra una vez una fuerte tendencia hacia los suelos finos con altos límites líquidos; suelos muy compresibles y susceptibles de cambios volumétricos por la presencia de agua. El estrato resistente se localiza trece metros de profundidad desde la superficie del terreno.

Los resultados de todas las pruebas de humedad y plasticidad para este sondeo se presentan al final de este documento en el Anexo 5.

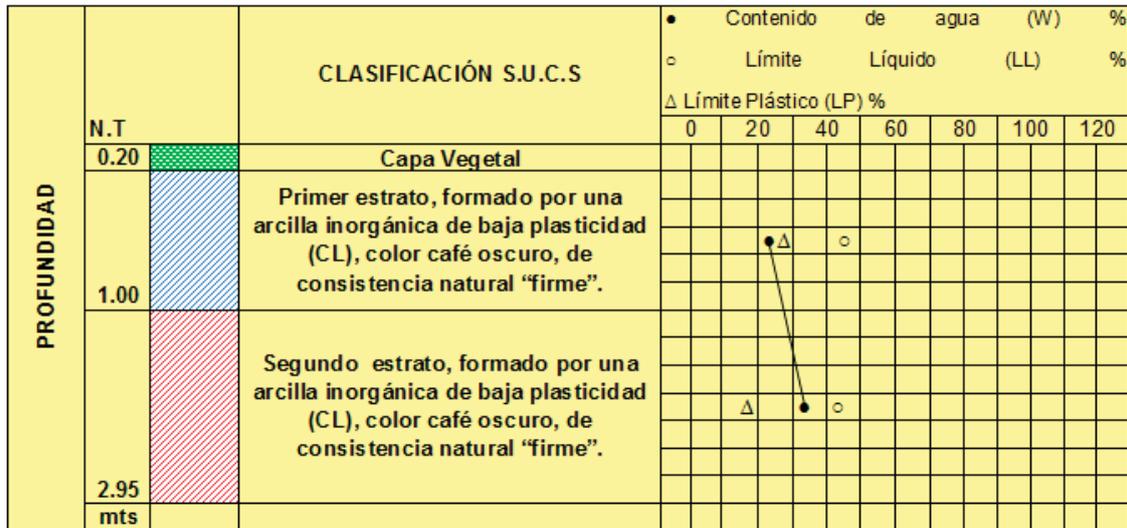


Figura 68.- Resultados de las pruebas de humedad y plasticidad para Puente Peatonal.

La Figura 68 muestra los resultados que se obtuvieron de las pruebas de humedad y plasticidad para el pozo del puente peatonal. En este se observa nuevamente la predominancia de suelos finos, siendo en este caso suelos arcillosos de baja compresibilidad.

## 2.6.2 Resultados pruebas mecánicas.

### 2.6.2.1 Resultados pruebas de consolidación.

A continuación se muestran las curvas de compresibilidad de los resultados de las pruebas mecánicas de Consolidación para el Puente 1, Puente 2 y Puente Peatonal (ver Figura 70, Figura 71, Figura 72, Figura 73 y Figura 73).

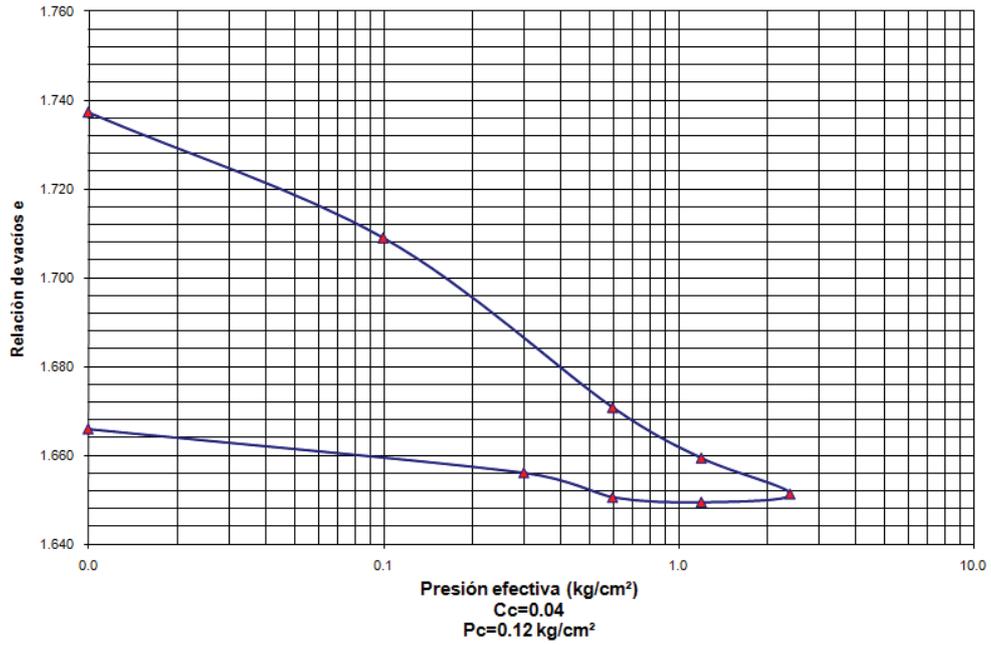


Figura 69.- Curva de Compresibilidad, Puente 1, Sondeo 01

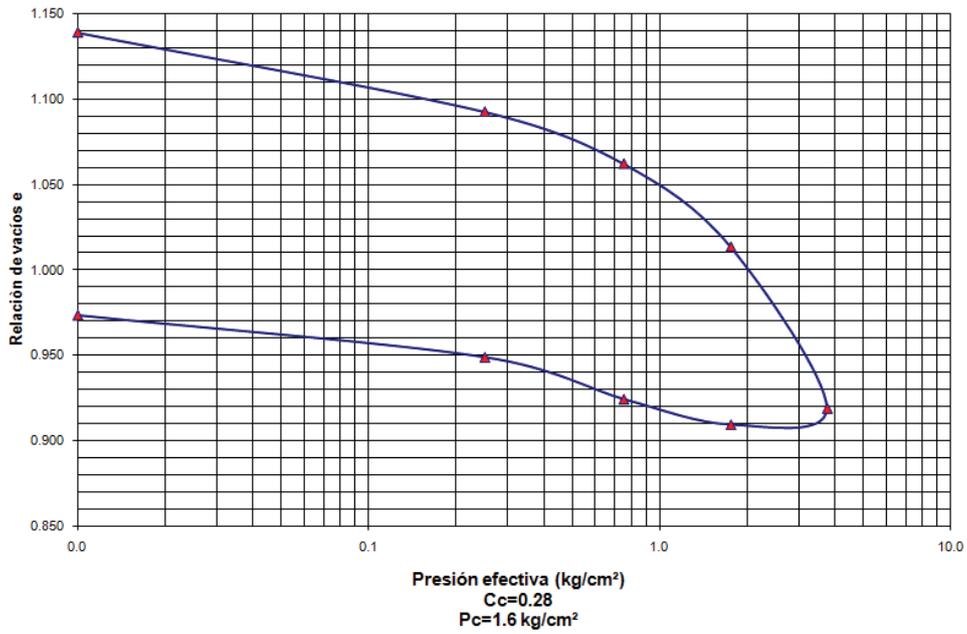


Figura 70.- Curva de Compresibilidad, Puente 1, Sondeo 03

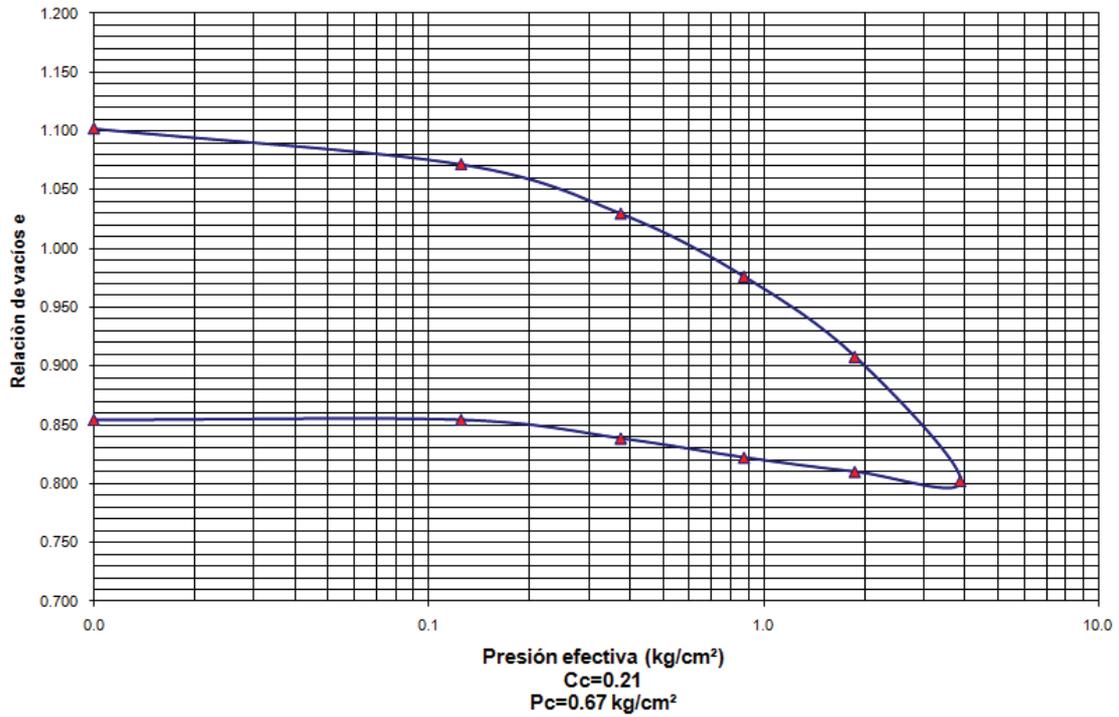


Figura 71.- Curva de Compresibilidad, Puente 2, Sondeo 04

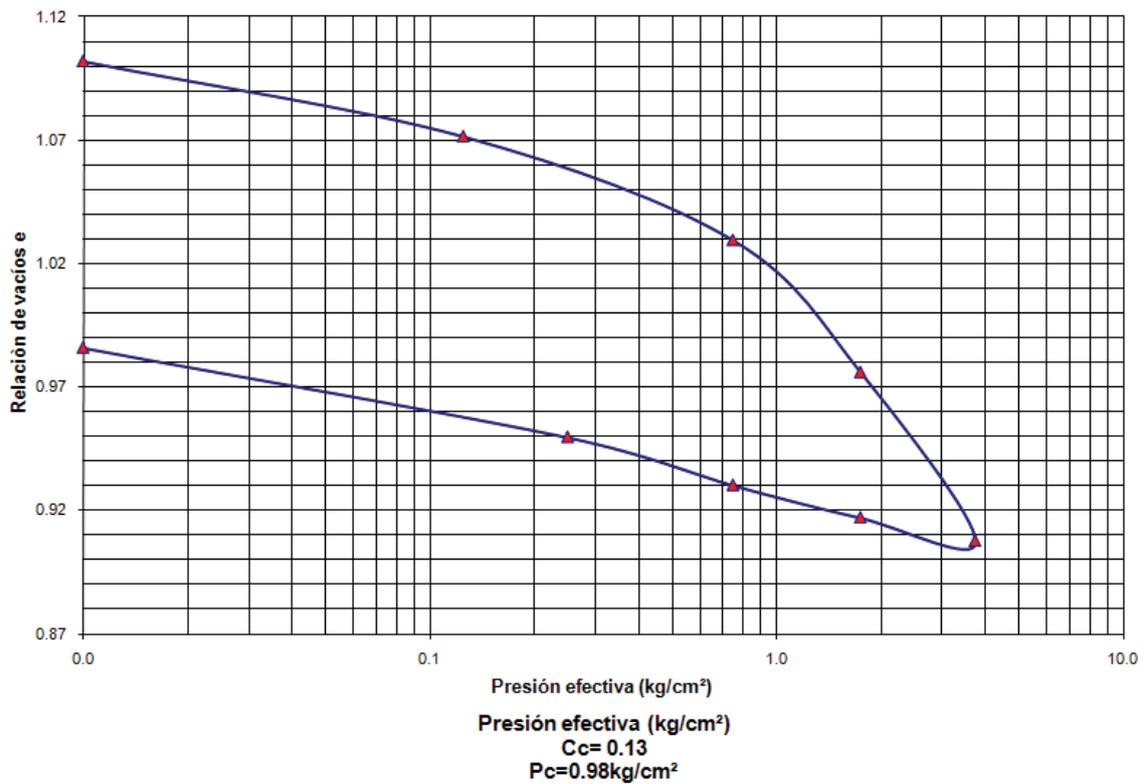


Figura 72.- Curva de Compresibilidad, Puente 2, Sondeo 05

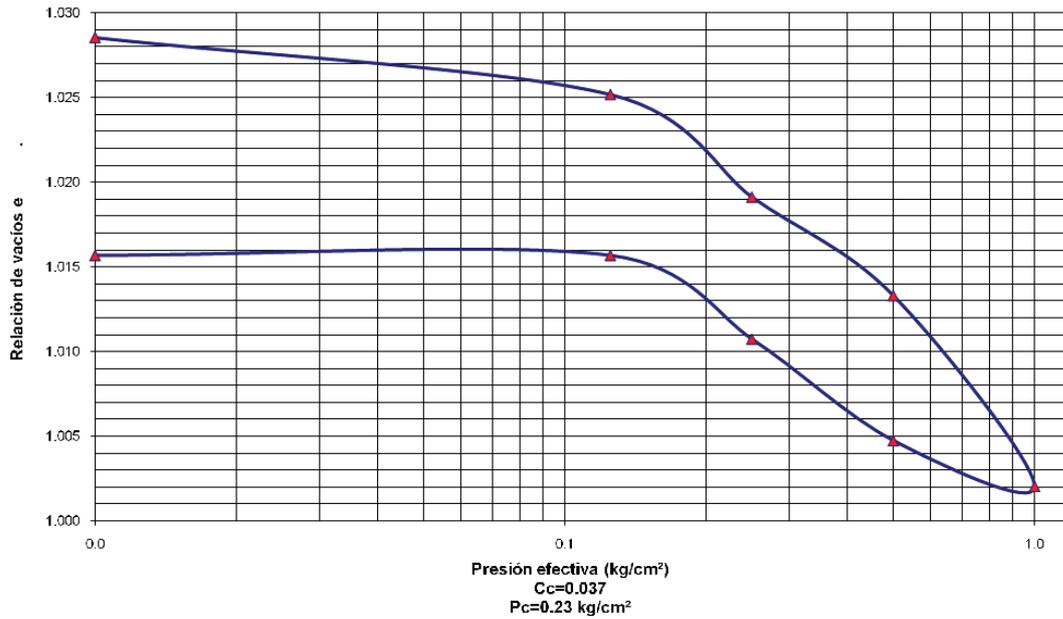


Figura 73.- Curva de Compresibilidad, Puente Peatonal, PCA 5

2.6.2.2 Resultado prueba triaxial.

A continuación se muestran los resultados de las pruebas mecánicas de la triaxial del Puente Peatonal (ver Figura 74).

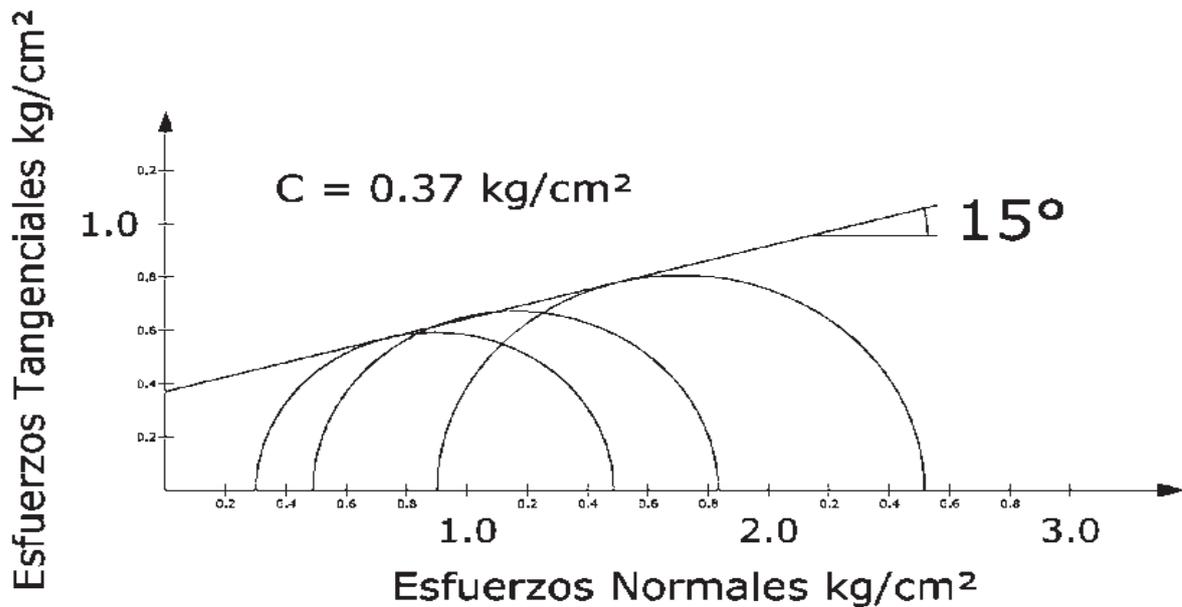


Figura 74.- Resultados de la Prueba Triaxial, Puente Peatonal, PCA 5

Los resultados a detalle de esta prueba triaxial se observan al final de este documento en el Anexo 9, Anexo 10 y Anexo 11.

### 2.6.2.3 Resultados pruebas con la veleta.

Los resultados de la veleta se muestran en la Tabla 3, donde se practicaron solo a las muestras inalteradas de los tubos Shelby para el puente 1 y puente 2.

Sondeo	Obra	W (%)	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	L.Penetrómetro (kg/cm <sup>2</sup> )	L. Torcómetro (N/cm <sup>2</sup> )	D(cm)	Prof. z (m)
1	Puente 1	85.00	1.53	0.00	7.20	4.80	1.20-1.70
3	Puente 1	41.68	1.66	1.40	5.38	2.52	3.00- 3.80
4	Puente 2	36.50	1.78	2.25	3.23	2.52	6.60-7.50
5	Puente 2	52.36	1.70	0.00	5.53	4.80	4.20-4.80

Tabla 3.- Resultados prueba de la veleta, Puente 1 y Puente 2

Estos resultados serán meramente comparativos. Recurriremos a los resultados de las pruebas mecánicas de laboratorio puesto que representan más las condiciones generales de los materiales obtenidos durante el muestreo.

## 2.7 Discusión de parámetros obtenidos

### 2.7.1 Determinación del tipo de suelo en función de su historia geológica.

Se necesita el conocimiento del tipo de suelo en base a su historia geológica ya que éste parámetro nos permitirá elegir la ecuación que determina los asentamientos de nuestro suelo ante cargas externas.

#### 2.7.1.1 Puente 1, Sondeo 1.

Para este sondeo se extrajo una muestra inalterada en Tubo Shelby para someterla al proceso mecánico de consolidación unidimensional. Se obtuvo una carga de preconsolidación de  $P_c=0.12 \text{ kg/cm}^2$ , que es la presión bajo la cual se consolidó el suelo.

El siguiente diagrama ilustrará la estratigrafía del sondeo, donde se extrajo la muestra inalterada así como los estratos correspondientes:

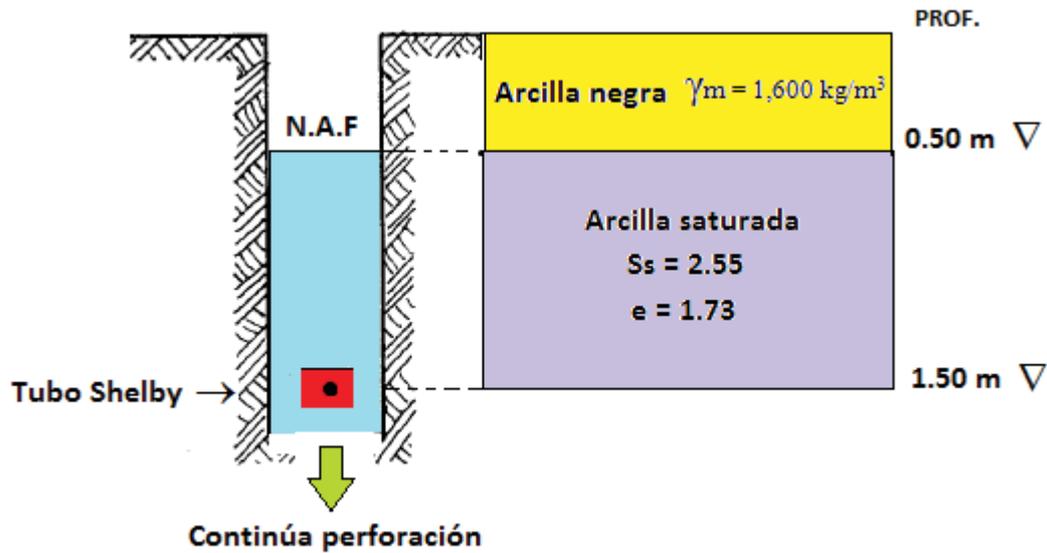


Figura 75.- Esquema para análisis de esfuerzos, PCA 1 Sondeo 01

Primeramente necesitamos conocer el peso específico saturado ( $\gamma_{\text{sat}}$ ) del estrato donde se extrajo el tubo Shelby.

$$\gamma_{\text{sat}} = (S_s + e)\gamma_w/(1+e) \quad (36)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = (2.55 + 1.73)1/(1+1.73)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.56 \text{ gr/cm}^3$$

$$\sigma_{\text{totales}} = (0.50 \text{ m}) (1,600 \text{ kg/m}^3) + (1.0 \text{ m}) (1,560 \text{ kg/m}^3) = 2,360 \text{ kg/m}^2$$

$$u = (1 \text{ m}) (1,000 \text{ kg/m}^3) = 1,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{efectivo}} = 2,360 \text{ kg/m}^2 - 1,000 \text{ kg/m}^2 = 1,360 \text{ kg/m}^2 = 0.13 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo efectivo presente vale  $0.13 \text{ kg/cm}^2$  que es ligeramente mayor a la carga que experimentó el suelo en el pasado, que es la carga de preconsolidación  $P_c = 0.12 \text{ kg/cm}^2$ . Dado el problema de relajación de esfuerzos al ser extraída la muestra, consideraremos que el suelo es Normalmente Consolidado.

2.7.1.2 Puente 1, Sondeo 3.

Para este sondeo se extrajo una muestra inalterada en Tubo Shelby para someterla al proceso mecánico de consolidación unidimensional. Se obtuvo una carga de preconsolidación de  $P_c=1.60 \text{ kg/cm}^2$ , que es la presión bajo la cual se consolidó el suelo.

El siguiente diagrama ilustrará la estratigrafía del sondeo, donde se extrajo la muestra inalterada así como los estratos correspondientes:

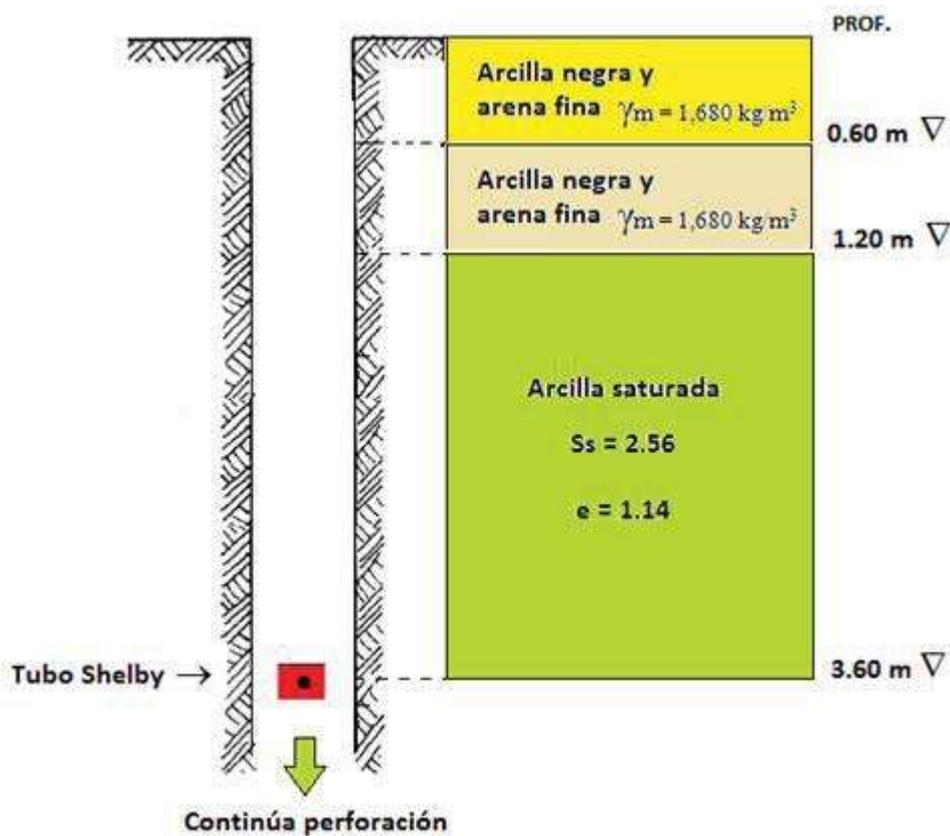


Figura 76.- Esquema para análisis de esfuerzos, PCA 1, Sondeo 03

$\sigma_{\text{totales}} = \sigma_{\text{efectivo}}$  , porque no hay presencia de agua.

$$\sigma_{\text{efectivo}} = (0.60 \text{ m}) (1,680 \text{ kg/m}^3) + (0.6 \text{ m}) (1,680 \text{ kg/m}^3) + (2.4 \text{ m}) (1,600 \text{ kg/m}^3)$$

$$\sigma_{\text{efectivo}} = 6,048 \text{ kg/m}^2 = 0.6048 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo efectivo presente vale  $0.60 \text{ kg/cm}^2$  que es ligeramente menor a la carga que experimentó el suelo en el pasado, que es la carga de preconsolidación  $P_c = 1.60 \text{ kg/cm}^2$ . Consideraremos entonces que el suelo es Preconsolidado.

#### 2.7.1.3 Puente 2, Sondeo 4.

Para este sondeo se extrajo una muestra inalterada en Tubo Shelby para someterla al proceso mecánico de consolidación unidimensional. Se obtuvo una carga de preconsolidación de  $P_c=0.67 \text{ kg/cm}^2$ , que es la presión bajo la cual se consolidó el suelo.

El siguiente diagrama ilustrará la estratigrafía del sondeo, donde se extrajo la muestra inalterada así como los estratos correspondientes:

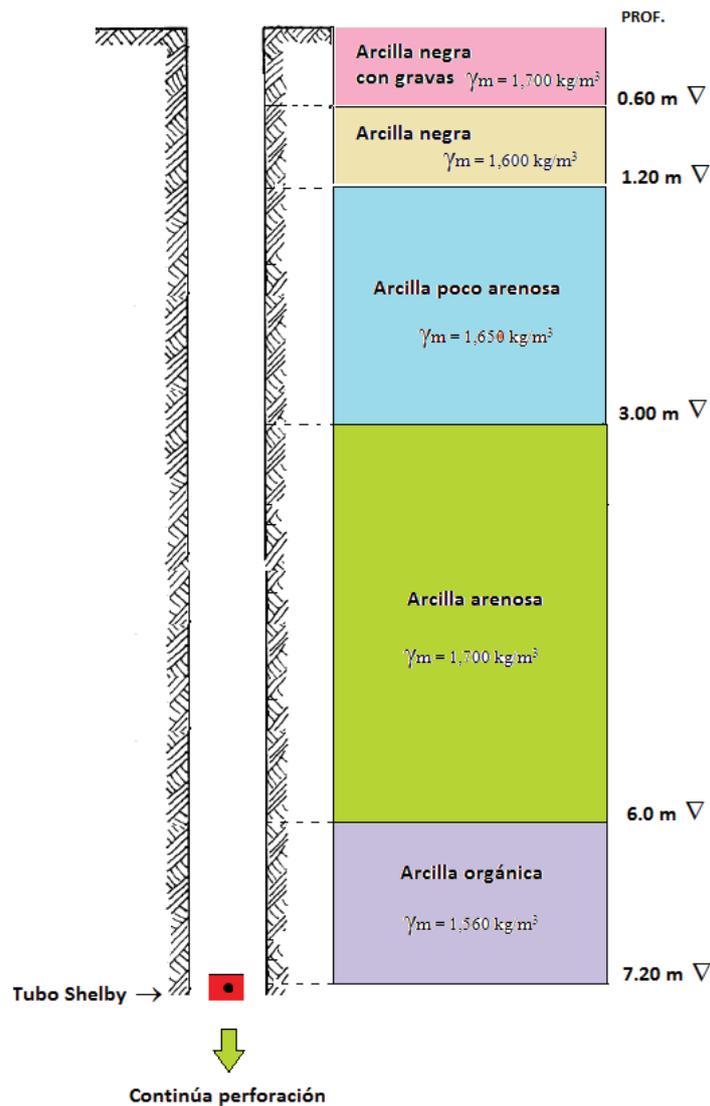


Figura 77.- Esquema para análisis de esfuerzos, PCA 2, Sondeo 04

$\sigma_{\text{totales}} = \sigma_{\text{efectivo}}$ , porque no hay presencia de agua.

$$\sigma_{\text{efectivo}} = (0.60 \text{ m}) (1,700 \text{ kg/m}^3) + (0.6 \text{ m}) (1,600 \text{ kg/m}^3) + (1.80 \text{ m}) (1,650 \text{ kg/m}^3) + (3.0 \text{ m}) (1,700 \text{ kg/m}^3) + (1.20 \text{ m}) (1,560 \text{ kg/m}^3)$$

$$\sigma_{\text{efectivo}} = (1,020 + 960 + 2,970 + 5,100 + 1,872) \text{ kg/m}^2 = 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo efectivo presente vale  $1.19 \text{ kg/cm}^2$  que es mayor a la carga que experimentó el suelo en el pasado, que es la carga de preconsolidación  $P_c = 0.67 \text{ kg/cm}^2$ . Consideraremos entonces que el suelo es Normalmente Consolidado.

#### 2.7.1.4 Puente 2, Sondeo 5.

Para este sondeo se extrajo una muestra inalterada en Tubo Shelby para someterla al proceso mecánico de consolidación unidimensional. Se obtuvo una carga de preconsolidación de  $P_c=0.98 \text{ kg/cm}^2$ , que es la presión bajo la cual se consolidó el suelo.

El siguiente diagrama ilustrará la estratigrafía del sondeo, donde se extrajo la muestra inalterada así como los estratos correspondientes:

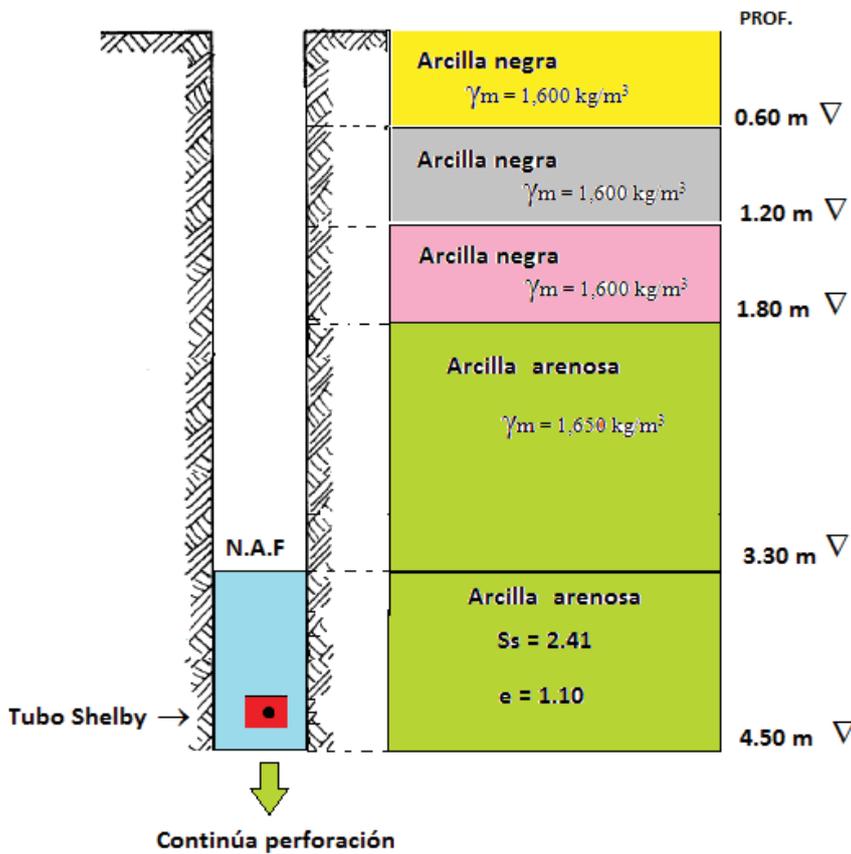


Figura 78.- Esquema para análisis de esfuerzos, PCA 2, Sondeo 05

Primeramente necesitamos conocer el peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) del estrato donde se extrajo el tubo Shelby.

$$\gamma_{sat} = (S_s + e)\gamma_w/(1+e) \quad (37)$$

$$\gamma_{sat} = (2.41 + 1.10)1/(1+1.10)$$

$$\gamma_{sat} = 1.67 \text{ gr/cm}^3$$

$$\sigma_{totales} = (1.80 \text{ m}) (1,600 \text{ kg/m}^3) + (1.50 \text{ m}) (1,650 \text{ kg/m}^3) + (1.20 \text{ m}) (1,670 \text{ kg/m}^3) = 7,359 \text{ kg/m}^2$$

$$u = (1.2 \text{ m}) (1,000 \text{ kg/m}^3) = 1,200 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{efectivo} = 7,359 \text{ kg/m}^2 - 1,200 \text{ kg/m}^2 = 6,159 \text{ kg/m}^2 = 0.615 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo efectivo presente vale  $0.615 \text{ kg/cm}^2$  que es menor a la carga que experimentó el suelo en el pasado, que es la carga de preconsolidación  $P_c = 0.98 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto consideraremos que el suelo es Preconsolidado.

## 2.7.2 Capacidad de carga.

### 2.7.2.1 Método Meyerhoff (Puente 1).

#### 2.7.2.1.1 PUENTE 1, Sondeo 1.

De acuerdo con los valores obtenidos en la prueba de penetración estándar (SPT) se obtuvieron los números de penetración estándar “N” para cada uno de los estratos y/o profundidades en las que se efectuó el ensaye (ver Figura 63).

Estos valores “N”, se correlacionan de manera directa con la resistencia a la compresión simple del suelo, y nos permite darnos una idea muy general de la consistencia natural del terreno que se pretenda, sirva para la construcción de dicho puente.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1”) se construye la gráfica que se observa en la Figura 79, en donde se correlaciona el número de penetración estándar “N” con anchos de cimentación B. En esta gráfica se toma el valor de penetración estándar “N” de 50, ya que los reportes indicaron la presencia de estrato duro, y dicha resistencia corresponde a un estrato firme o resistente a 3 m de profundidad debajo del lecho del río.  $N_c = (N_q + 1) \cot \phi$  (31)

Para obtener los asentamientos por consolidación primaria, deberá de contarse con las cargas de proyecto que son las fuerzas vivas debidas principalmente a la acción de las cargas vehiculares, y deberán de estimarse los incrementos de esfuerzos al nivel de desplante deseado mediante la fórmula

$$\Delta \sigma_{(prom)} = \frac{\Delta \sigma_z + 4\Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b}{6} \quad (26) \text{ y}$$

$\Delta \sigma_{(debajo \text{ del centro})} = q \cdot I_c$  (27). En base al análisis de historia geológica del suelo analizado en el inciso anterior, que da un suelo

normalmente consolidado, deberá de usarse la fórmula  $S = H \frac{C_c}{1+e_0} \log$

$$\left[ \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (15) \text{ para calcular los asentamientos,}$$

recurriendo a los resultados de consolidación donde se obtiene el coeficiente  $C_c$  así como la carga de preconsolidación. Si el resultado anterior es menor a 2.54 cm (1”) podrá usarse la gráfica de iteración de la Figura 79. De lo contrario se propone un

mejoramiento de precarga al terreno natural, la cual tiene como fin consolidar y dar mayor resistencia al suelo o bien, el uso de pequeños pilotes hasta donde se encuentre un estrato más resistente.

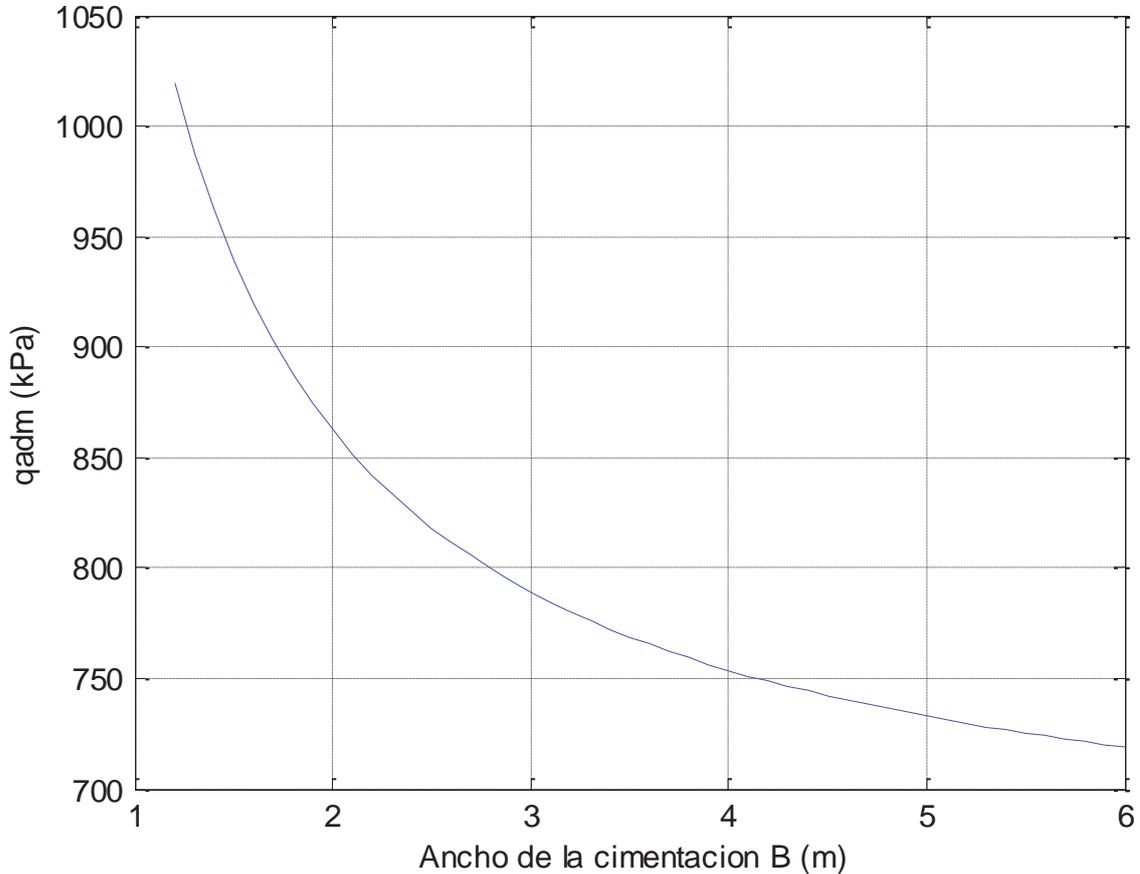


Figura 79.-  $q$  admisible vs ancho de cimentación, Puente 1, Sondeo 01

#### 2.7.2.1.2 PUENTE 1, Sondeo 2.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1") se construye la gráfica que se observa en la Figura 80 en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación  $B$ . En esta gráfica se toma el valor de penetración estándar "N" de 50, ya que los reportes indicaron la presencia de estrato duro, y dicha resistencia corresponde a un estrato firme o resistente a 3 m de profundidad debajo del lecho del río.

Para obtener los asentamientos por consolidación primaria, deberá de contarse con las cargas de proyecto que son las fuerzas vivas debidas principalmente a la acción

de las cargas vehiculares, y deberán de estimarse los incrementos de esfuerzos al nivel de desplante deseado mediante la fórmula

$$\Delta \sigma_{(prom)} = \frac{\Delta \sigma_z + 4\Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b}{6} \quad (26) \text{ y}$$

$\Delta \sigma_{(debajo\ del\ centro)} = q \cdot Ic$  (27). En base al análisis de historia geológica del suelo analizado en el inciso anterior, que da un suelo normalmente consolidado, deberá de usarse la fórmula

$$S = H \frac{Cc}{1+e_0} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (15) \text{ para calcular los asentamientos,}$$

recurriendo a los resultados de consolidación donde se obtiene el coeficiente  $Cc$  así como la carga de preconsolidación. Si el resultado anterior es menor a 2.54 cm (1") podrá usarse la gráfica de iteración de la Figura 80. De lo contrario se propone un mejoramiento de precarga al terreno natural, la cual tiene como fin consolidar y dar mayor resistencia al suelo o bien, el uso de pequeños pilotes hasta donde se encuentre un estrato más resistente.

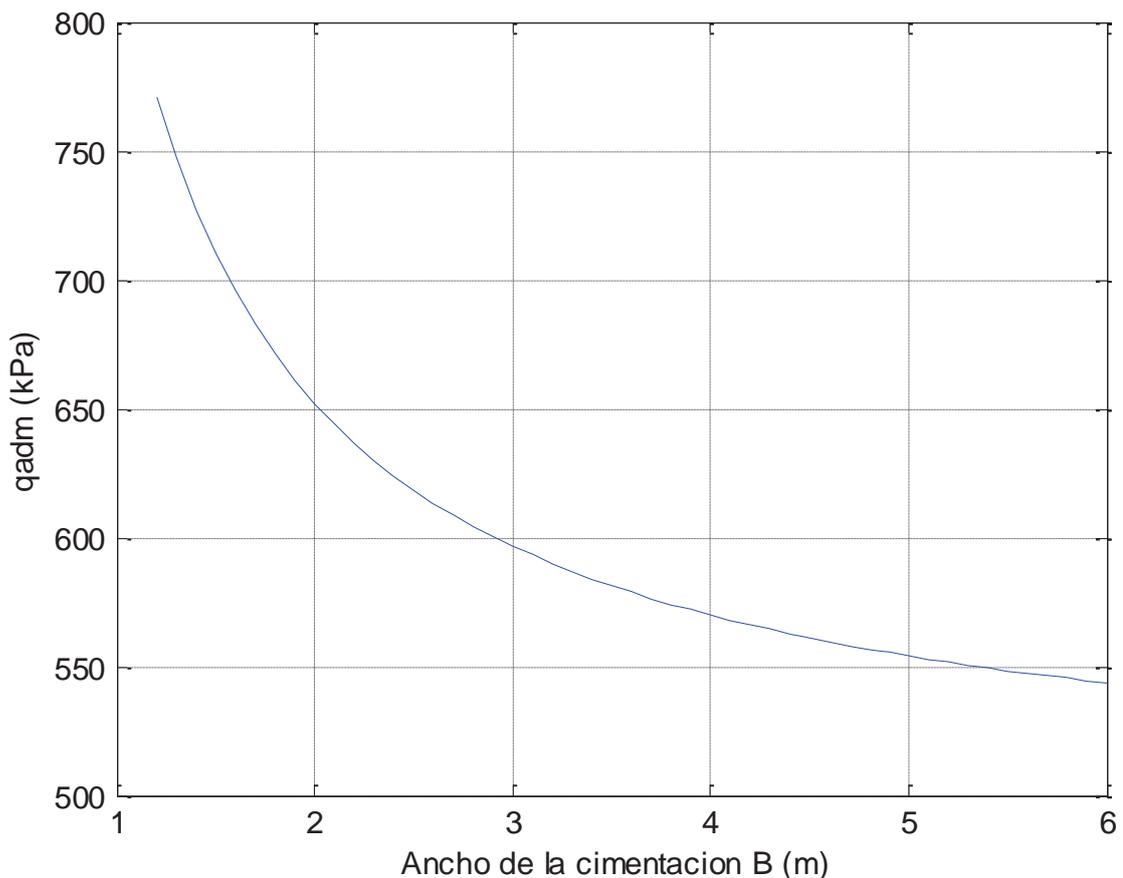


Figura 80.- q admisible vs ancho de cimentación, Puente 1, Sondeo 02

2.7.2.1.3 PUENTE 1, Sondeo 3.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1") se construye la gráfica que se observa en la Figura 81 en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación B. En esta gráfica se toma el valor de penetración estándar "N" de 50, ya que los reportes indicaron la presencia de estrato duro, y dicha resistencia corresponde a un estrato firme o resistente a 3 m de profundidad debajo del lecho del río.

Para obtener los asentamientos por consolidación primaria, deberá de contarse con las cargas de proyecto que son las fuerzas vivas debidas principalmente a la acción de las cargas vehiculares, y deberán de estimarse los incrementos de esfuerzos al nivel de desplante deseado mediante la fórmula

$$\Delta \sigma_{(prom)} = \frac{\Delta \sigma_z + 4\Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b}{6} \quad (26) \text{ y}$$

$\Delta \sigma_{(debajo \text{ del centro})} = q \cdot Ic$  (27). En base al análisis de historia geológica del suelo analizado en el inciso anterior, que da un suelo preconsolidado, deberá de usarse la fórmula  $S = H \frac{Cs}{1+eo} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right]$

$$(19) \text{ ó } S = H \frac{Cs}{1+eo} \log \left[ \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right] + H \frac{Cc}{1+eo} \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right] \quad (20)$$

para calcular los asentamientos, recurriendo a los resultados de consolidación donde se obtiene el coeficiente Cc así como la carga de preconsolidación. Si el resultado anterior es menor a 2.54 cm (1") podrá usarse la gráfica de iteración de la Figura 81. De lo contrario se propone un mejoramiento de precarga al terreno natural, la cual tiene como fin consolidar y dar mayor resistencia al suelo o bien, el uso de pequeños pilotes hasta donde se encuentre un estrato más resistente.

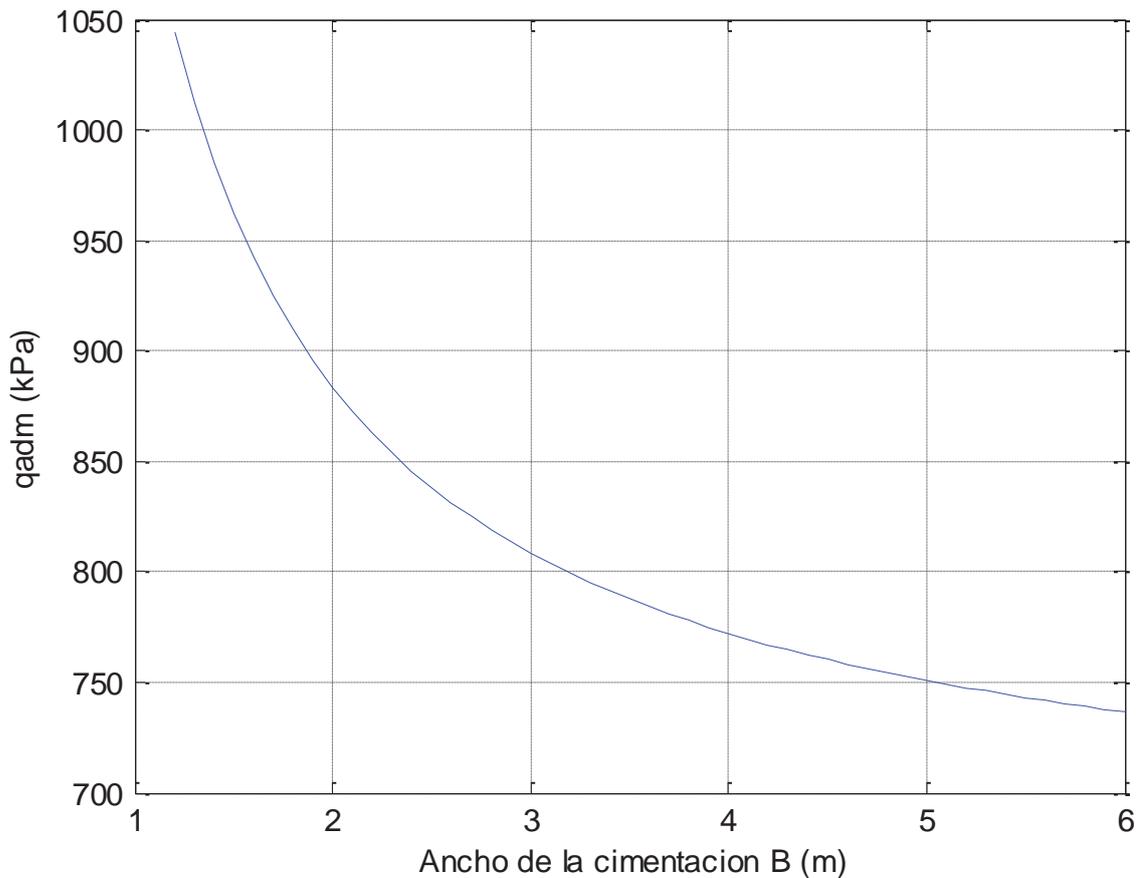


Figura 81.-  $q$  admisible vs ancho de cimentación, Puente 1, Sondeo 03

#### 2.7.2.2 Método clásico de Terzagui (Puente 1).

##### 2.7.2.2.1 Puente 1, Sondeo 3.

Para calcular la capacidad de carga de este terreno, correlacionaremos el número de penetración estándar  $N$  con la consistencia de terreno, las correlaciones dadas por Braja M. Das en cuanto a su compresión simple ( $q_u$ ), considerando que la arcilla se encuentra saturada ( $\phi = 0$ ), aplicando la teoría de Terzagui para capacidad de carga y tomando un factor de seguridad de 3, obtenemos la siguiente gráfica (ver Figura 82) de  $q$  admisible respecto de la profundidad del sondeo SPT.

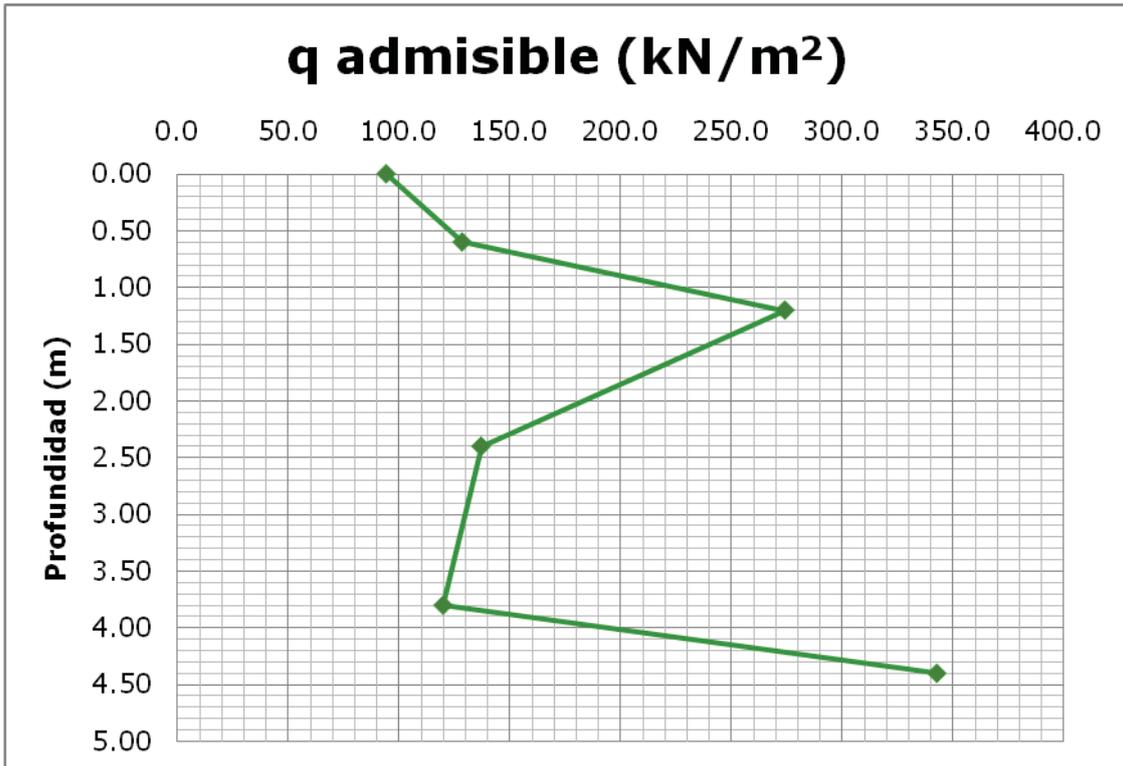


Figura 82.- q admisible vs profundidad, Puente 1, Sondeo 03

Este tipo de gráficos nos permiten darnos una idea de la capacidad admisible del terreno a distintas profundidades solo tomando en cuenta el número de penetración estándar y relacionarlo con los datos de compresión simple de la Tabla 2. Cabe aclarar que este gráfico no nos dice nada de los posibles asentamientos. En relación con el método de Meyerhoff éste limita los asentamientos pero el que tratamos en esta sección o método clásico de capacidad de carga de Terzagui no hace ninguna consideración al respecto. Se propone entonces utilizar este método solo como dato preliminar y adoptar las gráficas dadas por Meyerhoff para definir anchos de cimentación.

Nota aclaratoria: En este caso, solamente se realizó este gráfico para este sondeo (sondeo 3) ya que los realizados en los sondeos 1 y 2 de este mismo puente daban distribuciones lineales muy raras y poco representativas asumiendo a que se debía sobre todo a la poca profundidad de los sondeos, por lo que se decidió no incluirlas en este trabajo.

### 2.7.2.3 Método Meyerhoff (Puente 2)

#### 2.7.2.3.1 Puente 2, Sondeo 4.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1") se construye la gráfica que se observa en la Figura 83 en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación B.

Para nuestro caso analizaremos este comportamiento para cuatro estratos. Se consideran anchos de cimentación mayores a 1.2 m.

Consideraremos las siguientes profundidades con sus respectivos N:

Profundidad de 11.10 m y N = 50. Estrato formado por un limo arenoso.

Profundidad de 9.90 m y N = 62. Estrato formado por un limo arenoso.

Profundidad de 5.40 m y N = 13. Estrato formado por una arcilla arenosa.

Profundidad de 1.80 m y N = 9. Estrato formado por una arcilla

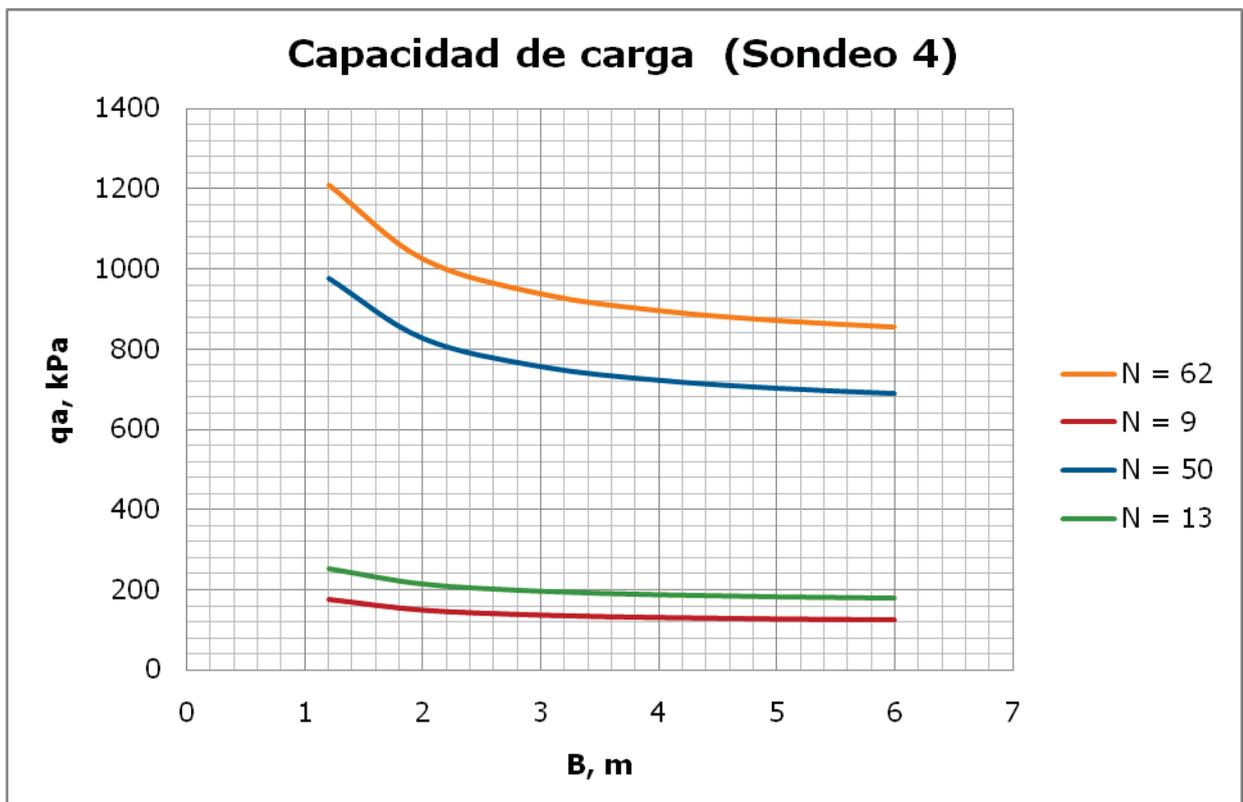


Figura 83.- Capacidad de carga según Meyerhof, Puente 2, Sondeo 04

Por convención, tomaremos el valor de  $N$  igual a 50 que es donde se encuentra el estrato resistente y con él, se tomarán los distintos anchos de cimentación.

### 2.7.2.3.2 Puente 2, Sondeo 5.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1") se construye la gráfica que se observa en la Figura 84 en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación  $B$ .

Para nuestro caso analizaremos este comportamiento para cuatro estratos. Se consideran anchos de cimentación mayores a 1.2 m.

Consideraremos las siguientes profundidades con sus respectivos  $N$ :

Profundidad de 14.40 m y  $N = 50$ . Estrato formado por una arcilla limosa arenosa

Profundidad de 9.60 m y  $N = 59$ . Estrato formado por una arcilla y boleas empacados en arena.

Profundidad de 6.0 m y  $N = 10$ . Estrato formado por una arena fina.

Profundidad de 1.80 m y  $N = 6$ . Estrato formado por una arena arcillosa.

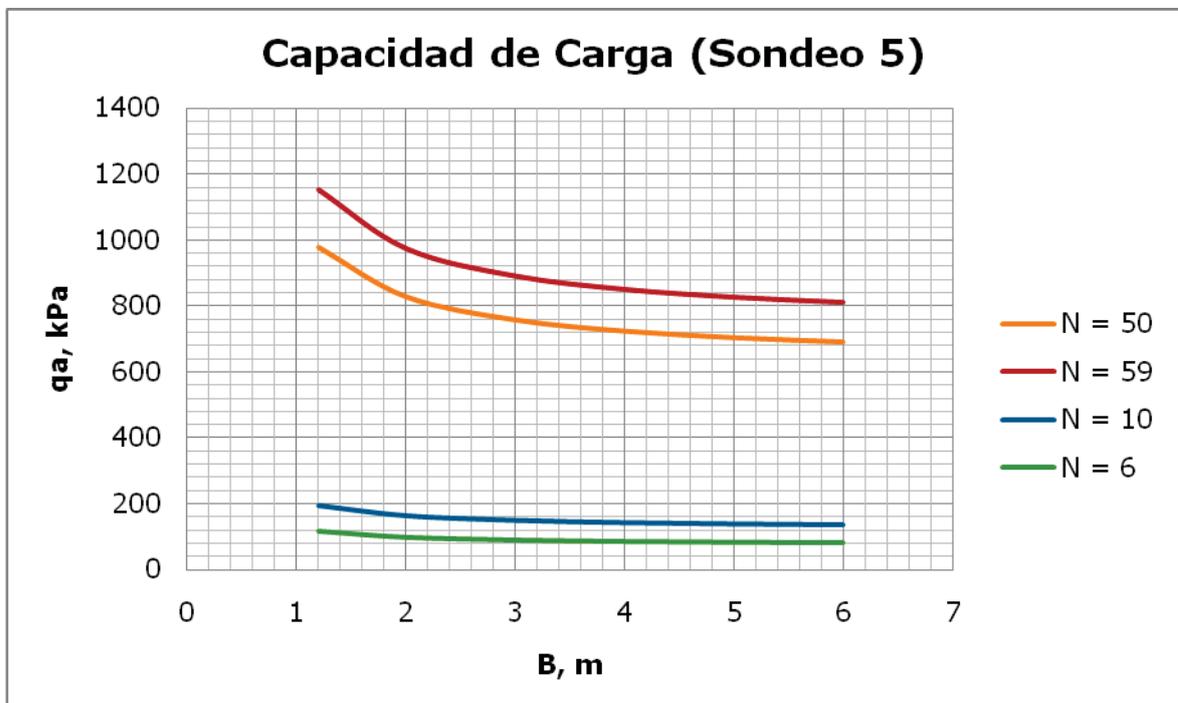


Figura 84.- Capacidad de carga según Meyerhof, Puente 2, Sondeo 05

Por convención, tomaremos el valor de N igual a 50 que es donde se encuentra el estrato resistente y con él, se tomarán los distintos anchos de cimentación.

#### 2.7.2.4 Método clásico de Terzagui (Puente 2)

##### 2.7.2.4.1 Puente 2, Sondeo 4.

Para calcular la capacidad de carga de este terreno, correlacionaremos el número de penetración estándar N con la consistencia de terreno, las correlaciones dadas por Braja M. Das en cuanto a su compresión simple ( $q_u$ ), considerando que la arcilla se encuentra saturada ( $\phi = 0$ ), aplicando la teoría de Terzagui para capacidad de carga y tomando un factor de seguridad de 3, obtenemos la siguiente gráfica (ver Figura 85) de  $q$  admisible respecto de la profundidad del sondeo SPT.

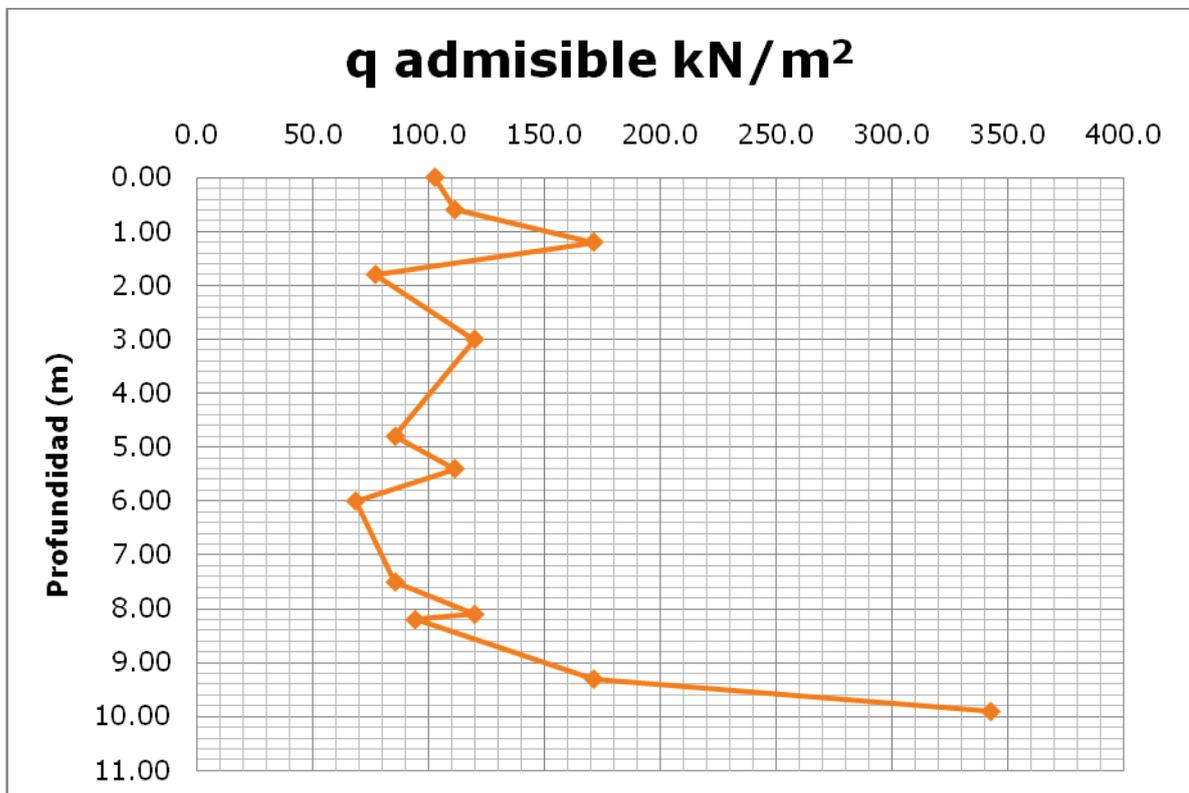


Figura 85.-  $q$  admisible vs profundidad, Puente 2, Sondeo 04

Donde se observa que la resistencia aumenta o se mantiene mayor o igual a una profundidad de 10.0 m, por lo que decimos que estamos ante nuestro estrato resistente.

Este tipo de gráficos nos permiten darnos una idea de la capacidad admisible del terreno a distintas profundidades solo tomando en cuenta el número de penetración estándar y relacionarlo con los datos de compresión simple de la Tabla 2. Cabe aclarar que este gráfico no nos dice nada de los posibles asentamientos. En relación

con el método de Meyerhoff éste limita los asentamientos pero el que tratamos en esta sección o método clásico de capacidad de carga de Terzagui no hace ninguna consideración al respecto. Se propone entonces utilizar este método solo como dato preliminar y adoptar las gráficas dadas por Meyerhoff para definir anchos de cimentación.

#### 2.7.2.5 PUENTE 2, Sondeo 5.

Para calcular la capacidad de carga de este terreno, correlacionaremos el número de penetración estándar  $N$  con la consistencia de terreno, las correlaciones dadas por Braja M. Das en cuanto a su compresión simple ( $q_u$ ), considerando que la arcilla se encuentra saturada ( $\phi = 0$ ), aplicando la teoría de Terzagui para capacidad de carga y tomando un factor de seguridad de 3, obtenemos la siguiente gráfica (ver Figura 86) de  $q$  admisible respecto de la profundidad del sondeo SPT.

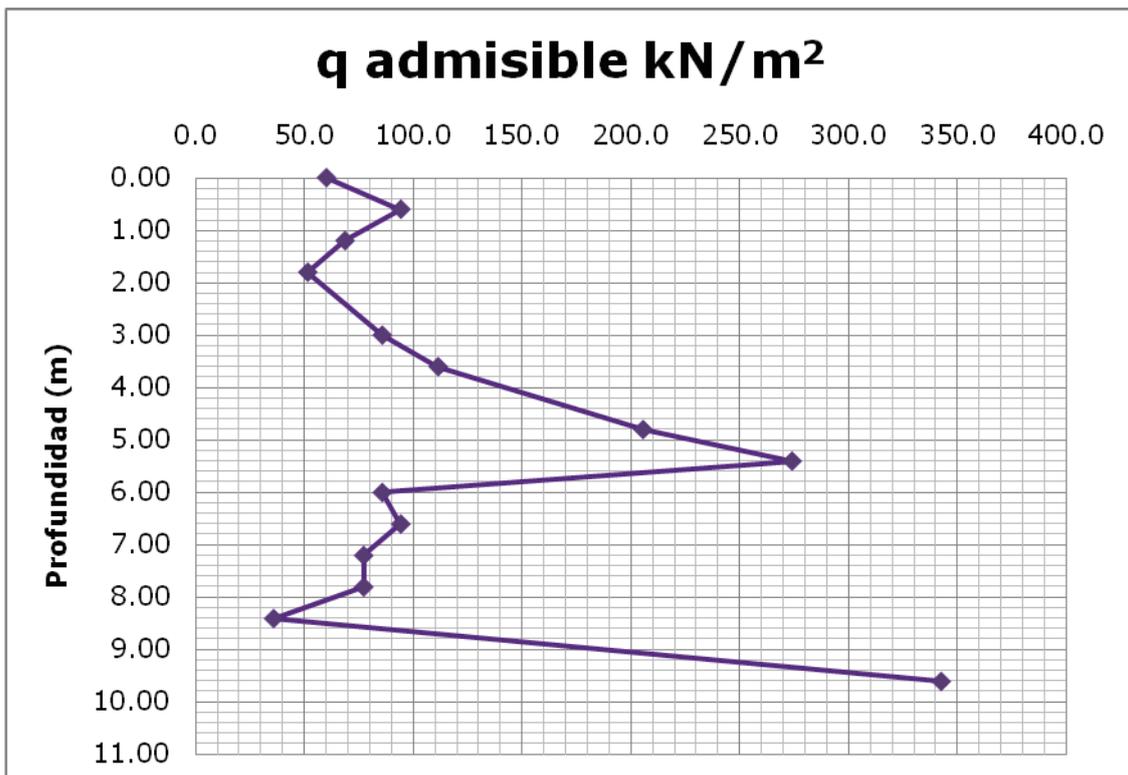


Figura 86.-  $q$  admisible vs profundidad, Puente 2, Sondeo 05

Este tipo de gráficos nos permiten darnos una idea de la capacidad admisible del terreno a distintas profundidades solo tomando en cuenta el número de penetración estándar y relacionarlo con los datos de compresión simple de la Tabla 2. Cabe aclarar que este gráfico no nos dice nada de los posibles asentamientos. En relación con el método de Meyerhoff éste limita los asentamientos pero el que tratamos en esta sección o método clásico de capacidad de carga de Terzagui no hace ninguna

consideración al respecto. Se propone entonces utilizar este método solo como dato preliminar y adoptar las gráficas dadas por Meyerhoff para definir anchos de cimentación.

#### 2.7.2.6 Puente Peatonal.

La capacidad de carga fue obtenida según la formulación de Terzaghi para falla local dada la consistencia natural del suelo.

Se consideró una profundidad de desplante de 2.95 m respecto al nivel de terreno natural.

Se utilizó un factor de seguridad de 4 debido a que las probetas ensayadas fueron obtenidas de una muestra de suelo “remoldeada”.

La Figura 87 muestra la capacidad de carga admisible para zapatas continuas como para zapatas aisladas.

Zapatas Continuas		Zapatas Aisladas
Df (m)	q adm (ton/m <sup>2</sup> )	q adm (ton/m <sup>2</sup> )
0.50	6.524 + 0.33 B	8.314 + 4.04B
1.00	7.088 + 0.33B	8.878 + 4.04B
1.50	7.653 + 0.33B	9.443 + 4.04B
2.00	8.217 + 0.33B	10.007 + 4.04B
2.50	8.782 + 0.33B	10.572 + 4.04B
2.95	9.290 + 0.33B	11.080 + 4.04B
3.00	9.346 + 0.33B	11.136 + 4.04B
3.50	9.910 + 0.33B	11.700 + 4.04B
4.00	10.475 + 0.33B	12.265 + 4.04B
4.50	11.039 + 0.33B	12.829 + 4.04B
5.00	11.604 + 0.33B	13.394 + 4.04B

Figura 87.- Capacidad de carga por falla local, Puente Peatonal.

### 2.7.3 Conclusiones y recomendaciones.

#### 2.7.3.1 Puente 1.

Se recomienda utilizar los gráficos de la Figura 79, Figura 80 y Figura 81 para capacidad de carga admisible y desplantar la estructura hasta la profundidad del estrato resistente de 3.0, 6.0 y 5.0 metros para los sondeos 1, 2 y 3 respectivamente considerando anchos de cimentación mayores a 1.30 metros y asentamientos no mayores a 1 ". Para verificar capacidades de carga preliminares se recomienda utilizar los gráficos de la Figura 82 solamente para el sondeo 3.

#### 2.7.3.2 Puente 2.

Se recomienda utilizar los gráficos de la Figura 83 y Figura 84 para capacidad de carga admisible y desplantar la estructura hasta la profundidad del estrato resistente de 10 metros para los sondeos 4 y 5 respectivamente, considerando anchos de cimentación mayores a 1.30 metros y asentamientos no mayores a 1 ". Para verificar capacidades de carga preliminares se recomienda utilizar los gráficos de la Figura 85 y Figura 86 para los sondeos 4 y 5 respectivamente.

#### 2.7.3.3 Puente Peatonal.

Se recomienda utilizar la tabla de la Figura 87 para cimentar hasta la profundidad de 5 metros tanto para zapatas corridas como para zapatas aisladas.

### 3 CAPITULO III.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA VIALIDADES

#### 3.1 Introducción a estudios geotécnicos de Vialidades.

##### 3.1.1 Definición de Vialidad.

Según el manual del Proyecto Geométrico de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes la vialidad es aquella franja acondicionada del terreno natural que guardando características geométricas como ancho de calzada, radio mínimo de curvatura, pendiente mínima, pendiente máxima y pendiente gobernadora, entre otras, produce un transporte expedito, económico y seguro.

##### 3.1.2 Estudios geotécnicos para vialidades.

Se denominan estudios geotécnicos para vialidades al conjunto de estudios de campo y laboratorio, visitas de campo, análisis y cálculos que conducen a las recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer normas geotécnicas a que han de apegarse proyectos y todos los posibles procedimientos constructivos de los mismos.

Los estudios geotécnicos deberán poner a disposición, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros de un grupo encargado de cualquier proyecto vial, con seguridad y correcta comprensión, aun no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

## 3.2 Marco teórico

### 3.2.1 El terreno de cimentación.

Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos, a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas terracerías; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación. Además existen factores independientes de la superestructura de la obra vial, aunque a veces influido por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma obra, por lo cual han de ser asimismo estudiados.

Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra civil le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para vialidades, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción.

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos) por lo general tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia.

Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamiento brusco, por colapso rápido de su estructura simple, cuando está sometida a cargas de alguna importancia, estos colapsos suelen estar asociados a movimientos en el agua del subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del nivel freático por cualquier razón. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías pues éstas absorben con facilidad los movimientos resultantes.

En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos CL, ML y OL) y cuando sean francamente compresibles (suelos CH, MH, OH y Pt).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que

puedan llegar a producirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan ser construidos.

Los materiales OL, debidos al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados para usarse como materiales de construcción.

Sin embargo cuando el terreno de cimentación está constituido por limos o arcillas completamente compresibles (suelos OH, CH, MH y Pt) el panorama es distinto por los siguientes motivos que se exponen:

- ✓ Este tipo de suelos prevalecen en terrenos que han sido creados por formaciones fluviales, lacustres o marinas, terrenos en sí muy desfavorables.
- ✓ La falta de resistencia en el suelo de cimentación es particularmente crítica cuando la obra vial exige altos terraplenes.
- ✓ La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capacidad de carga, asociada a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén, con bufamiento del terreno a ambos lados de aquel, no lejos de la línea de ceros.
- ✓ La falla puede presentarse sin previo aviso, pero en ocasiones se producen con anterioridad deformaciones en la corona del camino, con hundimientos en la línea de centro y aparición de grietas en el material natural, paralelas al bordo y a una distancia que es función de la altura y el ancho del terraplén; estas grietas suelen ir acompañadas de un perceptible bufamiento del terreno natural.

### 3.2.2 Asentamientos en el terreno de cimentación.

Posiblemente el problema más grave que atañe un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

- Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.
- Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cedencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, etc.
- Disminución de la altura del terraplén.
- Perjuicios en el comportamiento en obras de drenaje menor.
- Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas

### 3.3 Metodología de exploración

#### 3.3.1 Reconocimientos. Zonificación fisiográfica

Por fisiografía entenderemos a la rama auxiliar de la Geografía que estudia en forma sistemática y espacial la superficie terrestre de la tierra, tal como su relieve.

Para poder llevar a cabo, dentro de una secuencia ordenada de etapas, los trabajos de campo, es necesario dividir la zona donde se construirá la vialidad por medio de fisiografía tomando en cuenta todas y cada una de las características morfológicas de la misma. Estos aspectos permitirán después hacer más divisiones para profundizar en cuanto a todas sus características y así, en conjunto, dar clasificaciones y recomendaciones generales.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada uno de los estratos que la compongan (estratigrafías), para lo que se efectuarán sondeos, por lo general pozos a cielo abierto (PCA), tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso suelos. Para rocas se necesitara su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación se debe de efectuar un recorrido por el eje de la futura vialidad, llenando el cuestionario que se muestra en la Figura 88, para cada una de las zonas delimitadas. Para ello pueden contarse con planos fotogeológicos o en su defecto con cartas geológicas emitidas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI).

CUESTIONARIO PARA RECONOCIMIENTO INICIAL DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTÉCNICO	
Carretera o vialidad: _____	
Tramo: _____	
Subtramo:	
De Km _____ + _____	a Km _____ + _____
Origen: _____	
Fecha: _____	

Figura 88.- Formato geotécnico 1 para vialidad (Rico Rodríguez)

A continuación se describirán algunos formatos geotécnicos muy de uso en la práctica ingenieril, y que sin duda, son insustituibles hoy en día.

Cada uno de estos formatos corresponde a cada una de las zonas o subzonas en las que se divide de manera integral todo el eje de nuestra vialidad o vía terrestre.

El formato geotécnico de la Figura 89, corresponde a una descripción a detalle de las condiciones topográficas y morfológicas de las zonas en estudio, y que tienen que ver con el relieve terreno, el cual variará en función de la zona orográfica donde se localice la vialidad. Esta actividad puede auxiliarse con algún profesional de Topografía, pero corresponderá sobre todo al ingeniero geotecnista o geólogo la descripción definitiva de cada cadenamamiento de la zona en estudio

CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS SUPERFICIALES O MORFOLÓGICAS							
Ubicación		TIPO DE TERRENO					Observaciones
De Km	A Km	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO		PLANO	
				FUERTE	SUAVE		

Figura 89.- Formato geotécnico 2 para vialidad (Rico Rodríguez)

El formato geotécnico de la Figura 90, expresa solamente las características de las rocas; su origen y formación y los posibles suelos que generan una vez terminados sus procesos de intemperización.

DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA GENERAL									
Ubicación		TIPO DE ROCAS							Observaciones
De Km	A Km	IGNEAS			SEDIMENTARIAS		METAMÓRFICAS		
		INTRUSIVAS	EXTRUSIVAS		ESTRATIFICADA	NO ESTRATIFICADA	FOLIADAS	NO FOLIADAS	
LAVICAS	PIROCLASTICAS								

Figura 90.- Formato geotécnico 3 para vialidad (Rico Rodríguez)

El formato geotécnico de la Figura 91 corresponde a la descripción que guardan los suelos del lugar donde se proyectará la vialidad.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE SUELOS							
Ubicación		TIPOS DE SUELOS					Observaciones
De Km	A Km	RESIDUALES		TRANSPORTADOS			
		Friccionantes	Cohesivos	Agua	Viento	Gravedad	

Figura 91.- Formato geotécnico 4 para vialidad

El correcto cálculo del diagrama de curva masas depende mucho de consideraciones geotecnias que se puedan establecer y que consistan, sobre todo, en la disponibilidad de los materiales en la zona y los consecuentes procedimientos constructivos.

La Figura 92 es una tabla de datos para el cálculo del diagrama de masas. **Figura 93**

### 3.4 Exploraciones realizadas en La Piedad

#### 3.4.1 Objetivo y alcance.

El objetivo de la exploración del estudio geotécnico, es investigar y determinar las propiedades índices y la calidad de los diferentes materiales que conforman al subsuelo del sitio en estudio, para tener toda la información necesaria y poder conceptualizar de manera integral el proyecto.

El alcance de este trabajo es desde la inspección de las características del subsuelo, exploración, muestreo y ensayos básicos de laboratorio, para obtener las propiedades físicas, obtención del perfil estratigráfico, con la finalidad de lograr

una tipificación general de los suelos, para determinar los parámetros necesarios que se utilizarán en el diseño del pavimento y con la información obtenida, emitir algunas recomendaciones generales para el proceso constructivo.

### 3.4.2 Condiciones topográficas.

De acuerdo al seccionamiento topográfico y a la condición inicial de que la proyección de esta vialidad se encuentra en una zona donde la corriente fluvial del río Lerma es muy baja (poca pendiente) podemos decir que la zona se encuentra en un terreno plano. Ver Figura 93.

CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS SUPERFICIALES O MORFOLÓGICAS							
Ubicación		TIPO DE TERRENO				Observaciones	
De Km	A Km	ESCARPADO	MONTAÑOSO	LOMERIO			PLANO
				FUERTE	SUAVE		
0 + 000.00	0 + 188.26					•	INICIO CADEN.
0 + 200.00	0 + 350.00					•	
0 + 400.00	0 + 500.00					•	
0 + 539.64	0 + 627.93					•	
0 + 650.00	0 + 730.00					•	
0 + 730.00	0 + 750.00					•	PCA 4
0 + 800.00	0 + 950.00					•	
0 + 800.00	0 + 850.00					•	PCA 3
0 + 988.74	1 + 100.00					•	
0 + 100.00	0 + 150.00					•	PCA 2
1 + 211.00	1 + 410.00					•	
1 + 415.65	1 + 520.00					•	
1 + 550.00	1 + 610.00					•	
1 + 640.00	1 + 684.94					•	
1 + 700.00	1 + 790.00					•	
1 + 819.20	1 + 870.89					•	
1 + 940.00	2 + 000.00					•	
2 + 005.38	2 + 090.00					•	
2 + 120.00	2 + 210.00					•	
2 + 216.99	2 + 281.77					•	
2 + 281.77	2 + 300.00					•	PCA 1
2 + 300.00	2 + 390.00					•	
2 + 416.39	2 + 600.00					•	

Figura 93.- Condiciones topográficas de la vialidad

En la Figura 93 se expresan algunas observaciones donde se llevaron a cabo los pozos a cielo abierto.

### 3.4.3 Condiciones litológicas.

De acuerdo al mapa geológico de la Figura 1, la zona destinada a la construcción de la vialidad es una zona libre de la presencia de material predominantemente rocoso. Lo que refuerza aun más esta hipótesis es que los reportes de los sondeos mixtos de los otros estudios de este trabajo es que hasta profundidades de casi dieciséis metros, la condición sigue siendo la presencia de suelo. Ver Figura 94.

DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA GENERAL									
Ubicación		TIPO DE ROCAS						Observaciones	
De Km	A Km	IGNEAS			SEDIMENTARIAS		METAMÓRFICAS		
		INTRUSIVAS	EXTRUSIVAS		ESTRATIFICADA	NO ESTRATIFICADA	FOLIADAS		NO FOLIADAS
LAVICAS	PIROCLASTICAS								
0 + 000.00	0 + 188.26	SIN PRESENCIA SIGNIFICATIVA O PRÁCTICAMENTE NULA						INIC. CAD.	
0 + 200.00	0 + 350.00								
0 + 400.00	0 + 500.00								
0 + 539.64	0 + 627.93								
0 + 650.00	0 + 730.00								
0 + 730.00	0 + 750.00								
0 + 800.00	0 + 950.00								
0 + 800.00	0 + 850.00								
0 + 988.74	1 + 100.00								
0 + 100.00	0 + 150.00								
1 + 211.00	1 + 410.00								
1 + 415.65	1 + 520.00								
1 + 550.00	1 + 610.00								
1 + 640.00	1 + 684.94								
1 + 700.00	1 + 790.00								
1 + 819.20	1 + 870.89								
1 + 940.00	2 + 000.00								
2 + 005.38	2 + 090.00								
2 + 120.00	2 + 210.00								
2 + 216.99	2 + 281.77								
2 + 281.77	2 + 300.00								
2 + 300.00	2 + 390.00								
2 + 416.39	2 + 600.00								

Figura 94.- Condiciones litológicas de la vialidad

3.4.4 Condiciones de suelos.

De acuerdo con el mapa geológico de la Figura 1. Se observa la presencia predominante de suelos aluviales de una gran variedad, dado las condiciones hidrógraficas que condicionan este tipo de suelos en el margen del río Lerma. Ver Figura 95.

DESCRIPCIÓN GENERAL DE SUELOS							
Ubicación		TIPOS DE SUELOS					Observaciones
De Km	A Km	RESIDUALES		TRANSPORTADOS			
		Friccionantes	Cohesivos	Agua	Viento	Gravedad	
0 + 000.00	0 + 188.26		•	•			INICIO CADEN.
0 + 200.00	0 + 350.00		•	•			
0 + 400.00	0 + 500.00		•	•			
0 + 539.64	0 + 627.93		•	•			
0 + 650.00	0 + 730.00		•	•			
0 + 730.00	0 + 750.00		•	•			PCA 4
0 + 800.00	0 + 950.00		•	•			
0 + 800.00	0 + 850.00		•	•			PCA 3
0 + 988.74	1 + 100.00		•	•			
0 + 100.00	0 + 150.00		•	•			PCA 2
1 + 211.00	1 + 410.00		•	•			
1 + 415.65	1 + 520.00		•	•			
1 + 550.00	1 + 610.00		•	•			
1 + 640.00	1 + 684.94		•	•			
1 + 700.00	1 + 790.00		•	•			
1 + 819.20	1 + 870.89		•	•			
1 + 940.00	2 + 000.00		•	•			
2 + 005.38	2 + 090.00		•	•			
2 + 120.00	2 + 210.00		•	•			
2 + 216.99	2 + 281.77		•	•			
2 + 281.77	2 + 300.00		•	•			PCA 1
2 + 300.00	2 + 390.00		•	•			
2 + 416.39	2 + 600.00		•	•			

Figura 95.- Condiciones de tipos de suelos en la vialidad

### 3.4.5 Descripción del terreno en estudio.

El sitio en estudio, geográficamente se localiza en el municipio de La Piedad Michoacán, México (ver Figura 96) el cual colinda a su vez con el vecino municipio de Santa Ana Pacueco, Guanajuato. Los divide hidrográficamente el Río Lerma.

La altura promedio de la zona donde se realizaron los estudios de pozos a cielo abierto (PCA) oscila alrededor de la altura promedio de 1674 m.s.n.m, en las

coordenadas geográficas  $20^{\circ}21'48.43''N$  de latitud norte y  $102^{\circ}1'18.82''O$  de longitud oeste (Ver Figura 97). La ubicación de cada uno de los pozos se observan en la Figura 98 y se detallan a continuación:

PCA 1.- Pozo localizado de manera contigua al margen del Río Lerma, sobre la calle Querétaro, con coordenadas geográficas  $20^{\circ}20'36.60''N$ ;  $102^{\circ}1'18.31''O$ .

PCA 2.- Pozo localizado de manera contigua al margen del Río Lerma, a 15 metros de la calle Yuriria, perpendicular al margen, con coordenadas geográficas  $20^{\circ}20'34.29''N$ ;  $102^{\circ}1'4.33''O$ .

PCA 3.- Pozo localizado de manera contigua al margen del Río Lerma, a 100 metros del puente Guanajuato, con coordenadas geográficas  $20^{\circ}20'27.74''N$ ;  $102^{\circ}1'0.33''O$ .

PCA 4.- Pozo localizado de manera contigua al margen del Río Lerma, sobre la calle Margen del Río Lerma, con coordenadas geográficas  $20^{\circ}20'16.11''N$ ;  $102^{\circ}1'0.73''O$ .



Figura 96.- Ubicación satelital

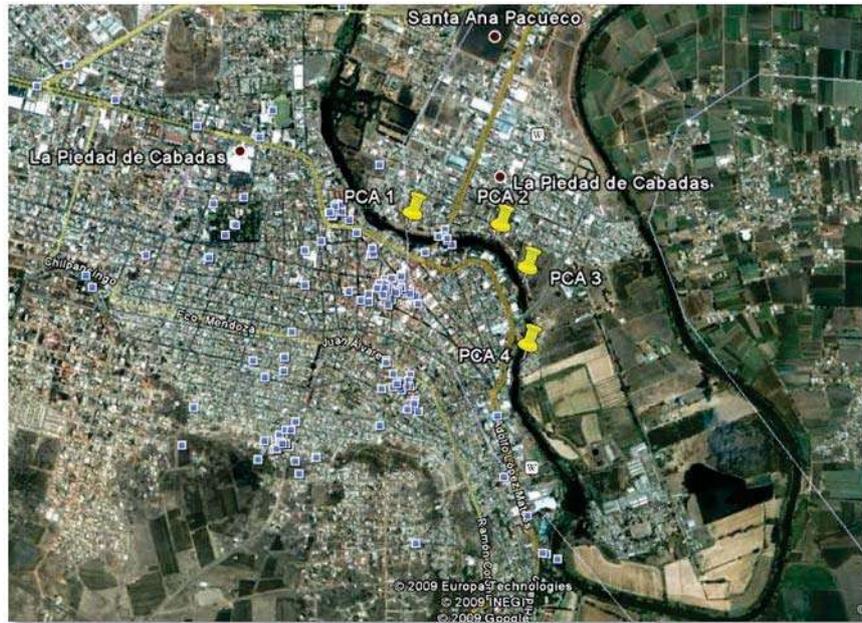


Figura 97.- Ubicación satelital de los PCA



Figura 98.- Ubicación a detalle de los PCA

### 3.4.6 Trabajos de campo.

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y el muestreo de los diferentes materiales que forman el subsuelo, observados en 4 pozos a cielo abierto (PCA), ubicados de forma representativa en el terreno, de acuerdo al mapa de localización que se presentó con anterioridad. (Ver Figura 96, Figura 97 y Figura 98).

Los pozos a cielo abierto (PCA) son excavaciones que se ejecutan en el terreno natural mediante maquinaria tradicional (tractores). Por lo general el ancho corresponde a dos veces el cucharón del tractor y la profundidad varía de 2 a 3 m. Se introduce personal apropiado al pozo, tomando las debidas precauciones para evitar algún accidente y se comienza a limpiar una franja (20 cm) de toda la profundidad del pozo. Se anotan e identifican cada uno de los estratos y a continuación se comienza con la extracción de muestras alteradas las cuales se colocan en bolsas de plástico para evitar que se pierda la humedad. Se etiquetan las muestras anotando la siguiente información y colocándola también en una pequeña bolsa de plástico para evitar que se deteriore la (se rompa o se “barra” la tinta” y haga confusa su identificación):

- Obra de procedencia.
- Localización.
- Fecha.
- N° y profundidad de pozo.
- Estrato.
- Clasificación visual (S.U.C.S).
- Nivel de aguas freáticas (NAF).

Otra prueba que se ejecuta de manera simultánea es la prueba de compresión axial no confinada por medio del Penetrómetro de bolsillo. Esta prueba permite medir la consistencia natural del suelo, existiendo desde suelos muy blandos a suelos duros. Se ejecuta en cada uno de los estratos y se anota en los informes estratigráficos.

Se extrajeron muestras alteradas de los diferentes materiales que constituyen los distintos estratos del subsuelo, para determinar sus propiedades índices y mecánicas.

#### 3.4.6.1 Clasificación de suelos en campo.

La clasificación de los fragmentos de roca y de los suelos en campo se realiza en forma visual, por lo que se requiere experiencia para clasificar los diferentes materiales. La experiencia se obtiene mediante la enseñanza de quien ya la tiene y comparando las clasificaciones hechas en campo con las obtenidas en el laboratorio.

- *Clasificación de campo de fragmentos de roca*

Se estiman los porcentajes de tamaños de los fragmentos de roca, tomando en cuenta la dimensión mayor de los fragmentos, de la siguiente manera:

Según su tamaño los fragmentos se agrupan como se indica en la siguiente tabla:

Se determinan en forma aproximada los porcentajes, en volumen, de cada uno de los grupos indicados en el párrafo anterior con relación al volumen total y con ellos se clasifican los fragmentos de acuerdo con la siguiente tabla. Se estima en los fragmentos de los diferentes grupos, la forma, textura de la superficie y grado de alteración.

- *Clasificación en campo de suelos.*

La clasificación de los suelos en campo, se hace considerando su granulometría, plasticidad, color, olor.

3.4.7 Estratigrafía

Las estratigrafías observadas en los PCA, se presentan a continuación. Ver Figura 99, Figura 100, Figura 101 y Figura 102.

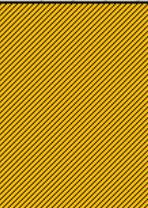
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	0.15		Capa Vegetal
1	1.40		Estrato único formado por una arcilla de alta compresibilidad (CH) de color café oscuro de consistencia natural "suave"

Figura 99.- Estratigrafía del PCA 1

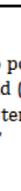
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	0.15		Capa Vegetal
1	1.05		Estrato único formado por una arcilla de alta compresibilidad (CH) de color café oscuro de consistencia natural "suave"

Figura 100.- Estratigrafía del PCA 2

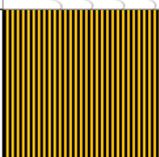
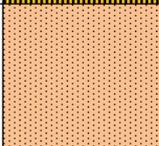
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	0.15		Capa Vegetal
1	1.30		Primer estrato formado por un limo orgánico (MH) de alta compresibilidad, de consistencia natural "firme"
2	2.20		Segundo estrato formado por una arena arcillosa (SC)

Figura 101.- Estratigrafía del PCA 3

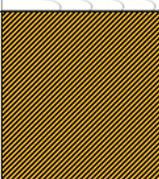
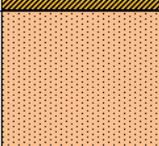
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL	DESCRIPCIÓN
	0.20		Capa Vegetal
1	1.50		Primer estrato formado por una arcilla de alta compresibilidad (CH) de color café oscuro de consistencia natural "suave"
2	2.40		Segundo estrato formado por una arena arcillosa (SC)

Figura 102.- Estratigrafía del PCA 4

**Nota:** No se encontró el nivel de aguas freáticas (N.A.F.).

### 3.5 Pruebas de Laboratorio

#### 3.5.1 Pruebas de Laboratorio.

Para definir el tipo de pruebas de laboratorio que se deben ejecutar, se debe de definir en primera instancia cuál es el uso que se pretende dar al material en estudio. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) establece las pruebas necesarias para el tipo de uso que se le dará al material siendo estos por lo general:

- a) Pruebas para Sub-Bases y Bases Hidráulicas (para pavimentos).
- b) Pruebas para Subrasante.

c) Pruebas para Terreno Natural o terracerías.

Para las primeras se tienen que hacer generalmente las pruebas de: Peso Volumétrico Seco Suelto (P.V.S.S), Peso Volumétrico Seco Máximo (P.V.S.M), Humedad Óptima, Granulometría (2", 1 1/2", 1", 3/4", 3/8", No 4, 10, 20, 40, 60, 100 y 200), Valor Relativo de Soporte (VRS), % de Expansión, Valor Cementante, Equivalente de Arena, Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP), Índice de Plasticidad (IP), Contracción lineal (CL), Densidad y Absorción de Gravas y clasificación SUCS.

Para los segundos y terceros se tienen las pruebas aplicadas generalmente a suelos finos, de allí su diferencia con la primera clasificación. Las pruebas son: Peso Volumétrico Seco y Suelto (P.V.S.S), Peso Volumétrico Seco Máximo (P.V.S.M), Humedad Natural, Humedad Óptima, Granulometría (3", No. 4, 40 y 200), Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP), Índice de Plasticidad (IP), Contracción Lineal (CL), Valor Relativo de Soporte (VRS), % de Expansión y clasificación SUCS.

Para nuestro proyecto se ejecutaron pruebas para terracerías o terreno natural y se buscó definir si eran adecuadas para servir para tal fin o no, y en su caso dar una recomendación constructiva como mejoramiento o estabilización o simplemente despalmarlo y utilizar otro material de mejor calidad.

A continuación se expondrán de una manera muy breve y general las pruebas de laboratorio más comunes, así como la importancia que guarda cada una de ellas.

3.5.1.1 Pruebas de laboratorio para terracerías o terreno natural.

3.5.1.1.1 Secado de muestras alteradas.

Una vez que se ha obtenido la muestra en campo mediante sondeos exploratorios de pozos a cielo abierto, se somete a secado la muestra en el laboratorio, esto con el objeto de poder disgregarla con facilidad y poder emplearla para las demás pruebas. Para ello la muestra puede ser secada al extenderla al sol sobre una superficie limpia; colocarla en una charola y dejarla en el horno (Ver Figura 103) o secándola lenta y con mucho cuidado en una estufa o parrilla. En caso de que la muestra llegue al laboratorio seca, no será necesario lo anterior expuesto y se trabajará de manera inmediata el material.



Figura 103.- Secado de muestras alteradas (al sol, en horno y en estufa)

#### 3.5.1.1.2 Disgregación de muestras alteradas.

El objeto de la disgregación de las muestras alteradas es llevarlas a un estado semejante al que van a presentar en la obra durante el proceso de construcción. Para ello se emplea un mazo que consiste en un cilindro de concreto de aproximadamente 20 kg, unido a una varilla de 1", la cual permite la manipulación del conjunto. El mazo se coloca sobre el material extendido y se comienza a girar para poder empezar el proceso de disgregación, teniendo cuidado de no romper fragmentos de grava u otro material de consistencia dura. Ver Figura 104.



Figura 104.- Disgregación de muestras alteradas

#### 3.5.1.1.3 Cuarteo de muestras alteradas.

El cuarteo se realiza con el objeto de obtener de una muestra, porciones representativas de tamaño adecuado para efectuar las pruebas de laboratorio que se requieran. Ver Figura 105.



Figura 105.- Cuarteo de muestras alteradas

#### 3.5.1.1.4 Contenido de agua.

Es la relación del peso del agua entre el peso de los sólidos de un suelo. Comúnmente se expresa en porcentaje. Se obtiene pesando una muestra natural (por lo general húmeda) llamándola peso húmedo y después se seca en el horno durante 24 horas, pesándola nuevamente obteniendo el peso seco ( $W_s$ ). La diferencia entre el peso húmedo y el peso seco ( $W_s$ ) nos da la cantidad de agua ( $W_w$ ). Siendo la siguiente expresión  $w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$  (38), la fórmula para determinar el contenido natural de agua.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (38)$$

#### 3.5.1.1.5 Peso Volumétrico Seco Suelto (P.V.S.S).

Se denomina peso volumétrico de un suelo ( $\gamma$ ) al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, y generalmente se expresa en  $\text{kg/m}^3$ .

Se denomina peso volumétrico seco suelto ( $\gamma_s$  ó PVSS) de un suelo al peso volumétrico aparente de él, tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno a peso constante. El peso volumétrico aparente se refiere al considerar el volumen de los vacíos formando parte del suelo. Para determinar el peso volumétrico seco y suelto de un suelo se coloca el material (que ha sido cuarteado y secado con anterioridad) dentro de un recipiente de volumen conocido (ver Figura 106), llenándolo y enrasándolo, con una varilla punta de bala. Inmediatamente se pesa, restando el peso del recipiente se obtiene el peso del material, que dividido entre el volumen del recipiente proporcionará el dato de peso volumétrico seco y suelto ( $\gamma_s$  ó PVSS) del suelo.



Figura 106.- Determinación del P.V.S.S

### 3.5.1.1.6 Granulometría.

El objetivo de esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas de suelo, pasando a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y pesar las proporciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dicho retenido como porcentajes en peso de la muestra total. Ver Figura 107.

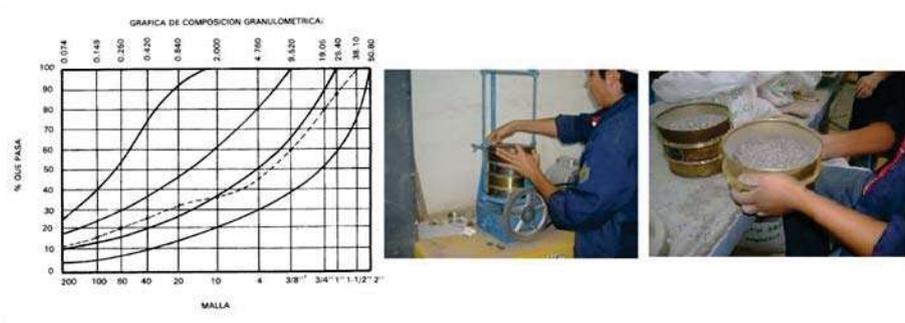


Figura 107.- Curva Granulométrica, cribado con Rap-Tap y cribado a mano.

### 3.5.1.1.7 Límites de consistencia.

Un material tiene plasticidad cuando se remoldea con facilidad sin cambiar su volumen y su resistencia al corte es de  $25 \text{ gr/cm}^2$  como mínimo. Por tanto, en la plasticidad pueden intervenir la humedad, el peso volumétrico y la sensibilidad de las partículas del material, principalmente las finas, con respecto al agua y al porcentaje de ellas dentro del total.

Para conocer la sensibilidad de los finos al cambiar sus características de consistencia en presencia del agua, se realizan pruebas de plasticidad, como la de los límites de Atterberg y la de contracción lineal. Estas pruebas se efectúan sobre la porción de los materiales que pasan la malla núm. 40.

#### 3.5.1.1.7.1 Límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg corresponden a la humedad, o sea, al porcentaje de agua respecto al peso de los sólidos en que los finos de los materiales pasan de una consistencia a otra. Así el límite líquido (LL) es la humedad correspondiente al límite entre el estado semilíquido y el plástico. En esta condición, el material tiene una resistencia mínima al esfuerzo cortante de  $25 \text{ g/cm}^2$ .

El límite plástico (LP) es la humedad correspondiente al límite entre el estado plástico y el semisólido; a la diferencia entre el límite líquido y plástico se le denomina índice plástico (IP). Hay otros límites, como el de contracción o el equivalente de humedad de campo, que se usan con menor frecuencia.

Para situar el material en el límite líquido, en la Copa de Casagrande (ver Figura 108), la porción del material que pasa por la malla núm. 40 con esa humedad debe cerrar íntimamente, a lo largo de 1 cm, una abertura realizada con una pequeña herramienta especial denominada ranurador, al proporcionar 25 golpes sobre la base del aparato.

Se elaboran rollitos de material para que éste llegue al límite plástico. Inicialmente, en el límite líquido estos rollitos se rolan por medio de un vidrio pequeño, levantado a 3 mm con alambre, sobre otro vidrio base de mayores dimensiones. Se dice que el material está en el límite plástico cuando los rollitos empiezan a agrietarse, lo cual queda a juicio del laboratorista, por lo que tiene una amplia variabilidad que influye en la obtención del índice plástico.

El límite de contracción es la frontera entre los estados semisólido y sólido, quedando definido como el contenido de agua mínimo para el cual el suelo no retrae su volumen aún cuando pierda o se evapore agua. Observando una gráfica de volumen del suelo en función de su contenido de humedad, observaríamos que todo suelo llega a un punto donde su volumen no decrece aún cuando el contenido de humedad siga disminuyendo. Es ese punto, el contenido de humedad que deseamos cuantificar.

Finalmente se ubica el punto con su límite líquido con su correspondiente índice plástico en la carta de plasticidad (ver Figura 109) y se obtiene entonces la clasificación de la parte fina del suelo.



Figura 108.- Copa de Casagrande y prueba de Límite Líquido



Figura 109.- Carta de Plasticidad (Laboratorio de Materiales UMSNH)

### 3.5.1.1.8 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

La base del Sistema unificado de Clasificación de Suelos (ver Figura 110) es la Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por Arthur Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el Límite Líquido en el eje de las abscisas y al Índice de Plasticidad en de las ordenadas su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos

con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines (líneas A y B). El sistema unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla N° 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7.5 cm y basados en las fracciones en pesos estimados)			Simbología del grupo	Nombres típicos		
Suelos de grano grueso: más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas: más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	<b>GW</b>	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	<b>GP</b>	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos		
	Arenas: más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	<b>GM</b>	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo		
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	<b>GC</b>	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla		
		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	<b>SW</b>	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	<b>SP</b>	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	<b>SM</b>	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas			
	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	<b>SC</b>	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas			
Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40						
Suelos de grano fino: más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Florescen en estado seco (a la desagregación)	UNIFORMES (rotación y la agitación)	Tenacidad (cohesión)	<b>ML</b>	Limos inorgánicos y arenas muy finas salvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula		
		Medio a alta	Nula a muy lenta	Medio		
	Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Ligera a medio	Lenta	Ligera a medio	<b>MH</b>	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos
		Alta a muy alta	Nula	Alta	<b>CH</b>	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas
		Medio a alta	Nula a muy lenta	Ligera a medio	<b>OH</b>	Arcillas orgánicas de plasticidad medio a alta
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		<b>Pt</b>	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

Figura 110.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (González de Vallejo, 2004)

### 3.5.1.1.9 Pruebas de compactación.

Se entiende por compactación la aplicación mecánica de cierta energía, o cantidad de trabajo por unidad de volumen, para lograr una reducción de los espacios entre las partículas sólidas de un suelo, con el objeto de mejorar sus características mecánicas. Al obtenerse un mejor acomodo de las partículas sólidas y la expulsión de aire que contiene el suelo, se produce un aumento de su peso volumétrico o específico. Si aun suelo cuya humedad es baja se le van dando ciertos incrementos a su contenido de agua y se le aplica cada vez la misma energía de compactación, su peso volumétrico va aumentando, propiciado por la acción lubricante del agua, hasta que llega un momento en que el peso volumétrico del material seco, calculado a partir del peso volumétrico del material húmedo y de la humedad, alcanza un valor máximo.

Al contenido de agua con el que se obtiene el mejor acomodo de partículas y el mayor peso volumétrico o específico del material seco, para una determinada energía de compactación, se le designa como peso volumétrico o peso específico seco máximo.

Cuando a partir de esta condición de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo, se incrementa el agua para un mismo volumen, el agua con el aire ocuparían el lugar de algunas partículas de suelo, obteniéndose en consecuencia pesos volumétricos que van siendo menores a medida que el agua aumenta. Si en un sistema de ejes coordinados se sitúan los puntos correspondientes a cada peso volumétrico seco con su respectiva humedad y se unen con una curva, quedará representada la variación del peso volumétrico de un material para diferentes contenidos de agua y una misma energía de compactación; ésta curva adopta aproximadamente la forma de una parábola, siendo más pronunciada su curvatura en el caso de suelos arenosos que en los suelos arcillosos.

El contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo de un suelo, también varían con la energía de compactación; cuando ésta se aumenta, se obtienen mayores pesos volumétricos secos máximos con humedades óptimas menores. A su vez, la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo son función del tipo de suelo; los suelos gruesos, para una misma energía de compactación, tienen en general mayores pesos volumétricos y menores contenidos de agua que los suelos finos.

De acuerdo con la naturaleza de los materiales y con el uso que se les pretenda dar, se han establecido procedimientos de prueba para llevar a cabo la compactación de los suelos en el laboratorio, con objeto de referenciar y evaluar la compactación que se alcanza con los procedimientos aplicados en el campo, para determinar el grado de compactación del material. Tomando en cuenta la forma de aplicar la energía al

material, las pruebas de compactación que generalmente se emplean son de los siguientes tipos:

- Por impactos, como son las pruebas de: Compactación dinámica AASHTO estándar, Proctor SOP, AASHTO modificada de 3 y 5 capas y los métodos de California y de Texas.
- Por carga estática, como es la prueba de compactación Porter.
- Por amasado, como es el caso del método de compactación de Hveem.
- Por vibración, como es el método de compactación en que se utiliza una mesa vibratoria.

#### 3.5.1.1.9.1 Pruebas de compactación Proctor.

Tiene por objeto determinar el peso volumétrico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima del suelo en estudio ( $W_{\acute{o}pt}$ ). Esta prueba es aplicable para suelos que mayoritariamente pasa la malla No. 4. Se obtienen varios puntos de prueba que son contenidos distintos de agua y sus respectivos pesos volumétricos, donde al graficarlos nos darán la parábola que se muestra en la Figura 111. Ubicamos el punto máximo de la misma y ese será el peso volumétrico seco máximo junto con su humedad óptima.

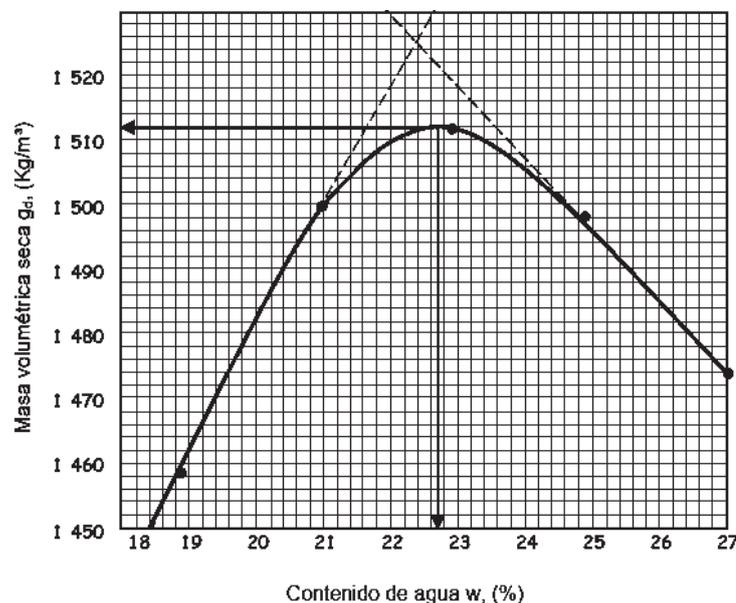


Figura 111.- Determinación del PVSM y humedad óptima (SCT)

El equipo representativo de esta prueba se muestra en la Figura 112.



Figura 112.- Equipo de compactación Proctor

#### 3.5.1.1.9.2 Pruebas de compactación Porter.

Tiene por objeto determinar la compactación por carga estática para calcular el Peso Volumétrico Seco Máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima de compactación en suelos con partículas gruesas empleadas en la construcción de terracerías o en arenas y materiales finos (no cohesivos) que tengan un índice plástico menor a 6 ( $IP < 6$ ), a los cuales no es posible someterlos a la Prueba Proctor. El equipo representativo de esta prueba se observa en la Figura 113.



Figura 113.- Equipo de compactación Porter

### 3.5.1.1.9.3 Pruebas del Valor Relativo de Soporte (VRS).

Tiene por objeto el de determinar si el suelo en estudio, tiene la calidad para ser empleado en las capas de base, sub-base y su-rasante. Para ésta prueba se utiliza un suelo compactado por medio de la prueba Porter. El equipo representativo de esta prueba se observa en la Figura 114.



Figura 114.- Prueba del Valor Relativo de Soporte

### 3.6 Resultados obtenidos

#### 3.6.1 Resultados de pruebas para terracerías.

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio se muestran en la Tabla 4 y Tabla 5.

**REPORTE DE CALIDAD DE MATERIALES PARA TERRACERIAS**

SOLICITANTE: MUNICIPIO DE SANTA ANA PACUECO GUANAJUATO- LA PIEDAD MICHOACAN					
OBRA: PROYECTO DE VIALIDAD DEL MARGEN DEL RIO LERMA					
LOCALIZACIÓN: LA PIEDAD MICHOACÁN, SANTA ANA PACUECO GUANAJUATO					
PCA	1	1	2	3	3
ESTRATO	1	2	1	1	2
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	0.60	1.40	1.05	1.30	2.20
TIPO DE MUESTRA	A	A	A	A	A
TAMAÑO MÁXIMO					
% RETENIDO MALLA 3"	100	100	100	100	100
% QUE PASA MALLA No. 4	81	96	98	66	100
% QUE PASA MALLA No. 40	76	78	89	61	100
% QUE PASA MALLA No. 200	70	72	66	48	31
LIMITE LIQUIDO (%)	80	53.68	54.64	67.07	25.40
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	47.86	24.22	24.05	18.07	12.60
CONTRACCIÓN LINEAL (%)	21.60	8.52	16.70	6.60	6.58
P.V.S.S (kg/m <sup>3</sup> )					
P.V.S.M (kg/m <sup>3</sup> )		1,594	1,717		1,650
HUMEDAD OPTIMA (%)		27.0	21.80		19.00
HUMEDAD NATURAL (%)	32.59	37.88	30.37	21.58	34.86
VRS ESTÁNDAR SATURADO (%)		14.488	8.26		6.95
EXPANSIÓN EN (%)					
CLASIFICACIÓN SUCS.	CH	CH	CH	MH	SC
VRS (90%) (%)		10.129	23.21		16.98

Tabla 4.- Resultados de las pruebas de terracerías

**REPORTE DE CALIDAD DE MATERIALES PARA TERRACERIAS**

SOLICITANTE: MUNICIPIO DE SANTA ANA PACUECO GUANAJUATO- LA PIEDAD MICHOACAN					
OBRA: PROYECTO DE VIALIDAD DEL MARGEN DEL RIO LERMA					
LOCALIZACIÓN: LA PIEDAD MICHOACÁN, SANTA ANA PACUECO GUANAJUATO					
PCA	4	4	4		
ESTRATO	1	2	3		
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	1.50	2.10	2.40		
TIPO DE MUESTRA	A	A	A		
TAMAÑO MÁXIMO					
% RETENIDO MALLA 3"	100	100	100		
% QUE PASA MALLA No. 4	100	100	100		
% QUE PASA MALLA No. 40	100	100	100		
% QUE PASA MALLA No. 200	82	38	37		
LIMITE LIQUIDO (%)	65.42	39.01	25.28		
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	34.27	29.47	9.01		
CONTRACCIÓN LINEAL (%)	11.20	10.50	4.00		
P.V.S.S (kg/m <sup>3</sup> )					
P.V.S.M (kg/m <sup>3</sup> )	1,654				
HUMEDAD OPTIMA (%)	14.78				
HUMEDAD NATURAL (%)	31.47	13.25	36.20		
VRS ESTÁNDAR SATURADO (%)					
EXPANSIÓN EN (%)					
CLASIFICACIÓN SUCS.	CH	SC	SC		

Tabla 5.- Resultados de las pruebas para terracerías.

### 3.6.2 Empleo secundario de los resultados obtenidos.

Con los datos de PVSM y PVSS se calculan algunos de los datos como el del coeficiente de variación volumétrica para el diagrama de curva masa. Ver Figura 115.

TABLA PARA EL CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE MASAS													
De Km	A Km	CLASIFICACIÓN	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO A B C	CORTE		OBSERVACIONES		
				90%	95%	100%	BANDEADO		ALTURA MÁXIMA (m)	TALUD			
0 + 000.00	0 + 188.26	Suelo fino	Despalme y sustitución por material de préstamo o banco					85	15	0	2.00	T.S.M	
0 + 200.00	0 + 350.00	Suelo fino						85	15	0	2.00		
0 + 400.00	0 + 500.00	Suelo fino						85	15	0	2.00		
0 + 539.64	0 + 627.93	Suelo fino						85	15	0	2.00		
0 + 650.00	0 + 730.00	Suelo fino						85	15	0	2.00		
0 + 730.00	0 + 750.00	Suelo CH y SC			0.77	0.73	0.69		85	15	0	2.00	PCA 4
0 + 800.00	0 + 850.00	Suelo MH y SC			0.77	0.73	0.69		85	15	0	2.00	PCA 3
0 + 988.74	1 + 100.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 100.00	1 + 150.00	Suelo CH			0.77	0.73	0.69		85	15	0	2.00	PCA 2
1 + 211.00	1 + 410.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 415.65	1 + 520.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 550.00	1 + 610.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 640.00	1 + 684.94	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 700.00	1 + 790.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 819.20	1 + 870.89	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
1 + 940.00	2 + 000.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
2 + 005.38	2 + 090.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
2 + 120.00	2 + 210.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
2 + 216.99	2 + 281.77	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
2 + 281.77	2 + 300.00	Suelo CH			0.83	0.79	0.75		85	15	0	2.00	PCA 1
2 + 300.00	2 + 390.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M
2 + 416.39	2 + 600.00	Suelo fino							85	15	0	2.00	T.S.M

Figura 115.- Datos para el diagrama de curva masa

### 3.7 Discusión de parámetros obtenidos.

De acuerdo a la NORMA CMT- 1.03/02, el material de la zona de estudio no es adecuado para utilizarlo como material de SUBRASANTE para soportar la losa del pavimento de concreto, ya que los valores relativos de soporte (VRS) de los estratos en cuestión quedan muy por debajo del valor mínimo, además de que el Límite Líquido, el índice de plasticidad resultan mayores a los máximos establecidos, es decir, tenemos suelos muy plásticos y muy susceptibles a cambios volumétricos por el efecto de la acción del agua, y más aún en la zona donde se encuentra (margen del Río Lerma).

#### 3.7.1 Recomendaciones geotécnicas.

Se sugiere despallar dicho material y colocar material de préstamo o banco que reúna adecuadamente los parámetros de calidad que establece la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

## 4 CAPÍTULO IV.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA PLANTAS DE TRATAMIENTO

### 4.1 Introducción a estudios geotécnicos para Plantas de Tratamiento

Para la construcción de una planta de tratamiento, se requiere un estudio similar al de cualquier otro tipo de construcción civil que requiera un pequeño nivel de desplante para cimentación. En el caso de la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales, solo se debe de tomar en consideración que el peso que soportará el suelo será el del peso de todos los elementos del tren de tratamiento del agua residual tales como rejillas, rodillos sedimentadores, pequeños vertedores tipo Parshall y en sí, toda la infraestructura de la Planta de tratamiento. Ver Figura 116.



Figura 116.- Vista general de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (Orantes Avalos-UMSNH-Posgrado de Ingeniería Civil-Ambiental)

### 4.2 Marco teórico

El marco teórico de este tipo de obras civiles, es similar al ya estudiado y ampliado en la sección 2.2 del también Marco teórico, pero para estudios geotécnicos para puentes.

### 4.3 Metodología de exploración

No existe un procedimiento estándar de exploración para este tipo de obras en particular. La exploración está limitada solo a la parte donde se desee cimentar la planta de tratamiento, que está en función de las zonas de desvío de las corrientes de agua residual hacia la planta, donde se desee tratar física, química y biológicamente dicha agua residual. En una palabra, está condicionada a la parte de hidrología e ingeniería ambiental juntas.

### 4.4 Exploraciones realizadas en La Piedad

#### 4.4.1 Objetivo y alcance.

El objetivo de la exploración del estudio geotécnico, es investigar y determinar las propiedades índices y mecánicas, de los diferentes materiales que conforman al subsuelo del sitio en estudio, principalmente en el estrato de desplante de la estructura, para tener toda la información necesaria y poder conceptualizar de manera integral el proyecto.

El alcance de este trabajo es desde la inspección de las características del subsuelo, exploración, muestreo y ensayos básicos de laboratorio, para obtener las propiedades físicas, para la obtención del perfil stratigráfico, con la finalidad de lograr una tipificación general de los suelos, para determinar la capacidad de carga admisible.

#### 4.4.2 Descripción del terreno en estudio.

#### 4.4.3 Planta de tratamiento.

El sitio en estudio, geográficamente se localiza a una altura promedio de 1684 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas 20°21'05.01'' de latitud norte y 102° 01' 0.327'' de longitud oeste. Ver Figura 117 y Figura 118. Se encuentra en una zona netamente agrícola o de uso exclusivo para la agricultura.



Figura 117.- Ubicación satelital de la Planta de Tratamiento



Figura 118.- Ubicación satelital a detalle de la Planta de Tratamiento

En general se encuentra ubicado en una zona plana, donde se encuentran superficialmente arcillas y limos arenosos.

#### 4.4.4 Trabajos de campo.

##### 4.4.4.1 Sondeos mixtos.

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y el muestreo de los diferentes materiales que forman el subsuelo, observado en un Sondeo Mixto.

Se extrajeron muestras alteradas de los diferentes materiales que constituyen los distintos estratos del subsuelo, para determinar sus propiedades índices.

#### 4.4.5 Estratigrafía obtenida del sondeo.

En base a los resultados reportados por la empresa CIIE, se pudo obtener la estratigrafía del terreno en base al número N de la prueba de penetración estándar. Ver Figura 119.

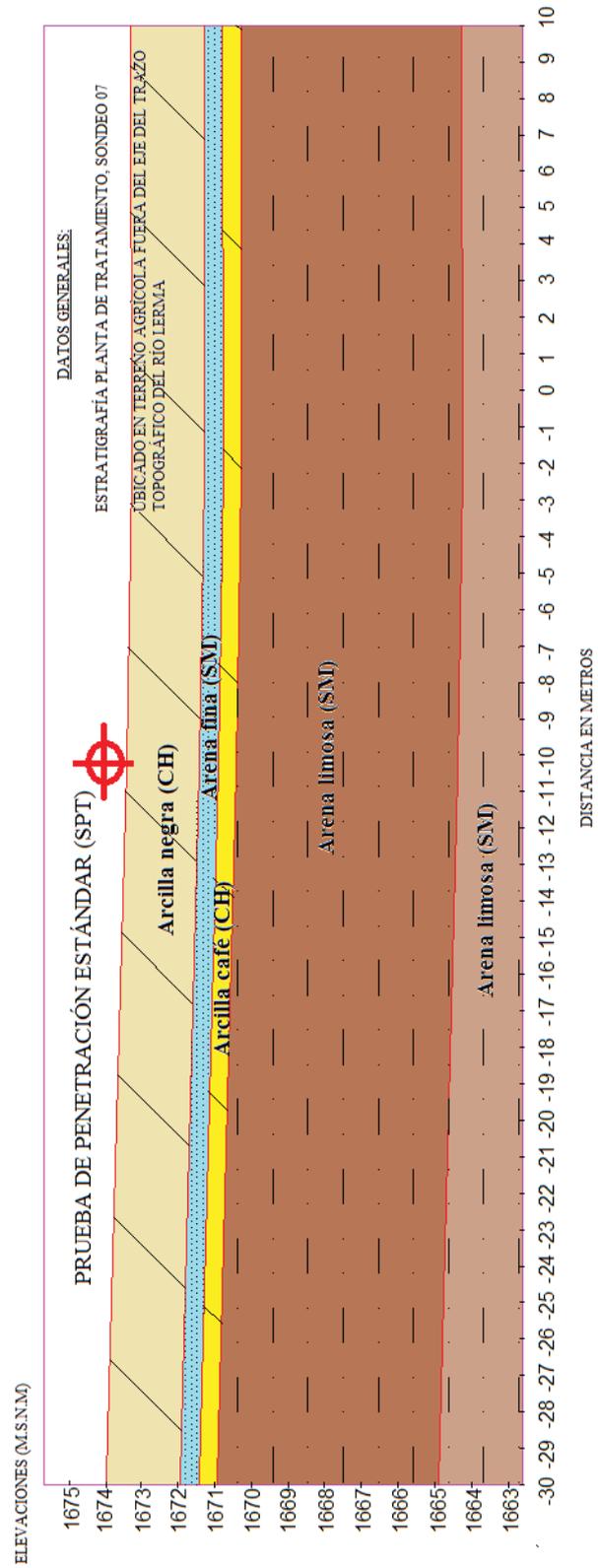


Figura 119.- Perfil estratigráfico, Planta de Tratamiento, Sondeo 7

## 4.5 Pruebas de Laboratorio

### 4.5.1 Pruebas de Laboratorio para Planta de Tratamiento

Los trabajos de laboratorio consistieron en realizar los ensayos correspondientes, para determinar solamente sus propiedades índice (contenido de agua y límites de consistencia o plasticidad). Ver Figura 120.



Figura 120.- Determinación de límites de consistencia.

## 4.6 Resultados obtenidos

### 4.6.1 Resultados pruebas índice.

Los resultados que se obtuvieron en nuestro laboratorio se resumen en la Figura 121 donde todas las pruebas fueron realizadas mediante un adecuado control de calidad, con la finalidad de dar la confiabilidad requerida a los resultados.

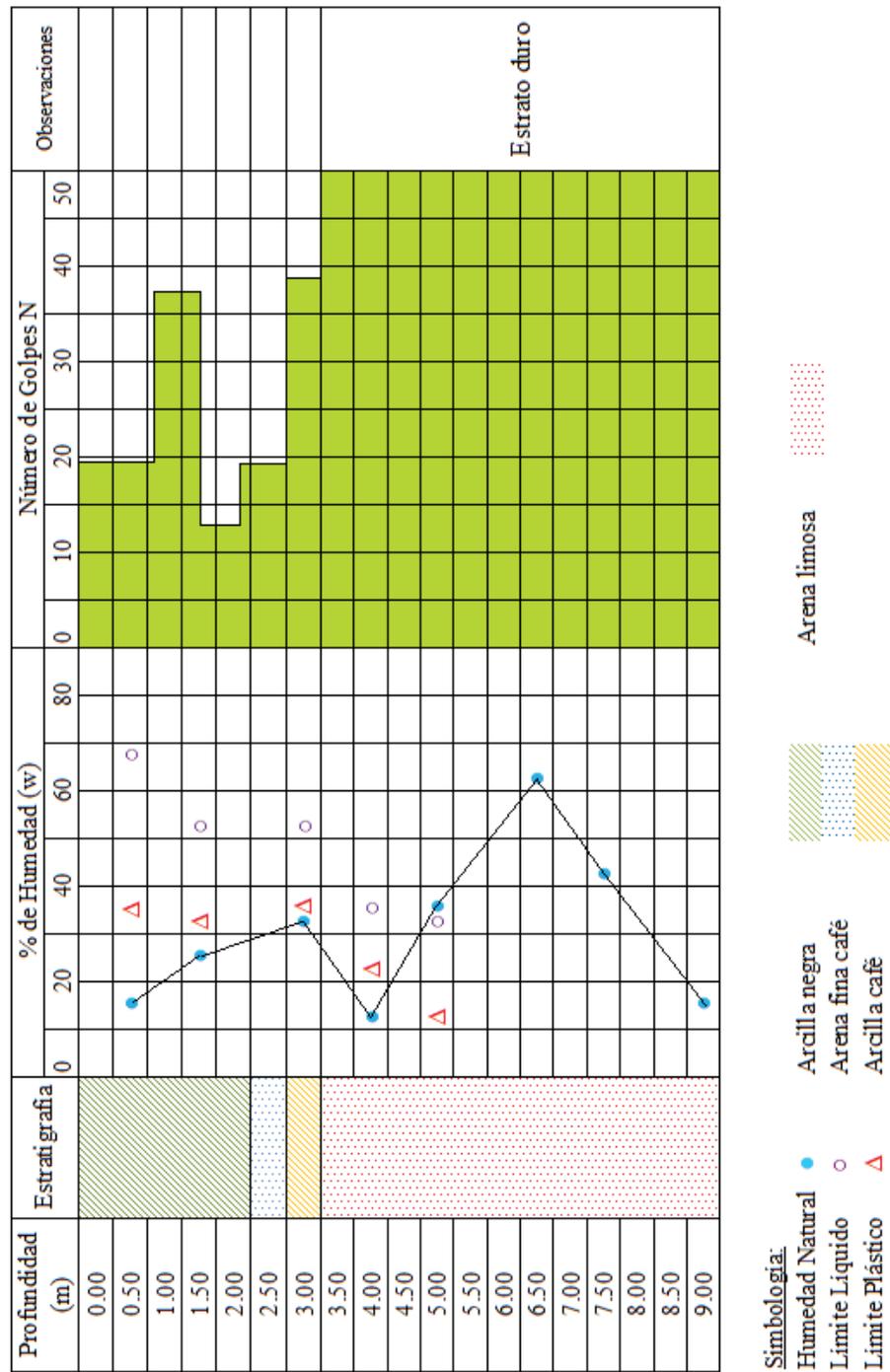


Figura 121.- Correlación de humedad vs plasticidad, Planta de Tratamiento, Sondaje 07

En la Figura 121 se observa la predominancia de suelos finos encontrándose a tres metros de profundidad un estrato resistente limoso.

## 4.7 Discusión de parámetros obtenidos

### 4.7.1 Capacidad de Carga.

#### 4.7.1.1 Método de Meyerhof.

##### 4.7.1.1.1 Planta de Tratamiento, Sondeo 7.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a 2.54 cm (1") se construye la gráfica que se observa en la Figura 122 en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación B.

Para nuestro caso analizaremos este comportamiento para tres estratos. Se consideran anchos de cimentación mayores a 1.2 m.

Consideraremos las siguientes profundidades con sus respectivos N:

Profundidad de 3.60 m y  $N = 50$ . Estrato formado por una arena fina.

Profundidad de 2.40 m y  $N = 18$ . Estrato formado por una arcilla.

Profundidad de 1.20 m y  $N = 37$ . Estrato formado por una arcilla café.

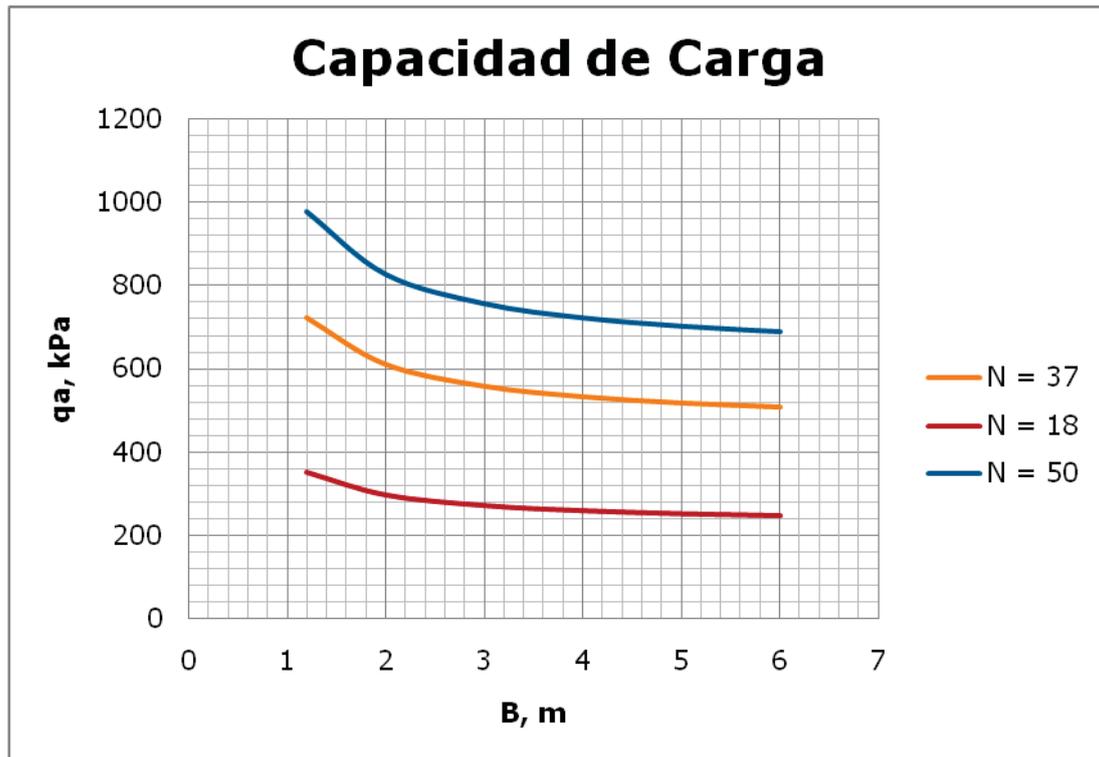


Figura 122.- Capacidad de carga según Meyerhof, Planta de Tratamiento, Sondeo 7

Por convención, tomaremos el valor de  $N$  igual a 50 que es donde se encuentra el estrato resistente y con él, se tomarán los distintos anchos de cimentación.

#### 4.7.1.2 Método clásico de Terzagui.

#### 4.7.1.3 Planta de Tratamiento, Sondeo 7.

Para calcular la capacidad de carga de este terreno, correlacionaremos el número de penetración estándar  $N$  con la consistencia de terreno, las correlaciones dadas por Braja M. Das en cuanto a su compresión simple ( $q_u$ ), considerando que la arcilla se encuentra saturada ( $\phi = 0$ ), aplicando la teoría de Terzagui para capacidad de carga y tomando un factor de seguridad de 3, obtenemos la siguiente gráfica de  $q$  admisible respecto de la profundidad del sondeo SPT. Ver

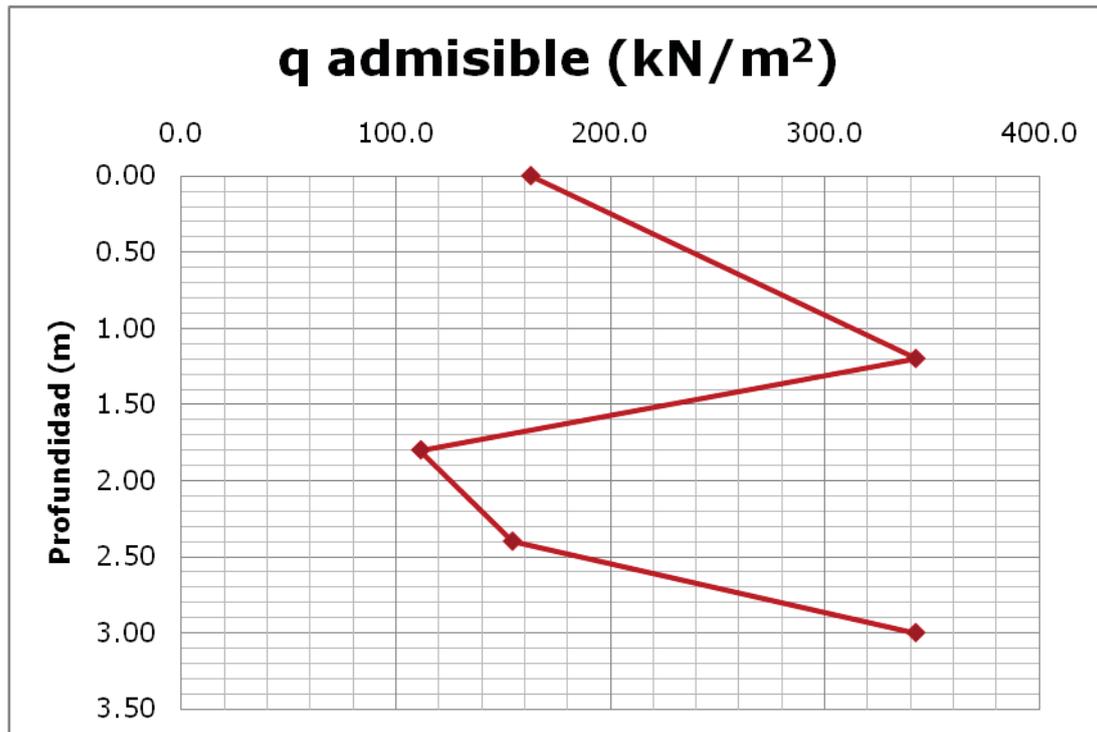


Figura 123.- q admisible vs profundidad, Planta de Tratamiento, Sondeo 7

En la Figura 123 se observa que la resistencia aumenta o se mantiene mayor o igual a una profundidad de 3.0 m, por lo que decimos que estamos ante nuestro estrato resistente.

Este tipo de gráficos nos permiten darnos una idea de la capacidad admisible del terreno a distintas profundidades solo tomando en cuenta el número de penetración estándar y relacionarlo con los datos de compresión simple de la Tabla 2. Cabe aclarar que este gráfico no nos dice nada de los posibles asentamientos. En relación con el método de Meyerhoff éste limita los asentamientos pero el que tratamos en esta sección o método clásico de capacidad de carga de Terzagui no hace ninguna consideración al respecto. Se propone entonces utilizar este método solo como dato preliminar y adoptar las gráficas dadas por Meyerhoff para definir anchos de cimentación.

#### 4.7.2 Conclusiones y recomendaciones

Puesto que el asentamiento es mínimo, se puede utilizar la gráfica de iteración del teorema de Meyerhof, utilizando un ancho de cimentación que se adecue a los planos de diseño geométrico del puente, proponiéndose para tales caso, zapatas aisladas. Las recomendaciones geotécnicas se ven en la tabla de la Figura 124.

Profundidad de desplante cimentación	3.0 m (estrato resistente)
Capacidad de carga (q admisible)	<b>34.60 ton/m<sup>2</sup> (arena limosa)</b>
Asentamientos	<b>&lt; 2.54 cm (consideración Meyerhoff)</b>
Anchos de cimentación	<b>&gt;3 m</b>

Figura 124.- Recomendaciones geotécnicas de la Planta de tratamiento.

## 5 CAPITULO V.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS HIDRÁULICAS

### 5.1 Introducción a estudios geotécnicos para Obras Hidráulicas

#### 5.1.1 Definición de Obras Hidráulicas.

Se define como obra hidráulica aquella construcción civil donde el elemento dominante es el agua. Estructuras que van desde simples molinos de agua, pasando por modernos sistemas de riego hasta llegar a la complejidad de una presa de almacenamiento de agua, todas ellas y más, son ejemplos de obras hidráulicas.

El objeto de las obras hidráulicas es la de suministrar agua a zonas o lugares donde se hace indispensable el uso de la misma, por motivos sociales y económicos. Sin esas obras sería muy difícil imaginarnos la vida como seres humanos, puesto que necesitamos del vital líquido para subsistir.

#### 5.1.2 Definición de Cárcamo de Bombeo.

Un cárcamo de bombeo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él, cuya finalidad es la permitir un rápido bombeo de agua cuando se requiera para usos prácticos.

### 5.2 Marco teórico

#### 5.2.1 Presión lateral de tierra.

##### 5.2.1.1 Presión de tierra en reposo.

Consideramos la masa de suelo mostrada en la Figura 125. La masa está limitada por un muro sin fricción AB que se extiende hasta una profundidad infinita. Un elemento de suelo localizado a una profundidad  $z$  está sometido a presión efectiva vertical y horizontal de  $\sigma'_o$  y  $\sigma'_h$ , respectivamente. Para este caso, como el suelo está seco, tenemos

$$\sigma'_o = \sigma_o$$

y

$$\sigma'_h = \sigma_h$$

donde  $\sigma_o$  y  $\sigma'_h$  = presiones totales vertical y horizontal, respectivamente.

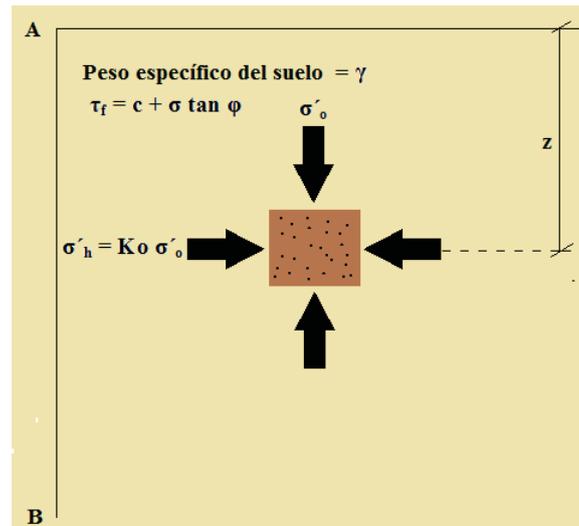


Figura 125.- Presión de tierra en reposo.

Si el muro AB es estático, es decir, si no se mueve ni hacia la derecha ni hacia la izquierda de su posición inicial, la masa del suelo está en un estado de equilibrio estático; es decir la deformación unitaria horizontal es cero. La relación del esfuerzo efectivo horizontal respecto del esfuerzo vertical se llama coeficiente de presión de tierra en reposo,  $K_o$ , o

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (39)$$

Como  $\sigma'_o = \gamma z$ , tenemos

$$\sigma'_h = K_o \gamma z \quad (40)$$

Para suelos de grano grueso, el coeficiente de presión de tierra en reposo se estima por la relación empírica (Jaky, 1944).

$$K_o = 1 - \text{sen } \varphi \quad (41)$$

La magnitud de  $K_o$  en la mayoría de los suelos varía entre 0.5 y 1.0 con tal vez valores mayores para arcillas fuertemente preconsolidadas.

La Figura 126 muestra la distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro de altura H. la fuerza total por unidad de longitud de muro,  $P_o$ , es igual al área del diagrama de presiones, por lo que

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (42)$$

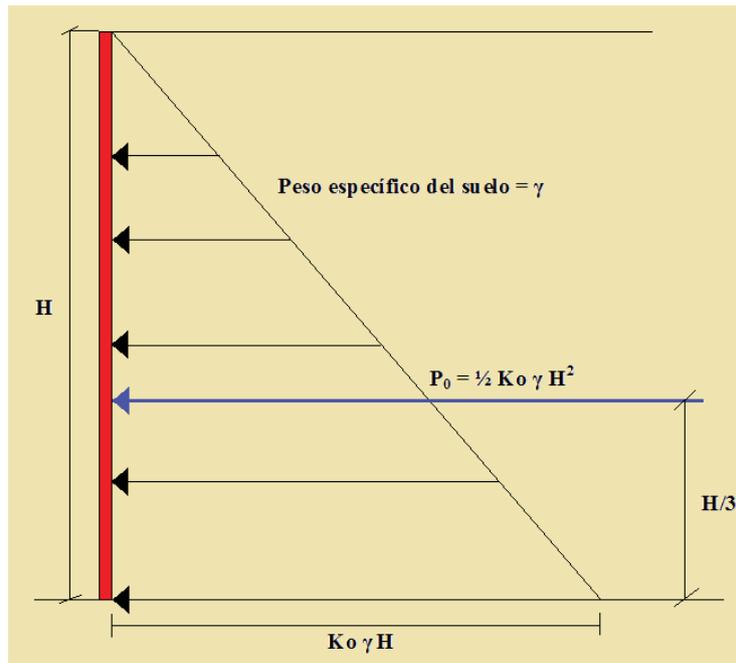


Figura 126.- Distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro.

#### 5.2.1.2 Teoría de Rankine de las presiones de tierra, activa y pasiva.

El término equilibrio plástico en suelos, se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio plástico.

##### 5.2.1.2.1 Estado activo de Rankine.

La Figura 127a muestra la misma masa de suelo que se ilustró en la Figura 125, la cual está limitada por un muro AB sin fricción que se extiende hasta una profundidad infinita. Los esfuerzos efectivos principales vertical y horizontal sobre un elemento de suelo a una profundidad  $z$  son  $\sigma'_o$  y  $\sigma'_h$ , respectivamente.

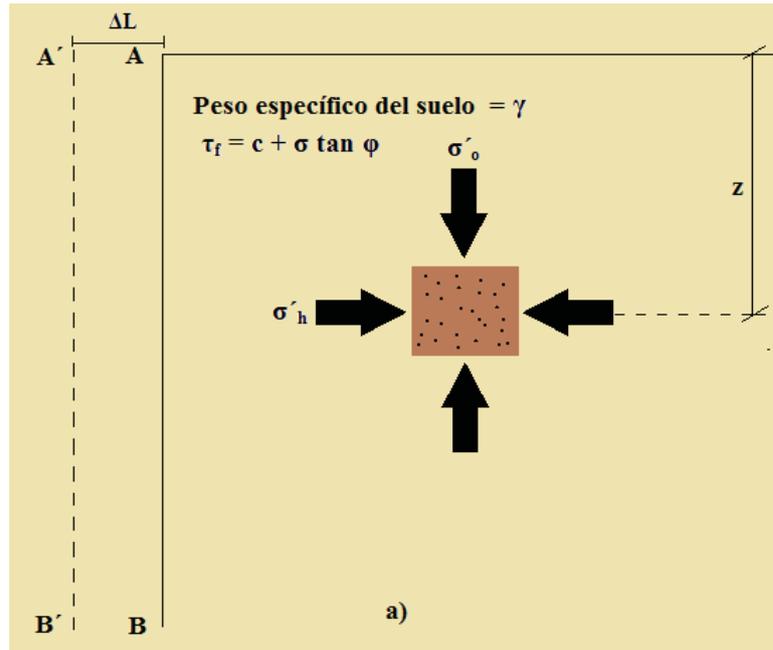


Figura 127.- Presión activa de tierra de Rankine, a).

Como vimos con anterioridad, si al muro AB no se le permite movimiento alguno, entonces  $\sigma'_h = K_0 \sigma'_0$ . La condición de esfuerzo en el elemento de suelo está representado por el círculo *a* de Mohr en la Figura 128b. Sin embargo si se permite que el muro AB se mueva alejándose gradualmente de la masa del suelo, entonces el esfuerzo efectivo principal horizontal decrecerá.

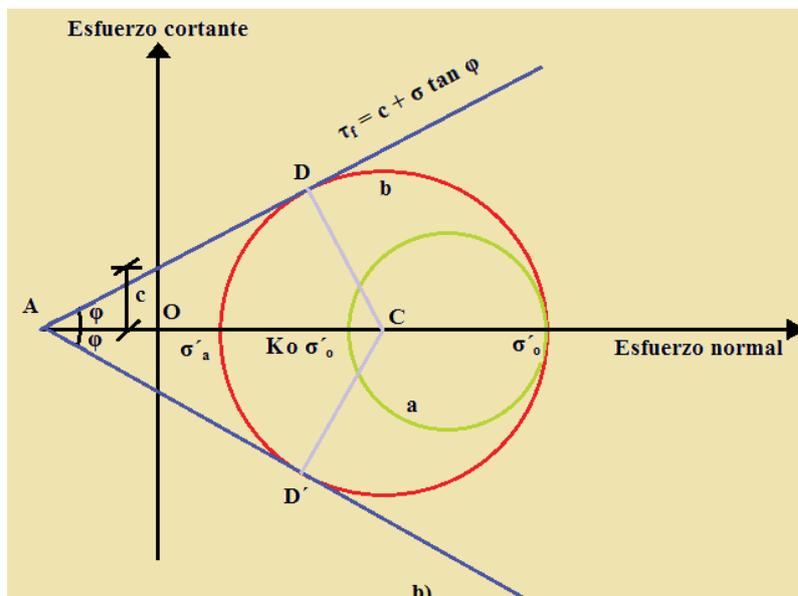


Figura 128.- Presión activa de tierra de Rankine, b).

Finalmente se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representado por el círculo  $b$  de Mohr, o estado de equilibrio plástico y ocurrirá la falla del suelo, denominado estado activo de Rankine y la presión  $\sigma'_a$  sobre el plano vertical (que es un plano principal) es la presión activa de Rankine. A continuación obtendremos  $\sigma'_a$  en términos de  $\gamma$ ,  $z$ ,  $c$  y  $\varphi$ . De la Figura 128b, tenemos:

$$\text{Sen } \varphi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

Pero

$$CD = \text{radio del círculo de falla} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c \cot \varphi$$

y

$$OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

Por lo que

$$\text{Sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c \cot \varphi + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

o

$$c \cos \varphi + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2} \text{sen } \varphi = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

o

$$\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \quad (43)$$

Pero

$\sigma'_o$  = presión de sobrecarga efectiva vertical =  $\gamma z$

$$\frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

y

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} = \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación  $\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$

(43), obtenemos

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (44)$$

La variación de  $\sigma'_a$  con la profundidad se muestra en la Figura 129c, Para suelos sin cohesión,  $c = 0$  y

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (45)$$

La razón de  $\sigma'_a$  respecto a  $\sigma'_o$  se llama coeficiente de presión de tierra activa de Rankine,  $K_a$ , o

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (46)$$

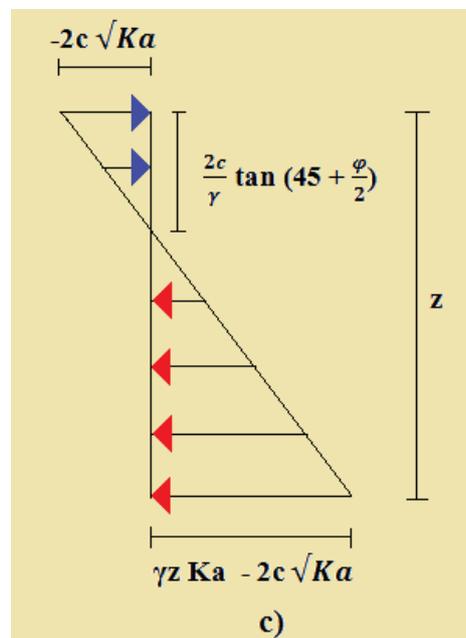


Figura 129.- Presión activa de tierra de Rankine, c).

En la Figura 130d se pueden ver los planos de falla en el suelo que forman ángulos de  $(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$  ó  $-(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$  con la dirección del plano principal mayor, es decir, con la horizontal. Esos planos de falla se llaman planos de deslizamiento.

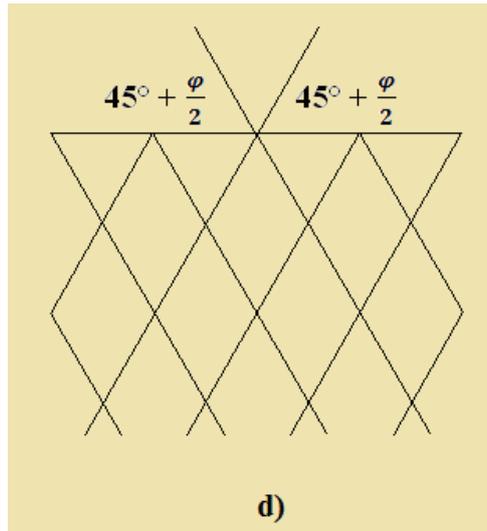


Figura 130.- Presión activa de tierra de Rankine, d).

#### 5.2.1.2.2 Estado pasivo de Rankine.

El estado pasivo de Rankine está ilustrado en la Figura 131. AB es un muro sin fricción que se extiende hasta una profundidad infinita.

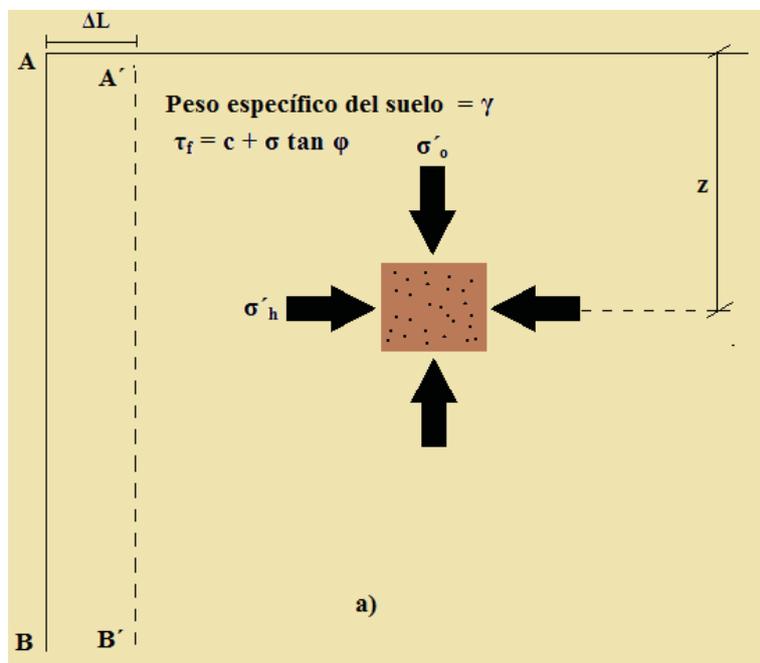


Figura 131.- Presión pasiva de tierra de Rankine, a).

La condición de esfuerzo inicial sobre un elemento de suelo está representada por el círculo *a* de Mohr de la Figura 132b. Si el muro es empujado gradualmente hacia la masa del suelo, el esfuerzo efectivo principal  $\sigma'_h$  se incrementará. Finalmente, el muro alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo *b* de Mohr.

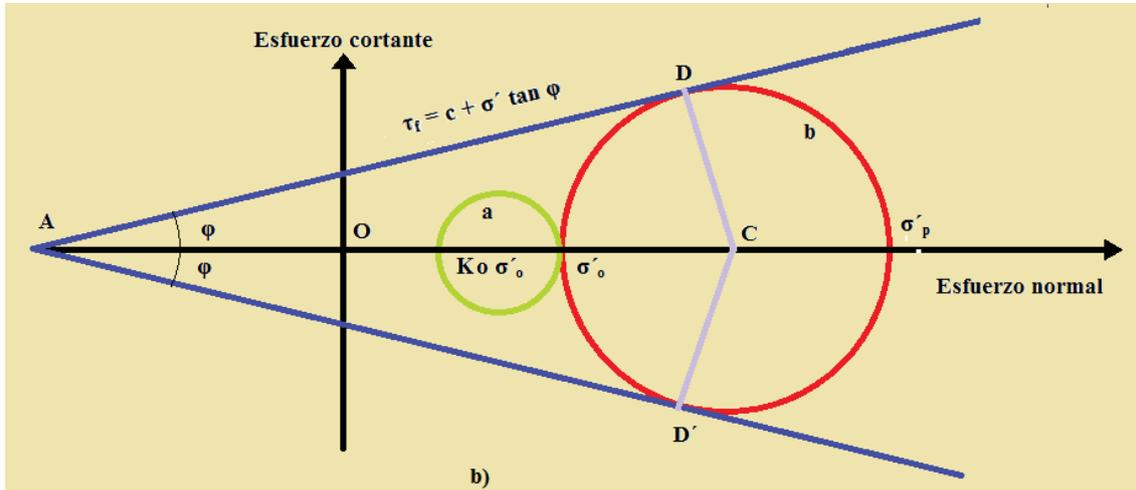


Figura 132.- Presión pasiva de tierra de Rankine, b).

En este momento ocurrirá la falla del suelo, a lo cual se le llama estado pasivo de Rankine. La presión lateral de tierra efectiva  $\sigma'_p$ , que es el esfuerzo principal mayor, se llama presión de tierra pasiva de Rankine. De la Figura 132b se demuestra que:

$$\begin{aligned} \sigma'_p &= \sigma'_o \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ \sigma'_p &= \gamma z \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned} \quad (47)$$

La derivación es similar a la del estado activo de Rankine.

La figura Figura 133c muestra la variación de la presión pasiva con la profundidad. Para suelos sin cohesión ( $c = 0$ ), tenemos

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ó

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (48)$$

$K_p$  en la ecuación anterior se llama coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine.

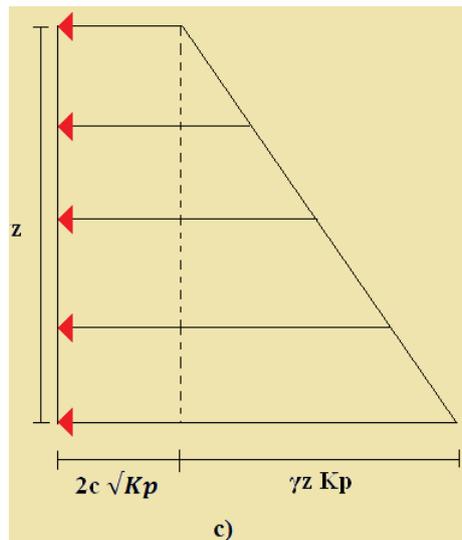


Figura 133.- Presión pasiva de tierra de Rankine, c).

Los puntos D y D' sobre el círculo de falla (Figura 132b) corresponden a los planos de deslizamiento en el suelo. Para el estado pasivo de Rankine, los planos de deslizamiento forman ángulos de  $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$  ó  $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$  con la dirección del plano principal menor, es decir, con la dirección horizontal. La Figura 134d muestra la distribución de los planos de deslizamiento en la masa de suelo.

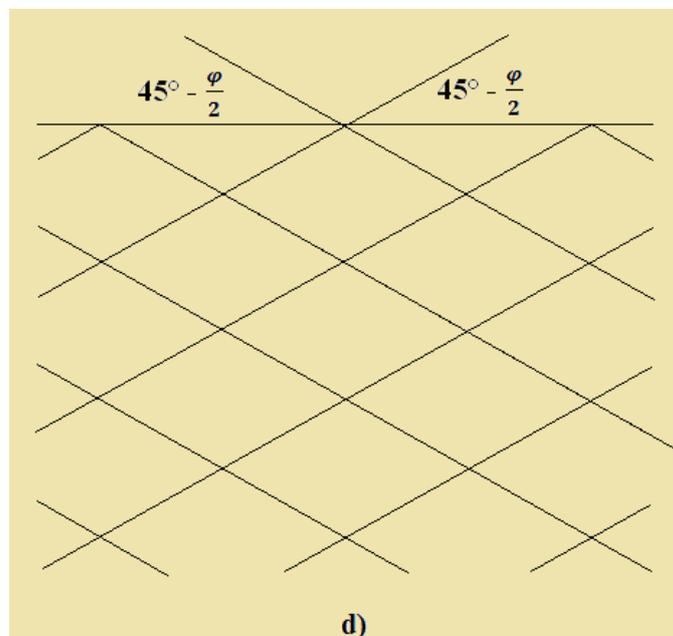


Figura 134.- Presión pasiva de tierra de Rankine, d).

### 5.3 Metodología de exploración

Al igual y como sucede con el estudio que se realizó en el sitio de la construcción de la planta de tratamiento, no existe metodología alguna en cuanto a este tipo de obras en particular. Su estudio se limita al lugar en donde se colocará o construirá directamente el cárcamo de bombeo. Para ello se recurre a trabajos exploratorios como sondeos mixtos donde se desea profundizar más allá de un estrato superficial.

### 5.4 Exploraciones realizadas en La Piedad

#### 5.4.1 Objetivo y alcance.

El objetivo de la exploración del estudio geotécnico, es investigar y determinar las propiedades índices y mecánicas, de los diferentes materiales que conforman al subsuelo del sitio en estudio, principalmente en el estrato de desplante de la estructura, para tener toda la información necesaria y poder conceptualizar de manera integral el proyecto. Ver Figura 135.

El alcance de este trabajo es desde la inspección de las características del subsuelo, exploración, muestreo y ensayos básicos de laboratorio, para obtener las propiedades físicas y mecánicas, obtención del perfil estratigráfico, con la finalidad de lograr una tipificación general de los suelos, para determinar la capacidad de carga admisible y, así con la información obtenida, emitir algunas recomendaciones generales para el proceso constructivo.



Figura 135.- Colocación de equipo de penetración estándar, Cárcamo de Bombeo

#### 5.4.2 Descripción del terreno en estudio.

##### 5.4.2.1 Cárcamo de Bombeo.

El sitio en estudio, geográficamente se localiza a una altura promedio de 1684 m.s.n.m., en las coordenadas geográficas  $20^{\circ}21'05.01''$  de latitud norte y  $102^{\circ}01'03.27''$  de longitud oeste. Corresponde al sondeo SE 06, el cual se encuentra en el margen del Río Lerma en la colonia Banquetes, una zona de cultivo agrícola. Ver Figura 136 y Figura 137.



Figura 136.- Ubicación satelital del cárcamo de bombeo, Sondeo 06

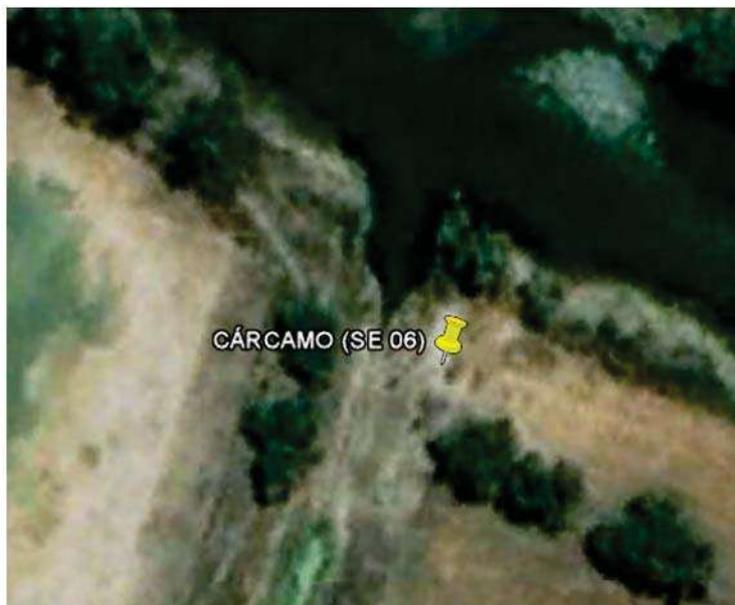


Figura 137.- Ubicación a detalle del cárcamo de bombeo, Sondeo 06

### 5.4.3 Trabajos de campo.

#### 5.4.3.1 Sondeos mixtos.

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y el muestreo de los diferentes materiales que forman el subsuelo, observado en un Sondeo Mixto.

Se extrajeron muestras inalteradas mediante el tubo Shelby (ver Figura 138), usado en la perforación con barrena o mejor conocido como Prueba de Penetración Estándar.

Además se extrajeron muestras alteradas de los diferentes materiales que constituyen los distintos estratos del subsuelo, para determinar sus propiedades índices.



Figura 138.- Obtención de muestra inalterada mediante Tubo Shelby

#### 5.4.4 Estratigrafía obtenida del sondeo.

En base a los reportes del sondeo mixto, se obtuvo la estratigrafía del cárcamo de bombeo. Ver Figura 139.

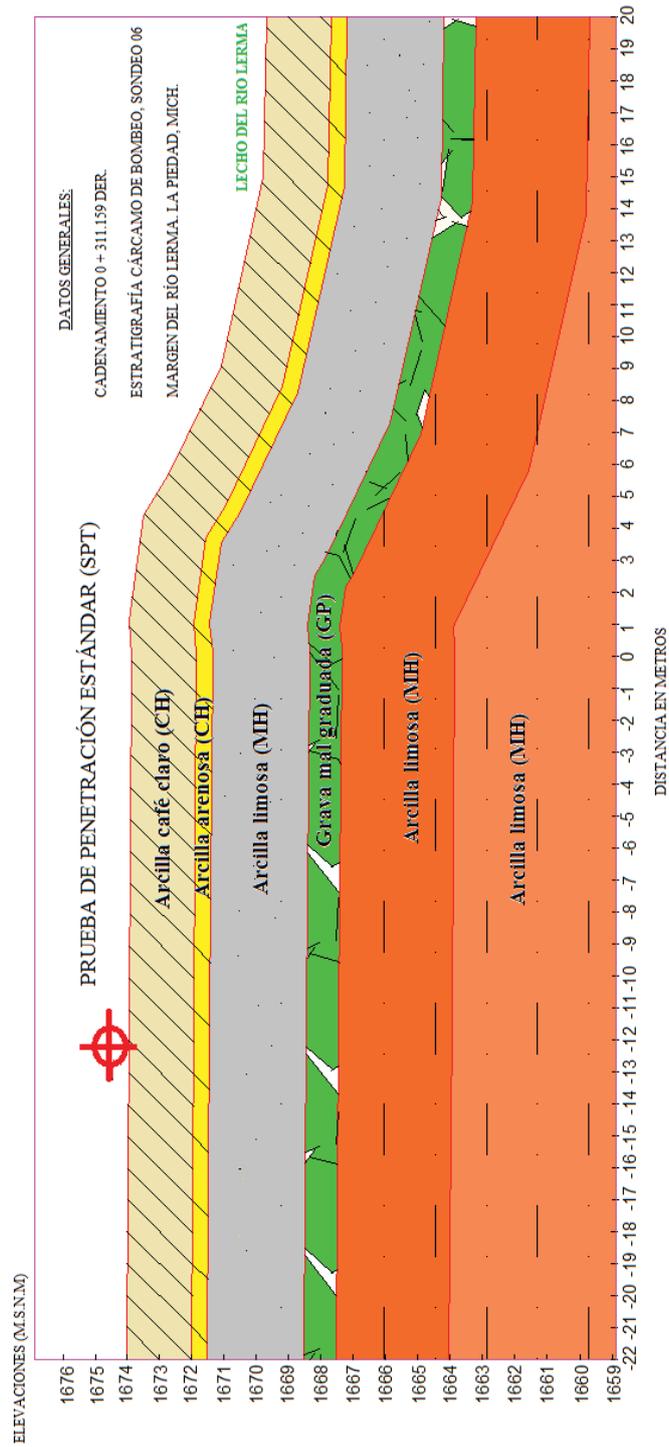


Figura 139.- Perfil estratigráfico, Cárcamo de Bombeo, Sondeo 6

## 5.5 Pruebas de Laboratorio

### 5.5.1 Pruebas de laboratorio para cárcamo de bombeo.

Los trabajos de laboratorio consistieron en realizar los ensayos correspondientes, para determinar las propiedades índice (contenido de agua, límites de plasticidad y densidad de sólidos.) y mecánicas de los materiales (consolidación), los cuales se mencionan en el inciso siguiente, junto con los resultados de laboratorio

## 5.6 Resultados obtenidos

### 5.6.1 Resultados pruebas índice.

#### 5.6.1.1 Humedad y plasticidad.

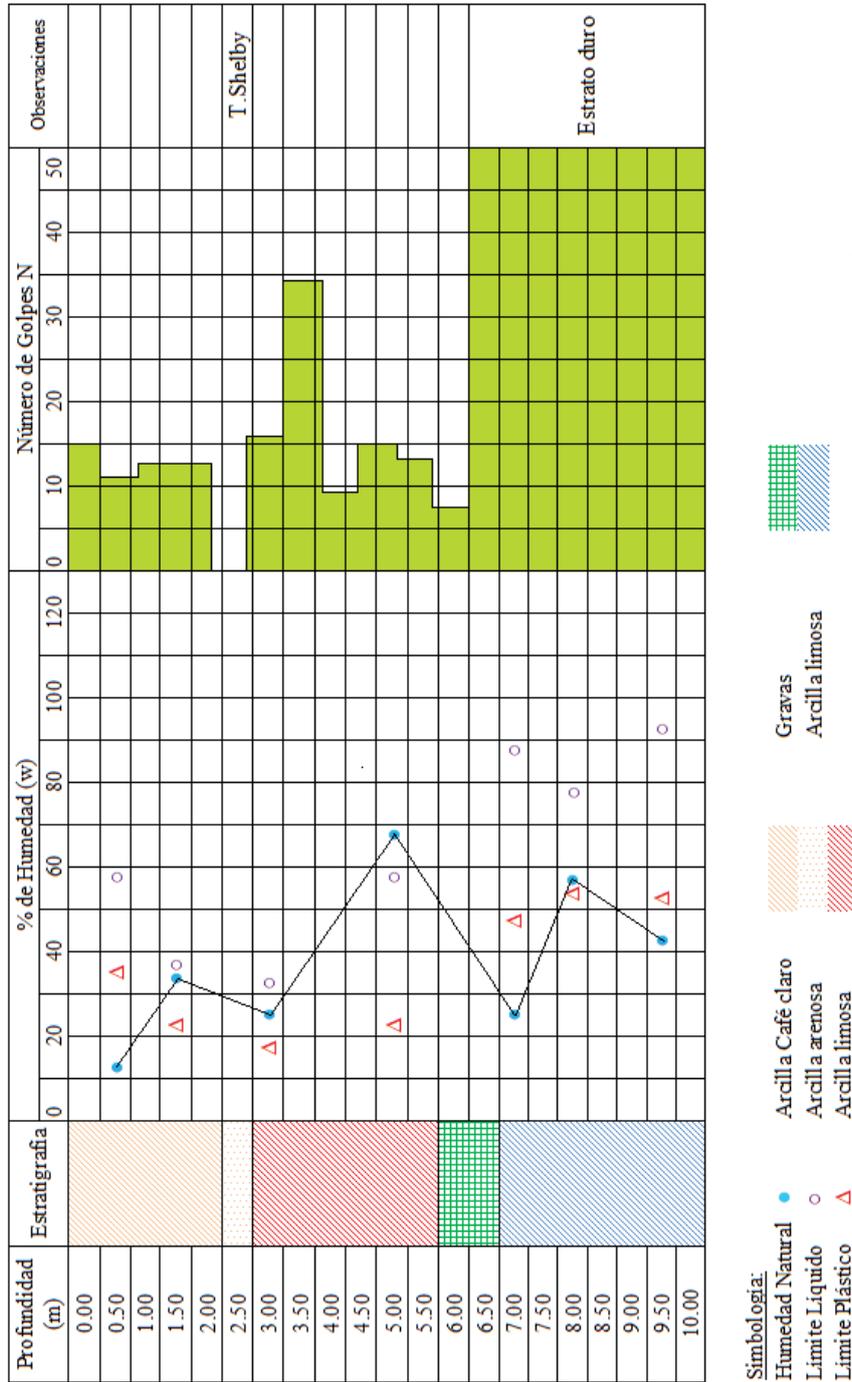


Figura 140.- Correlación humedad vs plasticidad, Cárcamo de bombeo, Sondeo 06

## 5.6.2 Resultados pruebas mecánicas.

### 5.6.2.1 Consolidación.

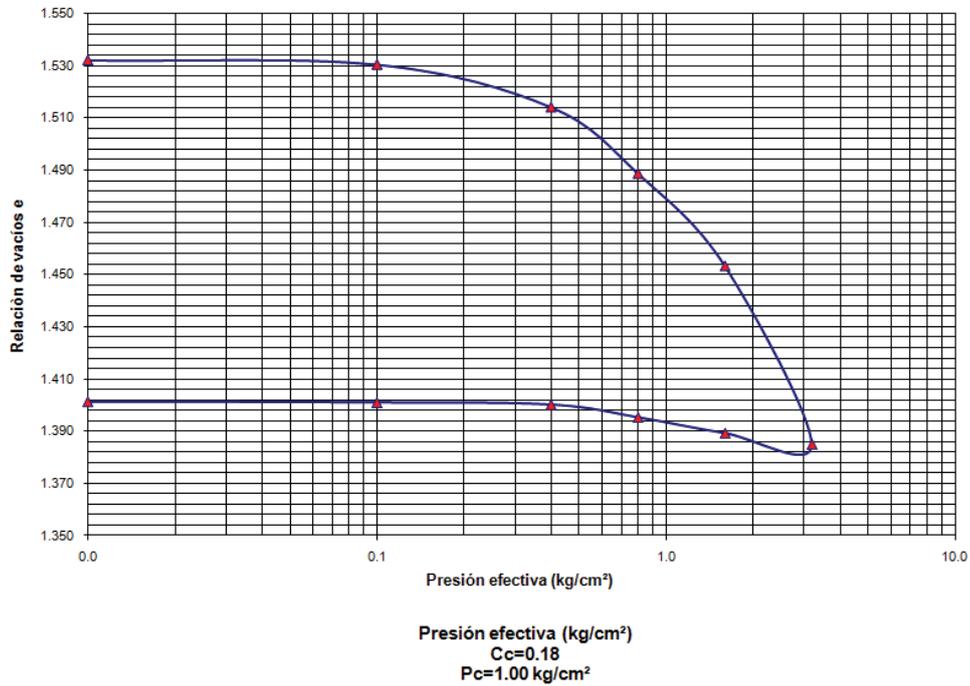


Figura 141.- Curva de Compresibilidad, Cárcamo de Bombeo, Sondeo 6

### 5.6.2.2 Prueba de la veleta.

Sondeo	Obra	W (%)	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	L.Penetrómetro (kg/cm <sup>2</sup> )	L. Torcómetro (N/cm <sup>2</sup> )	D(cm)	Prof. z (m)
6	Cárcamo	21.35	1.78	2.75	9.25	2.52	4.00-4.80

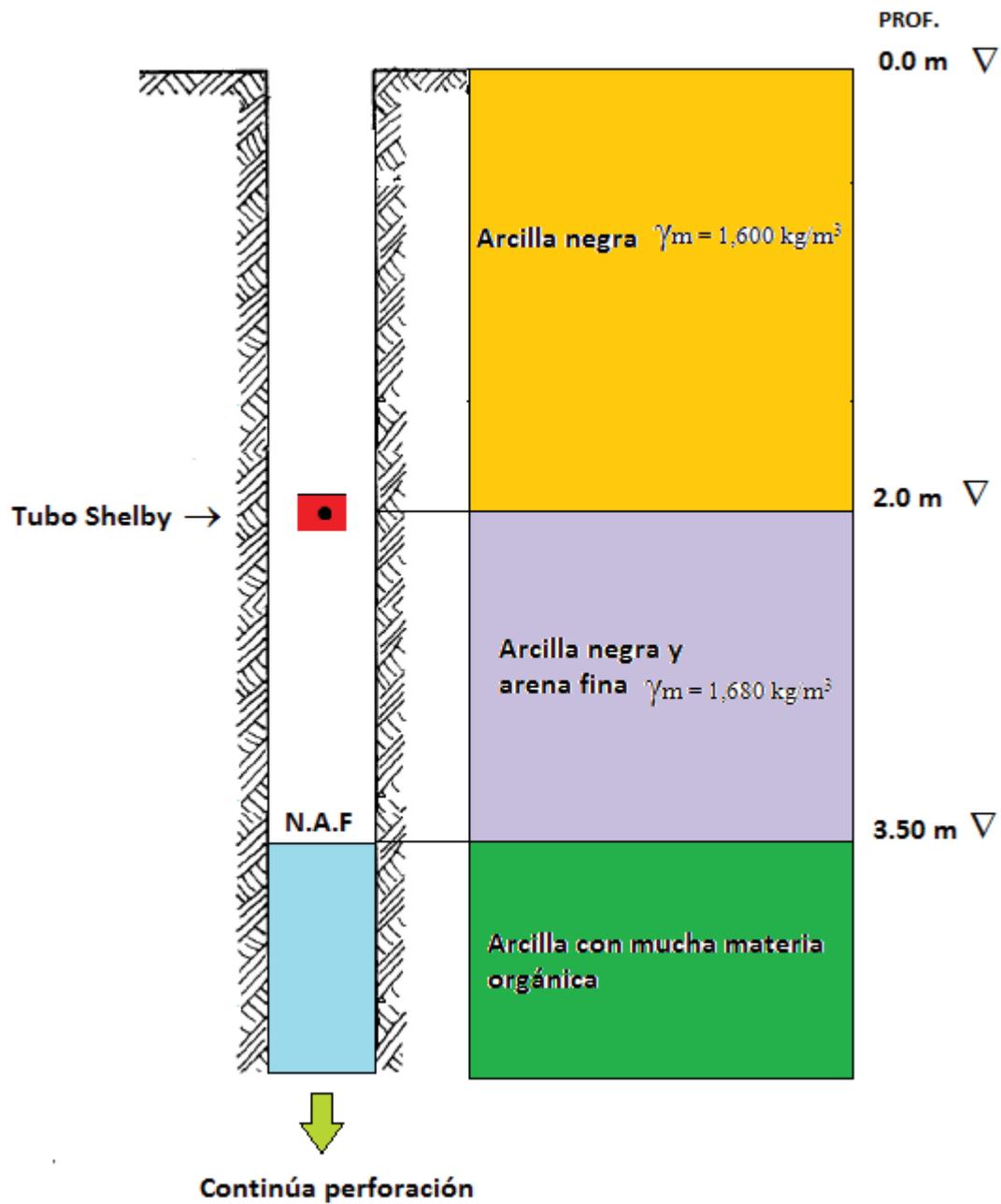
Tabla 6.- Resultado prueba veleta, Cárcamo de bombeo, Sondeo 6

## 5.7 Discusión de parámetros obtenidos

### 5.7.1 Determinación del tipo de suelo en función de su historia geológica

Para este sondeo se extrajo una muestra inalterada en Tubo Shelby para someterla al proceso mecánico de consolidación unidimensional. Se obtuvo una carga de preconsolidación de  $P_c=1.0 \text{ kg/cm}^2$ , que es la presión bajo la cual se consolidó el suelo.

El siguiente diagrama ilustrará la estratigrafía del sondeo, donde se extrajo la muestra inalterada así como los estratos correspondientes:



$\sigma_{\text{totales}} = \sigma_{\text{efectivo}}$ , porque no hay presencia de agua.

$$\sigma_{\text{efectivo}} = (2.0 \text{ m}) (1,600 \text{ kg/m}^3) = 3,200 \text{ kg/m}^2 = 0.32 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces el esfuerzo efectivo presente vale  $0.32 \text{ kg/cm}^2$  que es menor a la carga que experimentó el suelo en el pasado, que es la carga de preconsolidación  $P_c = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ . Consideraremos entonces que el suelo es Preconsolidado.

## 5.7.2 Capacidad de carga.

### 5.7.2.1 Método de Meyerhof.

#### 5.7.2.1.1 Cárcamo de bombeo, Sondeo 6.

De acuerdo al método de análisis planteado por Meyerhoff, en el que se plantean anchos de cimentación mayores a 1.3 metros y asentamientos totales no mayores a  $2.54 \text{ cm}$  ( $1''$ ) se construye la gráfica que se observa en la Figura 142, en donde se correlaciona el número de penetración estándar "N" con anchos de cimentación B.

Para nuestro caso analizaremos este comportamiento para cuatro estratos. Se consideran anchos de cimentación mayores a  $1.2 \text{ m}$ .

Consideraremos las siguientes profundidades con sus respectivos N:

Profundidad de  $7.20 \text{ m}$  y  $N = 50$ . Estrato formado por una arcilla limosa

Profundidad de  $4.80 \text{ m}$  y  $N = 13$ . Estrato formado por una arcilla arenosa.

Profundidad de  $3.60 \text{ m}$  y  $N = 9$ . Estrato formado por una arcilla poco arenosa.

Profundidad de  $1.80 \text{ m}$  y  $N = 16$ . Estrato formado por una arcilla poco arenosa.

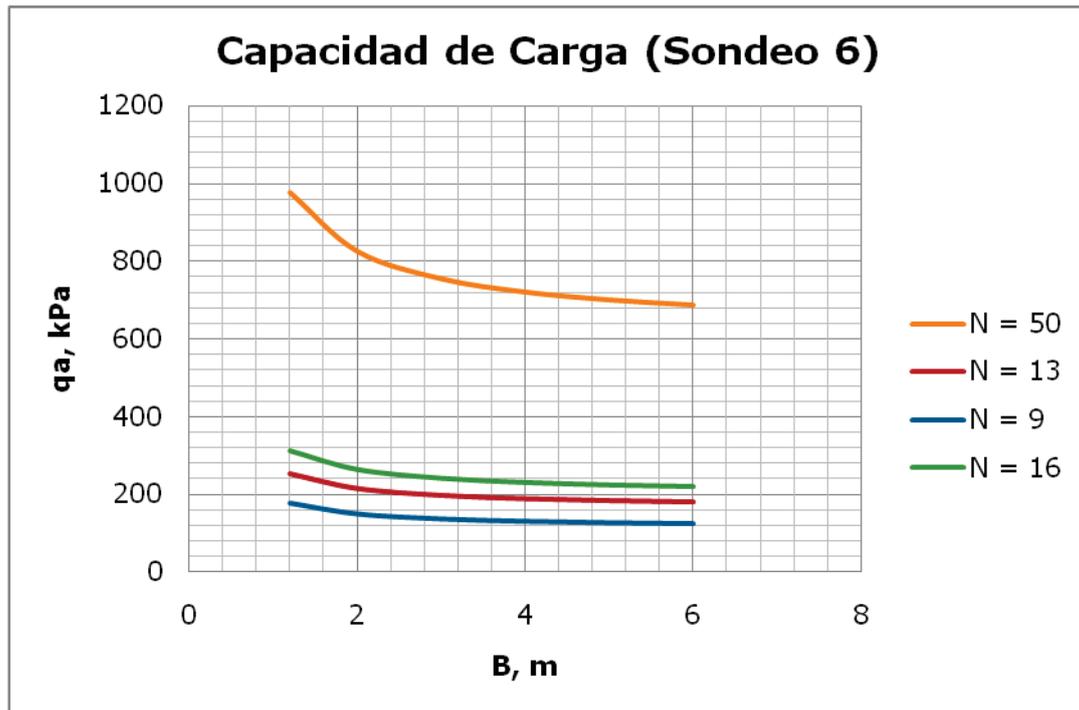


Figura 142.- Capacidad de carga según Meyerhof, Cárcamo de Bombeo, Sondeo 06

#### 5.7.2.2 Método clásico de Terzagui.

##### 5.7.2.2.1 Cárcamo de bombeo, Sondeo 6.

Para calcular la capacidad de carga de este terreno, correlacionaremos el número de penetración estándar  $N$  con la consistencia de terreno, las correlaciones dadas por Braja M. Das en cuanto a su compresión simple ( $q_u$ ), considerando que la arcilla se encuentra saturada ( $\phi = 0$ ), aplicando la teoría de Terzagui para capacidad de carga y tomando un factor de seguridad de 3, obtenemos la siguiente gráfica de  $q$  admisible respecto de la profundidad del sondeo SPT. Ver Figura 143.

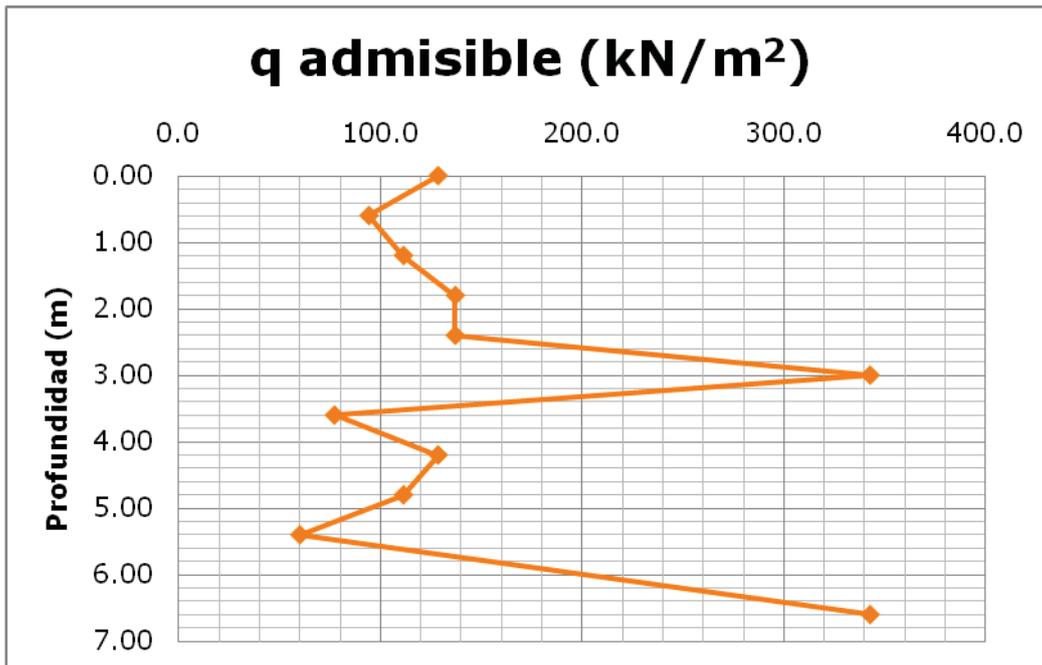


Figura 143.- q admisible vs profundidad, Cárcamo de bombeo, Sondeo 06

En la Figura 143 se observa que la resistencia aumenta o se mantiene mayor o igual a una profundidad de 6.0 m, por lo que decimos que estamos ante nuestro estrato resistente.

Este tipo de gráficos nos permiten darnos una idea de la capacidad admisible del terreno a distintas profundidades solo tomando en cuenta el número de penetración estándar y relacionarlo con los datos de compresión simple de la Tabla 2. Cabe aclarar que este gráfico no nos dice nada de los posibles asentamientos. En relación con el método de Meyerhof éste limita los asentamientos pero el que tratamos en esta sección o método clásico de capacidad de carga de Terzagui no hace ninguna consideración al respecto. Se propone entonces utilizar este método solo como dato preliminar y adoptar las gráficas dadas por Meyerhof para definir anchos de cimentación.

### 5.7.3 Empuje de tierras sobre muros del cárcamo.

Supondremos que nuestro cárcamo estará por debajo del terreno natural y por tanto estará sometido a un empuje de tierras. En base a este fundamento tendremos que cumplir con factores de seguridad que garanticen la estabilidad de la estructura (cárcamo). Para ello se tiene que recurrir a un método iterativo de análisis donde se propongan las características geométricas del cárcamo que aunadas a las características mecánicas del suelo, nos arrojen dichos factores de seguridad, que den confiabilidad y seguridad a nuestro proyecto.

Para ello y en base a los resultados del laboratorio consideraremos las siguientes constantes:

- a) Peso específico medio del material =  $1.51 \text{ kg/m}^3$
- b) Cohesión =  $2 \text{ qu}$ , para el nivel deseado de desplante.
- c) Ángulo de fricción interna  $\phi = 30^\circ$  (RELLENO CON MATERIAL GRANULAR)

En la Figura 144 se observa de manera general las presiones a que estará sometido el cárcamo. El empuje activo es el empuje generado por la tierra sobre la estructura y produce un efecto de volteo. La sobrecarga en la cimentación es otra presión generada por el peso propio de toda la estructura y que también producirá un efecto de volteo que contrarrestará el empuje activo, dándonos una situación de equilibrio o estabilidad estructural.

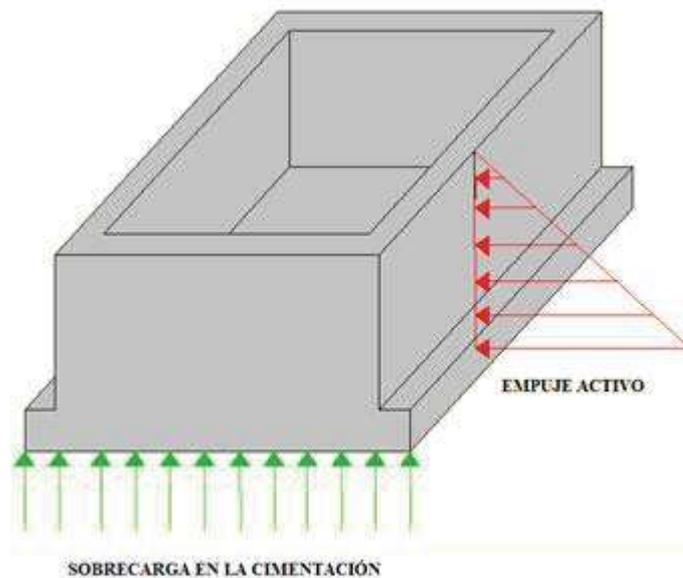


Figura 144.- Diagrama de esfuerzos a que estará sometido el cárcamo de bombeo

Para conocer dichos empujes debemos de establecer en primera instancia la profundidad de desplante de la estructura, ya que a partir de esa profundidad se obtienen todos los parámetros necesarios.

El objeto de lo anterior tiene como finalidad encontrar factores de seguridad de la estructura, los cuales se mencionan a continuación:

- Revisión por volteo respecto a la punta del muro.
- Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base.
- Revisión de la falla por capacidad de carga de la base.
- Revisión por asentamiento.
- Revisión por estabilidad de conjunto.

Para nuestros análisis tomaremos la parte media de nuestra sección transversal, considerando una longitud unitaria perpendicular al papel. Consideraremos que el empuje de tierras es el mismo en cualquier parte de las paredes del cárcamo de bombeo (ver Figura 145).

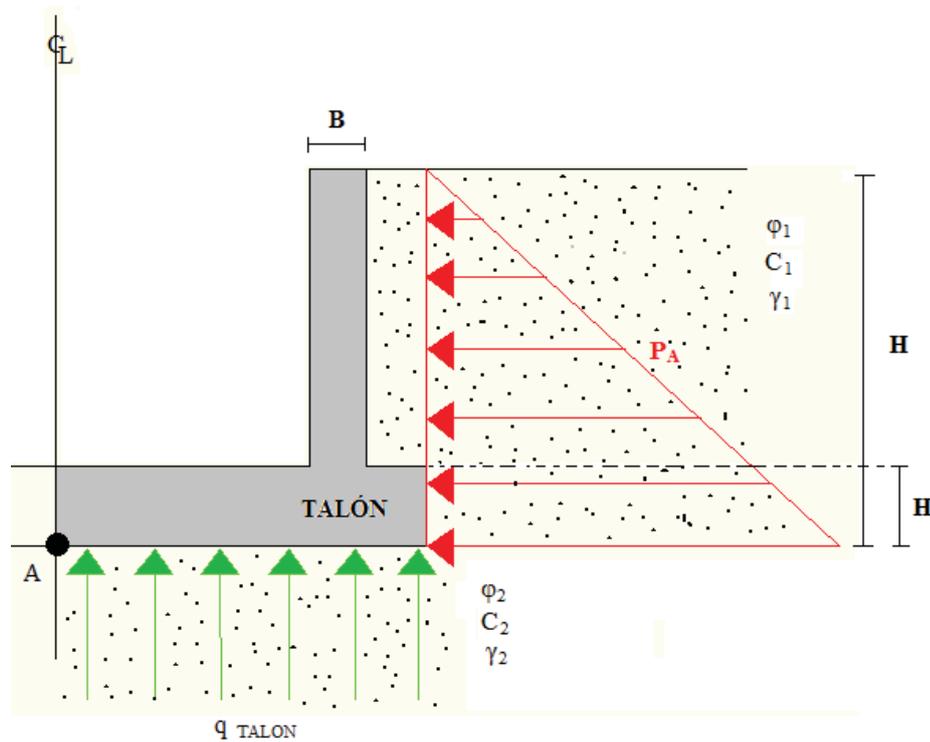


Figura 145.- Análisis de fuerzas del cárcamo de bombeo.

Analizando los factores de seguridad anteriores vemos que no existen problemas críticos de empujes de tierra, por lo que no existe riesgo de falla.

#### 5.7.4 Conclusiones y recomendaciones.

De manera resumida se dan las siguientes recomendaciones geotécnicas.

Profundidad de desplante cimentación	6.0 m (estrato resistente)
Capacidad de carga ( $q$ admisible)	<b>30.40 ton/m<sup>2</sup> (arena limosa)</b>
Asentamientos	<b>&lt; 2.54 cm (consideración Meyerhoff)</b>
Anchos de cimentación	<b>&gt;3 m</b>
Material de relleno	<b>Material granular (grava)</b>
Presión activa de tierras de Rankine a 6 metros de profundidad por unidad de longitud	

## 6 CAPITULO VI.- CONCLUSIONES.

- a) Para puente 1 y puente 2. Se pudo observar en base a los resultados obtenidos en campo y laboratorio que los suelos de desplante para ambos son suelos preconsolidados, suelos muy resistentes que presentarán pocos niveles de asentamientos. Se recomienda en estos desplantar a nivel del estrato resistente o duro, el cual se observa en sus respectivas estratigrafías; además también se sugiere utilizar anchos de cimentaciones mayores a 1.3 metros (Meyerhoff) y to sobrepasar asentamientos mayores a 1" (2.54 cm).
- b) Puente Peatonal. Se recomienda utilizar la tabla de la Figura 87 para cimentar hasta la profundidad de 5 metros tanto para zapatas corridas como para zapatas aisladas.
- c) Planta de tratamiento. Idem puente 1 y 2
- d) Cárcamo de bombeo.- Se sugiere desplantar la estructura (que estará por debajo del nivel del terreno) a una profundidad de 7 m donde se encuentra estrato resistente. Se recomienda despallar y retirar todo el material que se encuentra a un metro de la pared y rellenar con un material granular (grava bien graduada) para garantizar la estabilidad y protección de las paredes de concreto del cárcamo.
- e) Vialidad.- Se recomienda despallar el material del lugar de estudio, hasta una profundidad máxima de 2 metros y sustituirlo por material de banco o préstamo que cumpla con las especificaciones de calidad que norma la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT).

## 7 CAPITULO VII.- BIBLIOGRAFÍA

1.- “Mecánica de Suelos y Cimentaciones” Crespo Villalaz, Editorial Limusa, Sexta edición, 2007, México D.F.

2.- “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” Braja M. Das, Editorial CENGAGE, 2008, México D.F.

3.- “Principios de Ingeniería de Cimentaciones” Braja M. Das, Editorial Thomson, 4ta edición, 2001, México D.F.

4.- “Ingeniería Geológica” González de Vallejo Luis I., Editorial Prentice Hall, 2006, Madrid España.

5.- “La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 1” Rico-Del Castillo., Editorial Limusa, 2001, México D.F.

6.- “La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2” Rico-Del Castillo., Editorial Limusa, 2001, México D.F.

# ANEXOS

**RESULTADOS DE PRUEBAS DE HUMEDAD Y PLASTICIDAD**

Puente	Sondeo	Muestra	W (%)	L.L (%) W	L.P (%) W	I.P (%) W
1	1	1	59.69	70.25	39.01	31.24
		2	96.33	91.03	51.20	39.83
		3	20.35	98.51	53.64	44.87
		4	50.70	37.59	17.65	19.94
		5	15.42	24.39	12.63	11.76
		6	8.35			
		7	25.20	60.93	42.03	18.90
		8	33.76	66.74	46.18	20.56
		9	27.22	49.00	36.32	12.68
		10	40.78	106.06	43.17	62.88
		11	35.77	161.13	25.84	135.29
		12	67.90	57.27	55.49	1.78

Anexo 1.- Pruebas de humedad y plasticidad, Puente 1, Sondeo 01

Puente	sondeo	Muestra	Prof	%W	L.L (%W)	L.P (%W)	I.P (%W)
			m				
1	2	1	0.3	10.96	30.77	INAP	30.77
		2	0.9	12.84	37.83	30.38	7.45
		3	1.5	13.04	40.60	23.22	17.39
		4	2.1	27.20	61.89	35.89	26.00
		5	2.7	31.70	66.98	4.63	62.34
		6	3.3	28.93	45.91	27.11	18.80
		7	3.9	42.50	42.50	24.46	18.04
		8	5.1	36.25	39.09	24.44	14.66
		10	6.3	18.08	36.42	19.14	17.27
		12	7.5	39.66	63.64	37.57	26.06
		15	8.7	41.36	47.68	6.05	41.63
		17	9.9	47.54	54.15	41.91	12.24
		19	11.1	40.61	53.25	42.16	11.09

Anexo 2.- Pruebas de humedad y plasticidad, Puente 1, Sondeo 02

Puente	sondeo	Muestra	Profundidad, (cm)		%W	L.L (%W)	L.P (%W)	I.P (%W)
			De...	A...				
1	3	1	0	60	13.02	35.46	19.55	15.91
		2	60	120	45.93	56.83	41.36	15.47
		3	120	180	41.52			
		4	180	240	32.33	36.32	27.52	8.80
		5	240	300	29.82	43.46	18.77	24.69
		6	300	380	21.08			
		7	380	440	11.49			
		8	440	500	11.62	21.79	INAP	INAP
		9	500	560	9.29			
		10	560	620	41.08			
		11	620	680	39.27	84.08	27.86	56.22
		12	680	740	36.75			
		13	740	800	42.40			
		14	800	860	41.12	66.22	39.31	26.91

Anexo 3.- Pruebas de humedad y plasticidad, Puente 1, Sondeo 03

Puente	Sondeo	MUESTRA	%W	L. L (%W)	L.P (%W)	I.P (%W)
2	4	1	42.18			
		2	31.43			
		3	37.10	32.015417	17.213115	14.802302
		4	15.42			
		5	22.42	INAP	INAP	INAP
		6	28.56			
		7	32.43	49.103769	34.770889	14.33288
		8	25.26			
		9	29.07	36.212497	12.5	23.712497
		10	33.69			
		11	43.68	38.27359	26.712329	11.561261
		12	31.60			
		13	26.95	62.177389	28.348214	33.829174
		14	45.20			
		15	73.09	51.795087	34.782609	17.012479
		16	35.07			
		17	65.98	34.788515	23.856859	10.931656
		18	36.94			
		19	17.45	71.97706	20.3125	51.66456
		20	43.64			
		21	43.79	68.468468	33.090909	35.377559
		22	46.83			
		23	37.25	56.544571	43.642612	12.901959
		24	39.69			
		25	44.54	52.364577	31.736527	20.62805
		26	36.44			
		27	47.48	54.049163	20.481928	33.567236

Anexo 4.- Pruebas de humedad y plasticidad, Puente 2, Sondeo 04

Puente	sondeo	Muestra	Profundidad, (cm)		%w	L.L (w %)	L.P (w %)	I.P (w %)
			De...	A...				
2	5	1	0	60	15.90	54.18	25.43	28.75
		2	60	120	33.122			
		3	120	180	32.41	46.40	10.09	36.31
		4	180	240	46.7429			
		5	240	300	37.17	51.02	32.50	18.52
		6	300	360	31.9165			
		7	360	420	32.52	36.44	17.01	19.42
		8	420	480	37.937			
		9	480	540	28.80	43.72	17.15	26.56
		10	540	600	39.628			
		11	600	660	46.24	45.90	19.58	26.32
		12	660	750	44.3131			
		13	750	810	47.35	62.18	28.35	33.83
		14	810	870	54.5695			
		15	870	930	70.55	35.33	27.67	7.67
		16	930	990	56.9301			
		17	990	1050	56.12	60.07	27.45	32.62
		18	1050	1110	63.2774			
		19	1110	1230	48.68	35.81	INAP	INAP
		20	1230	1295	31.6969			
		21	1295	1365	23.55	46.88	35.09	11.79
		22	1365	1440	17.3139			

Anexo 5.- Pruebas de humedad y plasticidad, Puente 2, Sondeo 05

MUESTRA	Profundidad, (cm)		Humedad %	Límite Líquido %	Límite Plástico %
	De...	A...			
1	0	60	12.55	<b>58.52</b>	<b>36.92</b>
2	60	120	30.53		
3	120	180	35.64	<b>35.90</b>	<b>22.36</b>
4	180	240	27.17		
5	240	300	24.48	<b>35.75</b>	<b>19.73</b>
6	300	360	29.74		
7	360	420	154.10	<b>38.96</b>	<b>26.08</b>
8	420	480	10.04		
9	480	540	69.34	<b>58.83</b>	<b>22.93</b>
10	540	660	91.90		
11	660	720	26.85	<b>88.59</b>	<b>54.69</b>
12	720	780	52.94		
13	780	840	56.88	<b>79.48</b>	<b>55.83</b>
14	840	900	43.65		
15	900	960	44.80	<b>93.87</b>	<b>53.29</b>
16	960	1020	47.22		

Anexo 6.- Pruebas de humedad y plasticidad, Cárcamo de Bombeo, Sondeo 06

MUESTRA	Profundidad, (cm)		Humedad %	Límite Líquido %	Límite Plástico %
	De...	A...			
1	0	60	16.53	69.57	36.61
2	60	120	32.49		
3	120	180	27.28	50.10	33.33
4	180	240	35.34		
5	240	300	34.34	50.10	34.95
6	300	360	5.52		
7	360	420	13.09	37.24	23.38
8	420	480	12.56		
9	480	540	35.95	30.28	13.41
10	540	600	38.03		
11	600	660	62.75	INAP	INAP
12	660	720	51.96		
13	720	780	41.40	INAP	INAP
14	780	840	66.41		
15	840	900	17.16	INAP	INAP
16	900	935	31.19		

Anexo 7.- Pruebas de humedad y plasticidad, Planta de tratamiento, Sondeo 07

**Datos Generales**

P.C.A.	5	5
Ensaye	878	879
Estrato:	1	2
Descripción	Arcilla Negra	Arcilla Negra

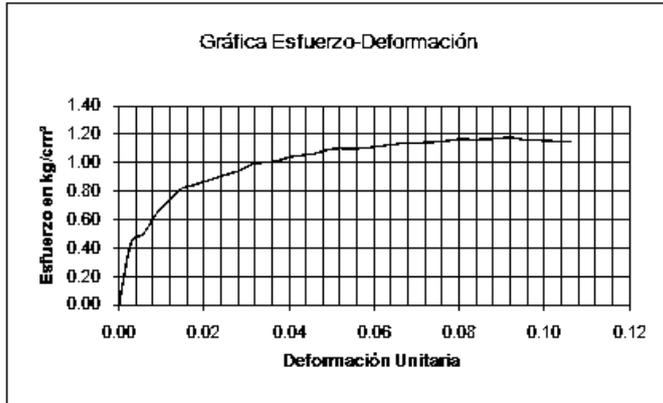
**Pruebas Efectuadas**

**Granulometría**

% Pasa malla N <sup>o</sup> 4	99.37	100.00
% Pasa malla N <sup>o</sup> 40	94.41	99.74
% Pasa malla N <sup>o</sup> 200	78.53	76.13
<b>Limites de Consistencia</b>		
% Limite Líquido	44.78	43.84
% Limite Plástico	25.08	17.42
Índice Plástico	19.70	26.42
% Contracción Lineal	14.00	12.90
% Contracción Volumétrica	9.66	13.86
% Contenido de Humedad	25.03	33.53
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	CL (Arcilla inorgánica baja plasticidad)	CL (Arcilla inorgánica baja plasticidad)

Anexo 8.- Propiedades índice del Puente Peatonal (PCA 5)

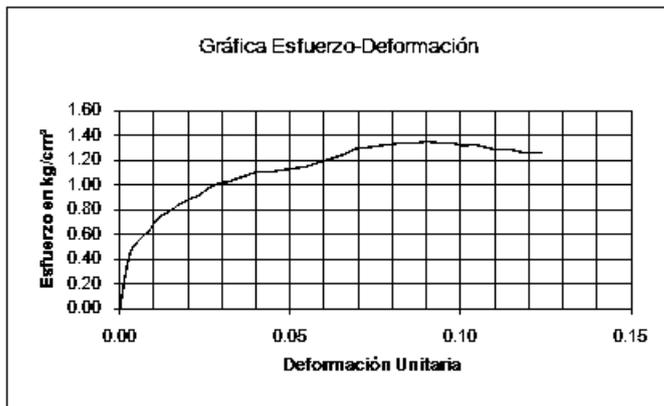
**RESULTADOS DE PRUEBA TRIAXIAL (PUENTE PEATONAL)**



**Compresión Triaxial**

Prueba No:	2
Esfuerzo Último:	<b>1.185</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico Húmedo (γ <sub>m</sub> ):	<b>1.658</b>
Confinamiento:	<b>0.300</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Humedad %:	<b>27.40</b>

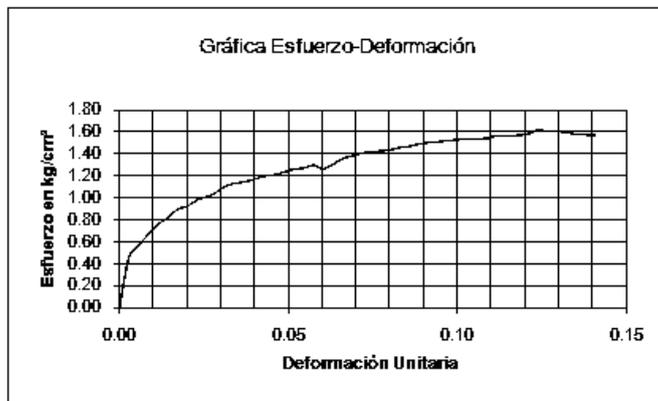
Anexo 9.- Resultado prueba de triaxial con confinamiento de 0.30 kg/cm<sup>2</sup>



**Compresión Triaxial**

Prueba No:	3
Esfuerzo Último:	<b>1.342</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico Húmedo (γ <sub>m</sub> ):	<b>1.653</b>
Confinamiento:	<b>0.600</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Humedad %:	<b>27.64</b>

Anexo 10.- Resultado prueba de prueba triaxial con confinamiento de 0.60 kg/cm<sup>2</sup>



**Compresión Triaxial**

Prueba No:	4
Esfuerzo Último:	<b>1.615</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico Húmedo (γ <sub>m</sub> ):	<b>1.636</b>
Confinamiento:	<b>0.900</b> Kg/cm <sup>2</sup>
Humedad %:	<b>26.79</b>

Anexo 11.- Resultado de prueba triaxial con confinamiento de 0.90 kg/cm<sup>2</sup>

## RESULTADOS DE PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTANDAR

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA N°	DE m.	A m.	N° DE GOLPES EN PENETRACION ESTANDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arcilla negra.	1	0.00	0.60	1-4-2	8	
		2	0.60	1.20	PRSO DE PERKALMENA	18	
		3	1.20	1.70	SHBY	50	TUBO SHBY
		4	1.70	2.30	2-10-12	20	
2.30	Arcilla con gravas.	5	2.30	2.90	10-22-16	20	
2.90	Arena fina gruesa con gravas y limo gris claro.	6	2.90	3.50	3-40-26	20	
		7	3.50	3.75	30-50/16	25	
		-	3.75	4.10	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
4.10	Arcilla limosa gris verdosa.	8	4.10	4.25	50	15	
		-	4.25	4.70	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
4.70	Arcilla arenosa gris claro y arcilla limosa gris verdosa.	9	4.70	4.95	20-50/10	25	
		-	4.95	5.30	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
5.30	Arcilla limosa con arenosa gris oscuro.	10	5.30	5.60	15-50/15	20	
		-	5.60	5.90	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
5.90	Arcilla con gravas gris oscuro.	11	5.90	6.26	22-50/15	20	
		-	6.26	6.50	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
6.50	Arcilla poco arenosa limosa gris verdoso	12	6.50	6.90	20-50/25	20	
6.90	Fin del sondeo.						

Anexo 12.- Resultados de Penetración estándar, Puente 1, sondeo 1

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA N°	DE m.	A m.	N° DE GOLPES EN PENETRACION ESTANDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Limo arenoso café claro.	1	0.00	0.60	9-14-20	25	
0.60	Arena limosa café claro.	2	0.60	1.20	8-19-6	10	
1.20	Arcilla arenosa marginal de relleno.	3	1.20	1.80	8-18-8	20	
1.80	Arena arenosa y fina café claro.	4	1.80	2.40	1-11-8	40	
2.40	Arcilla café varios tonos.	5	2.40	3.00	1-4-2	45	
3.00	Arcilla café oscuro.	6	3.00	3.60	3-5-4	45	
3.60	Arcilla café oscuro con grumos de arena pumirica.	7	3.60	4.20	3-7-5	50	
4.20	Arcilla café oscuro.	8	4.20	4.80	3-8-5	40	
4.80	Arena café oscuro fina.	9	4.80	5.40	8-13-7	35	
5.40	Arcilla oscura con arena fina y gruesa con arcilla limosa.	10	5.40	6.00	9-25-40	25	
6.00	Arcilla limosa gris verdoso.	11	6.00	6.55	16-48-50/10	40	
		-	6.55	6.60	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
6.60	Limo poco arcilloso y poco arenoso café claro.	12	6.60	6.90	25-50/15	30	
		-	6.90	7.20	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
7.20	Limo poco arenoso café claro.	13	7.20	7.60	22-50/25	35	
		-	7.60	7.80	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
7.80	Limo poco arenoso café claro.	14	7.80	8.15	25-50/20	25	
		-	8.15	8.40	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
8.40	Arcilla limosa limosa arenosa café rojizo.	15	8.40	8.70	33-50/15	30	
		-	8.70	9.00	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
9.00	Arena fina y gruesa café rojizo.	16	9.00	9.40	16-50/25	35	
		-	9.40	9.60	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
9.60	Arena fina limosa café rojizo.	17	9.60	9.95	20-50/20	25	
		-	9.95	10.20	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
		-	10.20	10.55	25-50/20	30	
		-	10.55	10.80	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRUCORICA
		-	10.80	11.20	22-50/25	15	
11.20	Fin del sondeo.						

Anexo 13.- Resultados de Penetración estándar, Puente 1, Sondeo 2

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo  
Facultad de Ingeniería Civil

SONDEO: SE - 3  
LOCALIZACIÓN:  
ELEV:  
PROCEDIMIENTO: PENETRACION ESTANDAR Y ROTACION

BARRA PERF. A.W.  
H = 76.2 cm. (altura de caída)  
W = 63.500 Kg (peso del martillo)  
H\*W = 48.40 Kg\*m

OBRA: PUENTE 1  
TRAMO:  
KM:  
ORIGEN: LA PIEDAD, MICH.  
N.A.F.: 5.5 m

DIÁM. EXT. = 5.08 cm. DIÁM. INT. = 3.50 cm.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m.	A m.	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arcilla negra y arena fina café claro.	1	0.00	0.60	2-6-5	20	
0.60	Arena fina café arcilla negra.	2	0.60	1.20	3-8-7	45	
1.20	Arcilla café varios tonos.	3	1.20	1.80	1-15-11	35	
1.80		4	1.80	2.40	2-4-3	45	
2.40	Arcilla café variaciones tonos con pedruzcos de arena café blanqueada.	5	2.40	3.00	4-11-5	30	
3.00		6	3.00	3.60	5-SHELBY	20	TUBO SHELBY
3.60	Arena fina gris verdosa.	7	3.60	4.20	15-13-1	15	
4.20	Arena fina gris verdosa con gravas.	8	4.20	4.80	13-37-21	30	
4.80	Arena fina gris verdosa con gravas.	9	4.80	5.40	27-48-10	30	
5.40	Limo gris verdoso.	10	5.40	6.00	21-50/20	30	
6.00		-	5.95	6.30	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
6.20	Limo poco arenoso gris verdoso.	11	6.20	6.55	22-50/20	30	
6.40		-	6.53	6.80	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
6.60	Limo poco arenoso gris verdoso.	12	6.60	7.15	25-50/20	30	
6.80		-	7.15	7.40	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
7.00	Limo poco gris verdoso.	13	7.00	7.70	22-50/15	25	
7.20		-	7.70	8.00	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
7.40	Limo poco gris verdoso.	14	7.40	8.35	23-50/20	30	
7.60		-	8.35	8.60	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
8.60	Fin del sondeo.	-	-	-	-	-	

Anexo 14.- Resultados de Penetración estándar, Puente 1, Sondeo 3

SONDEO: SE - 4  
LOCALIZACIÓN:  
ELEV:  
PROCEDIMIENTO: PENETRACION ESTANDAR Y ROTACION

BARRA PERF. A.W.  
H = 76.2 cm. (altura de caída)  
W = 63.500 Kg (peso del martillo)  
H\*W = 48.40 Kg\*m

OBRA: PUENTE 2  
TRAMO:  
KM:  
ORIGEN: LA PIEDAD, MICH.  
N.A.F.: NO SE DETECTO.

DIÁM. EXT. = 5.08 cm. DIÁM. INT. = 3.50 cm.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m.	A m.	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arcilla negra y arena con gravas material de relleno.	1	0.00	0.60	2-7-5	30	
0.60	Arcilla negra material de relleno.	2	0.60	1.20	2-7-6	35	
1.20	Arcilla negra.	3	1.20	1.80	2-10-10	25	
1.80	Arcilla café oscuro.	4	1.80	2.40	2-6-3	60	
2.40		5	2.40	3.00	1-9-6	30	
3.00	Arcilla poco arenosa café oscuro.	6	3.00	3.60	3-9-5	45	
3.60		7	3.60	4.20	1-2-3	60	
4.20		8	4.20	4.80	3-6-4	50	
4.80	Arcilla gris verdosa con materia orgánica.	9	4.80	5.40	2-6-4	40	
5.40	Arcilla poco arenosa gris oscura.	10	5.40	6.00	3-8-5	45	
6.00	Arcilla poco arenosa gris oscuro.	11	6.00	6.60	2-4-4	40	
6.60	Arcilla verdosa con materia orgánica.	12	6.60	7.20	5-SHELBY	80	TUBO SHELBY
7.20	Arcilla poco arenosa verdosa con materia orgánica.	13	7.20	7.80	2-6-4	35	
7.80		14	7.80	8.40	3-9-5	35	
8.40	Arcilla poco arenosa negra con materia orgánica.	15	8.40	9.00	1-6-5	40	
9.00	Arcilla negra con arena fina gris oscuro y materia orgánica.	16	9.00	9.60	3-8-12	50	
9.60	Arcilla limosa poco arenosa gris.	17	9.60	10.20	8-32-30	50	
10.20	Limo arenoso gris claro.	18	10.20	10.80	11-40-40	50	
10.80	Arena limosa arcillosa gris claro.	19	10.80	11.40	8-50/25	25	
11.00		-	11.50	11.70	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
11.20		-	11.70	11.85	50	50	
11.40		-	11.85	12.00	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
12.00	Limo arenoso gris claro.	20	12.00	12.40	50/10	5	
12.20		-	12.40	12.90	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
12.40		-	12.90	12.95	50/5	50	
12.95	Arenosa empacada en limo.	21	12.95	13.65	BARRIL	15	BARRIL NQ
13.65		22	13.65	14.40	BARRIL	20	BARRIL NQ
14.40	Fin del sondeo.	-	-	-	-	-	

Anexo 15.- Resultados de Penetración estándar, Puente 2, Sondeo 4

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo  
Facultad de Ingeniería Civil

OBRA: PUNTE 2  
TRAMO:  
KM.:  
ORIGEN: LA PIEDAD, MICH.  
N.A.F.: 3.50 m

SONDEO: SE - 5  
LOCALIZACIÓN: BARSA PERP. A.W.  
ELEV: H = 76.2 cm. (altura de caída)  
PROCEDIMIENTO: PENETRACION ESTANDAR Y ROTACION W = 63.500 Kg (peso del martillo)  
H\*W = 48.40 Kg\*m

DIAM. EXT. = 5.08 cm. DIAM. INT. = 3.50 cm.

EN METROS	DESCRIPCIÓN	Nº	m.	m.	EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arilla varios tocos.	1	0.00	0.60	2-4-3	60	
0.60	Arilla negra inerte al detelero.	2	0.60	1.20	3-7-4	60	
1.20	Arilla café oscuro.	3	1.20	1.80	3-5-3	20	
1.80	Arena arcillosa café oscuro.	4	1.80	2.40	3-3-3	20	
		5	2.40	3.00	3-7-6	30	
3.00	Arena arcillosa café oscuro y arcilla café claro.	6	3.00	3.60	2-6-4	30	
3.60	Arilla café claro poco arenosa.	7	3.60	4.20	4-7-4	20	
		8	4.20	4.80	SHELBY	60	TUBO SHELBY
4.80	Arena fina café claro.	9	4.80	5.40	6-14-8	30	
5.40	Arilla café claro.	10	5.40	6.00	6-16-10	30	
6.00	Arena fina verdosa.	11	6.00	6.60	2-6-4	30	
6.60	Arilla arenosa verdosa.	12	6.60	7.20	2-6-5	25	
7.20	Arena fina verdosa.	13	7.20	7.80	2-6-3	25	
7.80	Arilla verdosa con materia orgánica.	14	7.80	8.40	3-5-4	40	
8.40	Arilla verdosa.	15	8.40	9.00	1-1-3	30	
		16	9.00	9.60	1-2-7	30	
9.60	Arilla verdosa y boleros empacados en arena.	17	9.60	10.20	8-9-50	50	
10.20	Boleros empacados en limo arenoso verdoso.	18	10.20	10.80	BARRIL	15	BARRIL HQ
		19	10.80	11.40	BARRIL	20	BARRIL HQ
11.40	Arilla limosa poco arenosa verdosa.	20	11.40	12.00	12-25-18	30	
		21	12.00	12.60	18-27-17	15	
		22	12.60	13.20	20-30-20	15	
13.20	Arilla limosa estéril.	23	13.20	13.60	16-50/20	20	
			13.60	13.80	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		24	13.80	14.20	20-50/25	20	
			14.20	14.40	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
14.40	Arilla limosa verdosa arenosa.	25	14.40	14.80	22-50/25	15	
			14.80	15.00	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
			15.00	15.30	30-50/15	50	
			15.30	15.60	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		26	15.60	16.00	25-50/25	20	
			16.00	16.20	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		27	16.2	16.55	28-50/20	20	
16.55	Fin del sondeo.						

Anexo 16.- Resultados de Penetración estándar, Punte 2, Sondeo 5

OBRA: CÁRCAMO  
TRAMO:  
KM.:  
ORIGEN: LA PIEDAD, MICH.  
N.A.F.: 3.50 m

SONDEO: SE - 6  
LOCALIZACIÓN: BARSA PERP. A.W.  
ELEV: H = 76.2 cm. (altura de caída)  
PROCEDIMIENTO: PENETRACION ESTANDAR Y ROTACION W = 63.500 Kg (peso del martillo)  
H\*W = 48.40 Kg\*m

DIAM. EXT. = 5.08 cm. DIAM. INT. = 3.50 cm.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m.	A m.	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arilla café claro.	1	0.00	0.60	1-7-8	20	
0.60		2	0.60	1.20	6-6-5	50	
1.20		3	1.20	1.80	5-6-7	20	
1.80	Arilla poco arenosa café claro.	4	1.80	2.40	3-8-8	30	
2.40	Arilla café oscuro.	5	2.40	3.00	3-9-7	30	
3.00	Arilla café oscuro con materia orgánica.	6	3.00	3.60	6-22-12	30	
3.60	Arilla café oscuro poco arenosa.	7	3.60	4.20	4-5-4	25	
4.20	Arilla café oscuro con materia orgánica.	8	4.20	4.80	3-9-6	25	
4.80	Arilla arenosa café oscuro.	9	4.80	5.40	3-8-5	30	
5.40	Gravas y raíces verdosas.	10	5.40	6.00	4-5-2	15	
			6.00	6.60	8-10-3	50	
6.60	Arilla poco limosa verdosa.	11	6.60	7.20	9-28-24	40	
7.20	Arilla limosa verdosa.	12	7.20	7.60	20-50	30	
			7.60	7.80	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		13	7.80	8.20	25-50/25	30	
			8.20	8.40	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		14	8.40	8.75	29-50/20	20	
			8.75	9.00	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		15	9.00	9.35	30-50/20	20	
			9.35	9.60	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
		16	9.60	10.00	25-50/25	30	
			10.00	10.20	AVANCE		AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
10.20	Fin del sondeo.						

Anexo 17.- Resultados de Penetración estándar, Cárcamo de bombeo, Sondeo 6

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo  
Facultad de Ingeniería Civil

SONDEO:	SE - 7			OBRA:	PLANTA DE TRATAMIENTO
LOCALIZACIÓN:		GARPA PERF: A/W.		TRAMO:	
ELEV:		H = 76.2 cm. (altura de caída)		ORIGEN:	LA PIJEDAD, MICHA
PROCEDIMIENTO:	PENETRACION ESTANDAR Y ROTACION	W = 63.500 Kg (peso del martillo)		N.A.F.:	2.90 m
		H*W = 48.40 Kg*m			DIÁM. EXT. = 5.08 cm. DIÁM. INT. = 3.50 cm.

PRDF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m.	A m.	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm.	OBSERVACIONES
0.00	Arcilla negra.	1	0.00	0.60	3-12-7	35	
		2	0.60	1.20	3-10-9	35	
1.20	Arcilla café oscuro y gravas café	3	1.20	1.80	4-21-16	40	
1.80	Arena fina con gravas café claro.	4	1.80	2.40	6-10-3	40	
2.40	Arcilla café oscuro.	5	2.40	3.00	2-10-8	40	
3.00	Arena fina con gravas y arcilla café oscuro.	6	3.00	3.60	12-14-24	35	
3.60	Arena fina con gravas.	7	3.60	3.95	34-50/20	25	
			3.95	4.20	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
4.20	Arena arcillosa café amantillado.	8	4.20	4.55	21-50/20	20	
			4.55	4.90	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
		9	4.90	5.15	18/50/20	5	
			5.15	5.40	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
5.40	Arena poco arcillosa café oscuro.	10	5.40	5.85	35-50/10	20	
			5.85	6.00	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
6.00	Arena pumilica y fina poco arcillosa café claro.	11	6.00	6.35	28-50/20	25	
			6.35	6.60	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
6.60	Arena fina y gruesa pumilica café claro y grumos blancos.	12	6.60	6.95	26-50/20	30	
			6.95	7.20	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
7.20	Arena pumilica blanca y fina café oscuro.	13	7.20	7.55	24-50/20	30	
			7.55	7.90	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
7.90	Arena pumilica gruesa café claro.	14	7.90	8.25	15-50	20	
			8.25	8.40	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
8.40	Arena fina y gruesa café claro	15	8.40	8.75	35-50/20	15	
			8.75	9.00	AVANCE	-	AVANCE CON BROCA TRICORNICA
9.00		16	9.00	9.35	30-50/20	20	
9.35	Fin del sondeo.						

Anexo 18.- Resultados de Penetración estándar, Planta de Tratamiento, Sondeo 7

