

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE  
PROTECCIÓN EN LA AMPLIACIÓN DEL  
PUENTE INDEPENDENCIA  
ASPECTO GEOTÉCNICO**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**JAIME AIMITUMA FERNÁNDEZ**

**Lima- Perú**

**2007**

## AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento enorme para cada uno de los profesores de esta mi alma mater de manera especial al Ing. José Luis Viteri, al Ing. César Atala, al Ing Wilfredo Gutiérrez por los consejos y enseñanzas.

Para llegar a la meta final, hubieron personas que me apoyaron desinteresadamente por ello mis agradecimientos sinceros para:

Mi hermano Lee, para Celso, para mi hermana Rosa, para mi tío Lucho, para el abuelo Juan y de manera especial para la abuela Celestina, también un agradecimiento para la familia Miranda, de manera especial para Fanny Miranda y para Roy por todo lo que iniciaron en las etapas iniciales de este proyecto.

### **DEDICATORIA:**

Este sueño hecho realidad solo se lo debo a una mujer que dedicó parte de su vida a este proyecto, sin ella talves nunca hubiera sido posible. Por su inmenso amor, por su ejemplo de vida, por su sencillez, por las horas de sacrificio, y porque siempre confió en mí, dedico con igual reciprocidad este mi humilde trabajo, para mi madre Julia Fernández Huayhua, y para mi padre Sabino Aimituma.

De igual manera por la comprensión, por las horas de sacrificio que pasamos para llegar a este momento, este trabajo se lo dedico a mi esposa Martha y mis tres razones de vida Julio César, Marco Antonio Jaime, Lennon Bruce y decirles perdónenme por las horas que no les pude dedicar mientras hacia realidad este proyecto.

## ÍNDICE

|  | <b>Página</b> |
|--|---------------|
| <b>INTRODUCCIÓN</b>                          | <b>1</b>      |
| <b>CAPITULO 01: GENERALIDADES</b>            | <b>2</b>      |
| 1.1 UBICACIÓN                                | 2             |
| 1.2 ANTECEDENTES                             | 2             |
| 1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE CRUCE      | 2             |
| 1.4 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE               | 3             |
| <b>CAPITULO 02: GEOLOGÍA</b>                 | <b>5</b>      |
| 2.1 CLIMA                                    | 5             |
| 2.2 COBERTURA VEGETAL                        | 6             |
| 2.3 TOPOGRAFÍA                               | 6             |
| 2.4 HIDROLOGÍA                               | 6             |
| 2.5 GEOMORFOLOGÍA                            | 7             |
| 2.6 GEODINÁMICA                              | 8             |
| 2.6.1 GEODINÁMICA EXTERNA                    | 8             |
| 2.6.2 GEODINÁMICA INTERNA                    | 9             |
| 2.7 ESTRATIGRAFÍA                            | 9             |
| 2.7.1 ROCAS ZENOZOICAS                       | 9             |
| 2.7.2 ROCAS MESOZOICAS                       | 11            |
| 2.7.3 ROCAS PALEOZOICAS                      | 11            |
| <b>CAPÍTULO 03: GEOTECNIA</b>                | <b>12</b>     |
| 3.1 CONCEPTOS BÁSICOS                        | 12            |
| 3.1.1 NATURALEZA DEL SUELO                   | 12            |
| 3.1.2 NATURALEZA DE LA DEFORMACIÓN DEL SUELO | 12            |
| 3.1.3 COMPORTAMIENTO DE LA FASE INTERSTICIAL | 12            |
| 3.2 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUELO        | 13            |
| 3.2.1 RELACIONES ENTRE FASES DE LOS SUELO    | 13            |
| 3.3 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO                  | 15            |
| 3.3.1 SUELOS GRANULARES                      | 15            |
| 3.3.2 SUELOS COHESIVOS                       | 16            |
| 3.4 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS              | 17            |
| 3.4.1 SISTEMA AASHTO                         | 17            |
| 3.4.2 SISTEMA UNIFICADO                      | 17            |

|       |   |           |
|-------|---|-----------|
| 3.5   | PERMEABILIDAD HIDRÁULICA                                  | 20        |
| 3.6   | ESFUERZO EFECTIVO   | 21        |
| 3.7   | CONSOLIDACIÓN   | 23        |
| 3.8   | ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN                            | 25        |
| 3.8.1 | PROCEDIMIENTO PARA MUESTREO DE SUELO                      | 26        |
| 3.8.2 | PREPARACIÓN DE REGISTROS DE PERFORACIÓN                   | 29        |
| 3.8.3 | EXPLORACIÓN GEOFÍSICA                                     | 30        |
| 3.9   | PRUEBAS DE LABORATORIO                                    | 33        |
| 3.9.1 | PRUEBAS INDICE  | 33        |
| 3.9.2 | PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD                                | 34        |
| 3.9.3 | PRUEBAS DE RESISTENCIA EN LABORATORIO                     | 34        |
|       | <b>CAPÍTULO 04: DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO</b> | <b>39</b> |
| 4.1   | UBICACIÓN   | 39        |
| 4.2   | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA                                    | 39        |
| 4.3   | PERFIL ESTRATIGRÁFICO                                     | 42        |
| 4.4   | REFRACCIÓN SISMICA  | 42        |
| 4.5   | EQUIPO UTILIZADO  | 43        |
| 4.6   | TRABAJOS DE CAMPO   | 43        |
| 4.7   | EXPLORACION GEOFÍSICA EN EL PUENTE INDEPENDENCIA          | 44        |
| 4.8   | RESULTADOS DEL ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA               | 45        |
| 4.9   | PERFIL SÍSMICO DEL PUENTE INDEPENDENCIA                   | 47        |
| 4.10  | CONCLUSIONES DE LA EXPLORACIÓN DE CAMPO                   | 48        |
|       | <b>CAPÍTULO 05: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN</b>   | <b>49</b> |
| 5.1   | INTRODUCCIÓN  | 49        |
| 5.2   | TIPOS DE PILOTES Y SUS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES      | 51        |
| 5.3   | ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD DEL PILOTE                      | 52        |
| 5.4   | FUNCIONES Y USOS DE PILOTES                               | 54        |
| 5.5   | DISEÑO DE UN PILOTE                                       | 56        |
| 5.6   | FILOSOFÍA DE DISEÑO                                       | 56        |
| 5.7   | APLICACIÓN AL PUENTE INDEPENDENCIA                        | 56        |
|       | <b>CAPÍTULO 06: VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE</b> | <b>67</b> |
| 6.1   | PRUEBA DE CARGA   | 67        |
| 6.2   | FORMA Y TIPOS DE APLICACIÓN                               | 67        |
| 6.3   | PROCEDIMIENTO DE CARGA                                    | 70        |
| 6.4   | CRITERIO DE CARGA DE FALLA                                | 71        |

|                                       |           |
|---------------------------------------|-----------|
| <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> | <b>76</b> |
| <b>BIBLIOGRAFÍA</b>                   | <b>79</b> |
| <b>ANEXOS</b>                         | <b>80</b> |

## **INFORME DE SUFICIENCIA**

### **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN Y OBRAS DE PROTECCIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA ASPECTOS GEOTÉCNICOS**

## **RESUMEN**

### **ANTECEDENTES**

El puente Independencia se ubica, en la provincia y departamento de Piura. Cruza el río Piura. A medio 563 m de la carretera Catacaos - La Arena.

Durante El Niño del 98 el puente fue sobrepasado por las aguas del río sin fallar. El puente resultó corto. El actual puente Independencia fue construido en el año 1985, 50m aguas arriba del puente antiguo que fallo durante El Niño del 83.

### **CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE**

El puente actual tiene una longitud total de 175.00 m, esta formado por siete tramos de 25.00 m cada uno, y se proyecta en un tramo adicional de 51.82 m. con características similares al puente existente.

Con el fin de soportar el tramo adicional, se esta aprovechando el pilar estribo izquierdo del puente original como apoyo derecho de este tramo del puente. Como apoyo izquierdo se ha proyectado la construcción de cuatro pilotes perforados de 0.60 m. de diámetro con una profundidad mínima de cimentación de 20m por debajo del terreno natural. Estos pilotes continúan como columnas de concreto armado también de 0.60m de diámetro. Así mismo se proyectó un pilar intermedio entre el Pilar Estribo Izquierdo y el nuevo Estribo Izquierdo que considera 06 pilotes de iguales características que en el Estribo Izquierdo y es el objeto de estudio de este trabajo.

### **OBJETIVO**

Diseñar pilotes excavados que sirvan de cimiento al pilar central de la ampliación del puente Independencia.

Estimar la capacidad de carga admisible.

### **CONTENIDO**

Del estudio geológico vemos que el puente Independencia se encuentra dentro de un depósito aluvial reciente de la era cuaternaria y una geomorfología plana.

La exploración geotécnica realizada en el subsuelo del puente Independencia consistió en dos sondajes SPT (SPT-01 Y SPT-02) de 8.45m y 6.45m de profundidad respectivamente, complementado en ambos sondajes con sondajes de Cono Peck (CP-01 y CP-02) hasta los 10.45m y 8.00m respectivamente y 01 sondaje de Cono Peck denominado CP-03 de 10.65m de profundidad. Además se ejecutó un sondaje de Cono Sowers (CS-01) de 3.20m.

Además, se ha ejecutado Exploración Geofísica mediante trece líneas de Refracción Sísmica, longitudinal al eje del puente y transversales a ella.

## Diseño

Para el diseño de los pilotes del puente Independencia se han empleado las fórmulas desarrolladas por Peck, Hanson y Thornbun, en base al estudio geotécnico de cimentación que incluye ensayos de penetración estándar en el campo y ensayos de clasificación en el laboratorio.

La capacidad de carga última de un pilote se logra por una simple ecuación como la suma de carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfase suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Calculada la capacidad de carga última debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga total admisible para cada pilote, así:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

El factor de seguridad generalmente usado varía entre 2.5 y 4 dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última.

Para los pilotes del pilar central de la ampliación del puente Independencia la capacidad de carga admisible considerando un factor de seguridad de 2.5 se ha estimado el siguiente valor.

$$Q_{adm} = \mathbf{108.84 \text{ Ton}}$$



## LISTA DE CUADROS

- Fig. 01 Vista general de la zona en estudio
- Fig. 02 Relación de Fases
- Fig. 03 Esfuerzo efectivo
- Fig. 04 Consolidación
- Fig. 05 Ley de Snell
- Fig. 06 Relación de Tiempo y distancia
- Fig. 07 Ensayo Triaxial UU
- Fig. 08 Ensayo de Compresión no Confinada
- Fig. 09 Ensayo Triaxial CD
- Fig. 10 Comportamiento de un pilote
- Fig. 11 Estratos
- Fig. 12 Factor de Adhesión
- Fig. 13 Diagrama de Esfuerzo Efectivo horizontal
- Fig. 14  $N_q$  y  $N_c$  como función de  $\phi$
- Fig. 15 Cohesión no drenada en la punta del pilote
- Fig. 16 Diagrama del ensayo de Carga simple
- Fig. 17 Ensayo de Carga para un grupo de pilotes
- Fig. 18 Evaluación de ensayos de Carga I
- Fig. 19 Evaluación de ensayos de Carga II

## LISTA DE TABLAS

Tabla 01; Clasificación de suelos

Tabla N° 02 Compacidad relativa de la arena

Tabla N° 03 Compacidad relativa de suelos cohesivos

Tabla N° 04: Rango de velocidades de las ondas p en varios suelos y rocas<sup>3</sup>

Tabla N° 05 Resumen de los resultados de campo

Tabla N° 06 Resumen de los ensayos de laboratorio

Tabla N° 07 Arce Helberg (1990)

Tabla nº 08 ASTM 5777-95

Tabla Nº 09 Caso: curvich j. (1975), dobrin, milton (1976), nb (1976) savicha y  
satonov v.a. (1979)

Tabla Nº 10 Recopilación de Martínez Vargas a. (1980)

Tabla Nº 11 Recopilación de Martínez Vargas a. (1980)

Tabla Nº 12 Interpretación de resultados (puente independencia)

## INTRODUCCIÓN

Tal como lo estableciera el Dr. Ralph Peck, la Mecánica de Suelos es una ciencia y la ingeniería de Cimentaciones es un Arte. En tal sentido diremos que la Geotecnia es un conjunto de conocimientos de ciencia y arte, pues engloba a la mecánica de suelos, mecánica de rocas, la geología aplicada a la ingeniería y la ingeniería de cimentaciones, y desde ese punto de vista diremos que la cimentación es el arte de transmitir de manera satisfactoria las cargas de una superestructura a través de un elemento llamado cimiento al terreno en la cual se va a apoyar. Al interactuar la carga con el elemento cimiento, dicho elemento distribuye la carga a través de la superficie de contacto generando esfuerzo, lo cual provoca asentamientos en el terreno, el reto de todo ingeniero es precisamente controlar dichos asentamientos para poder evitar que la superestructura falle, para lo cual es menester conocer la naturaleza del suelo bajo ciertas condiciones, estudiar las propiedades geotécnicas, hacer exploraciones del subsuelo y obtener los parámetros que nos permitan diseñar un elemento que interactúe de manera funcional y económica entre la superestructura y el terreno en el cual se apoya.

## CAPÍTULO 01

### GENERALIDADES

#### 1.1 UBICACIÓN

El puente Independencia se ubica en la carretera Piura-Sechura, en la provincia y departamento de Piura. Cruza el río Piura. Esta ubicación corresponde a los kilómetros 0+563 a 0+738 de la carretera Catacaos - La Arena.

#### 1.2 ANTECEDENTES

Se encontró en la planoteca del MTC planos del antiguo puente Independencia elaborados en 1963, este puente fallo durante El Niño del 83.

Durante El Niño del 98 el puente fue sobrepasado por las aguas del río sin fallar. El puente resultó corto.

El actual puente Independencia fue construido en el año 1985 por la firma Lau Castillo Contratista Generales, según el diseño de Cárdenas y Bautista SCRL, 50m aguas arriba del puente antiguo, del cual quedan el estribo izquierdo y una parte del último tramo derecho como estructuras remanentes. El puente ha mostrado tener problemas hidráulicos, lo cual se trató de mejorar con la colocación de ocho alcantarillas Super Span para El Niño 98, siete de los cuales quedaron inhábiles.

#### 1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE CRUCE

En el tramo de ubicación del puente Independencia, el río Piura transita entre sus diques de protección, situados 500m aparte, formando un cauce principal de 100 a 200m de ancho, de desarrollo meándrico, limitado por terrazas laterales ubicados aproximadamente a 3m de altura en la margen izquierda, la cual esta sometida a procesos de erosión en curva que requiere ser controlados.

El comportamiento meándrico del río Piura es característico de los ríos de pendientes pequeñas y cauces arenosos en las partes bajas del cauce.

#### 1.4 CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE

##### a. Rasante

Se conserva la misma rasante de la carretera, con una pendiente de 0% quedando el eje izquierdo y el derecho en la cota 23.40 msnm.

### **b. Longitud del Puente**

El puente actual tiene una longitud total de 175.00 m, esta formado por siete tramos de 25.00 m cada uno, y se proyecta en un tramo adicional de 51.82 m. con características similares al puente existente.

### **c. Materiales**

Las vigas de la superestructura existente del puente son de concreto pretensado, con losa, estribos y pilares de concreto armado.

### **d. Tipo de Puente**

El puente es del tipo viga-losa de concreto pretensado de siete tramos de 25 m de luz continuos para sobre carga. Los pilares y los estribos son de concreto y las cimentaciones son piloteadas.

### **e. Superestructura**

La superestructura del puente existente esta constituido por vigas prefabricadas de concreto pretensado de 1.35 m de alto, de sección I, con una fuerza final de 375 Ton de pretensado. Son cuatro vigas espaciadas 2.50 m entre ellas. Estas vigas se hacen continuas posteriormente para sobre carga. A ésta superestructura se le esta añadiendo un tramo de 51.82 m de luz, con características similares al puente existente de doble vía con un ancho de calzada de 8.17m.

### **f. Subestructura**

La subestructura del tramo existente está constituida por estribos y pilares tipo pórtico de dos columnas de 0.80 x 0.80 m espaciados 5.30 m y con una viga cabezal horizontal de 0.80 m de ancho y 1.00 m de peralte, que tiene dos voladizos de 1.285 m. Este pórtico descansa sobre una zapata de 4m x 6.90m y 1.00m de peralte, la cual a su vez, está soportada por 6 pilotes excavados de concreto armado de 0.80m de diámetro y profundidad mínima de cimentación de 16 a 18 m.

Con el fin de soportar el tramo adicional, se esta aprovechando el pilar estribo izquierdo del puente original como apoyo derecho de este tramo del puente. Como apoyo izquierdo se ha proyectado la construcción de cuatro pilotes perforados de 0.60 m. de diámetro con una profundidad mínima de cimentación de 20m por debajo del terreno natural. Estos pilotes continúan como columnas de concreto armado también de 0.60m de diámetro, disponiéndose una viga cabezal superior para servir como cajuela de la ampliación del puente. Adicionalmente este conjunto de

cuatro pilotes perforados lleva una viga de conexión intermedia que, mediante la acción de pórtico, sirve de arriostre a los pilotes. Con el fin de contener el relleno por detrás de las columnas se han previsto la construcción de una pantalla plana de 0.30m de espesor, que va desde la parte inferior de la cajuela hasta la viga de interconexión. Así mismo se proyecta un pilar intermedio entre el Pilar Estribo Izquierdo y el nuevo Estribo Izquierdo que considera 06 pilotes de iguales características que en el Estribo Izquierdo.

**g. Obras de Protección y/o Defensa.**

Se efectuará la apertura del tramo donde anteriormente se hallaba la batería de alcantarillas que fue arrasada durante el periodo de crecidas del 2001. A fin de favorecer el ingreso perpendicular del flujo a través del puente se ha proyectado un dique guía de 135m de longitud con forma curvilínea (1/4 de elipse) conformado por gaviones en la zona aguas arriba. Inmediatamente aguas debajo de la abertura se ha proyectado un canal piloto de 15m de ancho de base y taludes de 1 en 1 a fin de favorecer el ingreso del flujo a través de ésta, este canal inducirá la limpieza del material que conforme la isla.

El proyecto incluye también la protección con gaviones del cauce menor del río Piura inmediatamente aguas arriba del puente a lo largo de una longitud de 430 metros lineales. Esta protección tiene por objeto controlar el proceso erosivo de la margen izquierda que hace el cauce de aguas bajas se pegue a la zona de diques.

Los 09 pilares del puente se protegerán con un manto de gaviones que se adaptarán a las erosiones del terreno asentándose.

## CAPÍTULO 02

### GEOLOGÍA

#### 2.1 CLIMA

Tratándose de una región costera y relativamente cercana al trópico, presenta un clima transicional entre las regiones calurosas y desérticas de la costa peruana y las regiones tropicales y húmedas que se desarrollan hacia el norte, en territorio ecuatoriano, en consecuencia, el área del proyecto se caracteriza por ser calurosa durante todo el año, con lluvias estacionales localizadas entre los meses de enero y marzo, las cuales presentan cíclicamente periodos anómalos de abundante pluviometría, tales eventos conocidos como fenómeno del Niño, suelen presentarse con gran intensidad, circunstancias en las que son particularmente destructivos ya que multiplican exageradamente el caudal del río Piura y de la escorrentía regional en general, tal como se muestra en la fig. 01. La temperatura promedio es de 25° C., con una máxima que fluctúa entre 30° C. y una mínima que varía entre 18 y 20 °C, con humedades relativas de 75 a 78%



Fig. 01

## **2.2 COBERTURA VEGETAL**

En la zona del proyecto existe una gran formación vegetal dominada por el algarrobal del género (*Prosopis* sp.), que recibe el nombre de “Desierto de Sechura”, esta área ha sido favorecida significativamente por la presencia del fenómeno “El Niño”, que ha permitido la regeneración de una alta diversidad vegetal. En el área costera o valle inferior hay formaciones vegetales propias como hongos y líquenes en las llanuras arenosas, y totorales en las cercanías de las riberas de los ríos principales. En el monte ribereño hay vegetación herbácea, arbustiva y arbórea (caña brava, carrizo, etc.).

## **2.3 TOPOGRAFÍA**

El relieve de su suelo presenta una topografía mayormente ondulada, con superficies llanas y planas, con una fisiografía distrital explanada, se aprecia también una zona de pendiente moderada, con tendencia a un regular drenaje natural hacia la cuenca del río Piura y zonas bajas. La formación ecológica del distrito corresponde a: Bosque seco subtropical, cuyo uso es principalmente agrícola. La vegetación natural existente es de tipo arbórea y arbustiva.

## **2.4 HIDROLOGÍA**

El río Piura pertenece al sistema hidrográfico de la Gran Cuenca del Pacífico, tiene su origen a 3400 m.s.n.m. en las inmediaciones del cerro Parathón, inicialmente toma el nombre de quebrada de Parathón hasta unirse con la quebrada Cashapite, para dar origen a la quebrada Chalpa, que al unirse con la llamada Overall, dan origen al río Huarmaca. Este río mantiene su nombre hasta la localidad de Serrán; por su margen izquierda recibe el aporte del Chignia o San Martín.

La unión del río Huarmaca con el Pusalca y el Pata dan origen al río Canchaque, que recorre con dirección Nor – Oeste hasta la confluencia con el río Bigote.

A partir de la unión de los ríos Canchaque y Bigote se denomina río Piura, que recorre con dirección Nor – Oeste hasta la localidad de Tambogrande, desde este punto hasta Curumuy recorre en dirección Oeste, para luego recorrer en dirección Sur – Oeste hasta la localidad de Catacaos donde se desvía de su cauce natural en dirección sur hasta la depresión que conforma la Laguna



Ramón de 12 Km<sup>2</sup> de espejo de agua denominada “La Niña”, esta laguna se conecta por el lado norte con la Laguna Ñapique de 8 Km<sup>2</sup> de espejo de agua. Cuando las dos lagunas se llenan durante el fenómeno de El Niño, el agua rebasa y se dirige hacia el oeste mediante un cauce natural, el cual conecta con la Laguna Las Salinas de 150 Km<sup>2</sup> de espejo de agua, la que se conecta finalmente con el Estuario de Virrilá para desembocar en el Océano Pacífico.

El río Piura tiene una longitud aproximada de 295 Km. Presenta una pendiente suave en un tramo de 248 Km. Entre la desembocadura y la conexión con el río Huarmaca, las pendientes varían de la siguiente manera:

- Laguna Ramón – Ciudad de Piura 0.03%
- Piura - Tambo grande 0.08%
- Tambo grande - Malacasí 0.13%
- Malacasí y confluencia Huarmaca – Chignia 0.35%
- El tramo final de 32 Km. tiene una pendiente promedio de 7.8%.

## 2.5 GEOMORFOLOGÍA

La Cuenca del Río Piura de 12,155 Km<sup>2</sup>, se ubica en el Departamento de Piura en el Norte del país y abarca parte de los territorios de las Provincias de Piura, Sullana, Morropón, Huancabamba, Ayabaca, Paita y la recientemente creada Provincia de Sechura. La cuenca en el sector costanero es servida por un buen sistema de carreteras y en el sector andino por carreteras de tercer orden y trochas. Geomorfológicamente, presenta dos zonas bien diferenciadas; la Occidental que constituye parte del Desierto de Sechura con terrenos plano-ondulados y la Oriental conformada al inicio por promontorios de baja altura que ascienden en el "Macizo de la Cordillera" hasta 3,644 msnm. En el territorio de la cuenca destacan dos grandes grupos litológicos, uno denominado Formaciones Superficiales constituido por un conjunto de depósitos poco o nada coherentes y las terrazas marinas o tablazos.

En la zona del proyecto se ha identificado 04 unidades hidrogeológicas: afloramientos rocosos, llanura aluvial, depósitos eólicos y depósitos marinos.

## 2.6 GEODINÁMICA

### 2.6.1 GEODINÁMICA EXTERNA

La cuenca, ha soportado fuertes procesos tectónicos que están relacionados con la Deflexión de Huancabamba. Numerosos tipos de fenómenos de geodinámica externa han afectado su territorio, entre ellos tenemos que las Inundaciones constituyen el principal fenómeno que afecta las zonas planas donde las cotas menos a 25 msnm. Son las más inundables; están relacionadas con el fenómeno meteorológico de "El Niño", que en el presente siglo se ha presentado más acentuado en 1925, 1957, 1972, 1983 y 1998 provocando en el 83 una precipitación pluvial de 2,381 mm. para el período Enero-Junio con una descarga del río de 11,153 millones de m<sup>3</sup> (Woodman-1984) y durante el 98 el río Piura alcanzó un caudal de 4,424 m<sup>3</sup>/s. Las áreas más afectadas por estos fenómenos se localizan en las áreas depresionadas existentes entre la Laguna Salinas y el Bajo Piura, zonas de Catacaos, La Arena, Piura, Chulucanas, etc. Derrumbes se observan en el Alto Piura y en los valles de sus principales afluentes así como en los cortes de las carreteras de penetración. Deslizamientos ocurren con poca frecuencia, los de mayor importancia son los de Palambra y La Capilla actualmente estabilizados. Huaycos ocurren en la parte media del valle del río Piura, y en sus principales afluentes y afectan a obras de infraestructura sobre todo vial. Desprendimientos de rocas ocurren en las áreas de morfología abrupta con taludes muy pronunciados, como el Paltashaco, San Pedro, Quelpon (Qda. San Jorge), Platanal (Qda. Yapatera), etc. Otro fenómeno de gran trascendencia en la pláncie costanera de la cuenca, son los Arenamientos, distinguiéndose desde muy jóvenes en el área Occidental de la pláncie costera entre la carretera Piura-Chiclayo, Qda. De Letira, Chato Chico, Cura Mori, Los Mores, Cucungará, etc. a antiguos muy potentes en la margen izquierda del río Piura (Sector de Chulucanas) y la Depresión de Ramón (Julian Grande, Julian Chico), etc.

## **2.6.2 GEODINÁMICA INTERNA**

Fenómenos de Geodinámica Interna (Sismos), ocurren con mucha periodicidad, en el presente siglo merecen destacar los sismos de 1912, 1928, 1953, 1959, 1970, 1971, etc., los que han causado destrucción de viviendas, terrenos agrícolas y pérdidas de vidas humanas.

Estos eventos de carácter súbito, impredecible e inalterable por el hombre presentan efectos directos (relacionados a la energía liberada) e indirectos (asociados a los deslizamientos, avalanchas, maremotos y tsunamis).

## **2.7 ESTRATIGRAFÍA**

La geología de la región circundante al área del proyecto, está definida por una secuencia litológica sedimentaria desarrollada a lo largo de los últimos 30 ma en una cuenca tectónicamente activa, con periodos alternos de subsidencia y emersión que condicionaron la formación de una cuenca sedimentaria epicontinental donde prevalecieron facies deltaicas y de marismas que se intercalan con niveles tobáceos que evidencian vulcanismo cercano, eventos coherentes con el estilo de tectónica distensiva que caracteriza la región.

La pila sedimentaria sobreyace mediante discordancia erosional sobre un complejo de granitoides y sedimentos no diferenciados, de edad paleozoica, que han sido sollevados constituyendo una cadena montañosa conocida como Cordillera de la Costa. Seguidamente describimos someramente, del tope al piso, las unidades estratigráficas que definen la columna regional, cuyos respectivos emplazamientos los podemos observar en el plano geológico adjunto en los anexos.

### **2.7.1 ROCAS CENOZOICAS**

#### **A. DEPOSITOS CUATERNARIOS**

Están constituidos por depósitos aluviales recientes emplazados a lo largo del cauce del río Piura y tributarios, así como de depósitos eólicos y depósitos mixtos de playa y lacustres.

En la serie Pleistoceno esta constituido por depósitos aluviales antiguos, así como también los Tablazos de Lobitos y Talara.

### **Depósitos Marinos**

Están constituidos por arenas de grano medio, con algo de cemento salino, eventualmente, se presentan niveles de gujarros. En conjunto, son algo densas y presentan coloraciones grisáceas y beige.

### **Depósitos Aluviales Antiguos**

Se encuentran en las partes bajas de la cuenca y consisten de una mezcla de cantos rodados y arena gruesa en bancos gruesos, densos, con incipiente estratificación y presencia de niveles lenticulares de arena. Presentan cierta estabilidad en los cortes naturales producidos por erosión fluvial.

### **Depósitos Aluviales Recientes**

Se hallan conformados por una mezcla de arena, gujarros y bolonería de variados tipos litológicos, los cuales conforman los lechos actuales de los ríos. Son fácilmente disgregables y escasamente densos; en gran parte, la parte superior de estos depósitos está tapizado por una capa de material limo arcilloso producto de los flujos de lodo que caracteriza a todo proceso aluvional, la cual es aprovechada para la agricultura.

## **B. DEPÓSITOS TERCIARIOS**

Está la formación Miramar correspondiente a la serie Mioceno y la formación Chira Verdum de la serie Eoceno.

### **Formación Miramar**

Constituido por conglomerados poco consolidados con matriz arenosa e intercalada con lentes de arena; hacia la parte superior se encuentran areniscas escasamente cementadas en estratos delgados, friables y con laminación cruzada. Lateralmente se interdigitan con areniscas amarillentas y lodolitas.

### **Formación Chira Verdúm:-**

La Formación Verdúm está compuesta por conglomerados cementados por carbonatos, areniscas macizas y lutitas con yeso; sobre esta secuencia yace areniscas fosilíferas con algunas intercalaciones de areniscas limonitizadas en estratos delgados y color beige, las mismas

que dan inicio a la sucesión de estratos de la Formación Chira. Sobre dichas areniscas se encuentran estratos de lutitas bentoníticas de colores beige y marrón oscuro y cemento salino, con algunas intercalaciones de areniscas amarillentas. En la parte superior de la secuencia, yacen lutitas diatomáceas bastante plásticas por humedecimiento y de carácter expansivo.

## **2.7.2 ROCAS MESOZOICOS**

### **CRETÁCICO**

#### **Formación La Mesa**

La formación la mesa esta compuesta de arenas de grano grueso y gravas, con cemento ferruginoso cementadas y muy duras; conglomerado rojo a casi negro, arenas blanco-amarillentas, rojo y púrpura, con estratificación cruzada; además contiene lentes discontinuos de arcilla fina arenosa y lentes de limolita.

## **2.7.3 ROCAS PALEOZOICOS**

El Paleozoico esta conformado por pizarras esquistosas, finaliza la secuencia con depósitos cuaternarios que se encuentran como depósitos de playa.

## **CAPÍTULO 03**

### **GEOTÉCNIA**

#### **3.1 COCEPTOS BÁSICOS**

##### **3.1.1 NATURALEZA DEL SUELO**

El suelo es intrínsecamente un sistema de partículas.

Las partículas discretas que constituyen un suelo no están unidas tan fuertemente como los cristales de los minerales y por tanto pueden moverse con relativa libertad unas respecto a otras.

Las partículas de los suelos son sólidos y no se pueden mover con la misma facilidad que los elementos de un fluido.

##### **3.1.2 NATURALEZA DE LA DEFORMACIÓN DEL SUELO**

La deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones de las partículas individuales especialmente por el deslizamiento entre las mismas.

##### **3.1.3 COMPORTAMIENTO DE LA FASE INTERSTICIAL**

El suelo es intrínsecamente un sistema de varias fases y los elementos de la fase intersticial influyen en la naturaleza de las superficies minerales por lo tanto afectan a los procesos de transmisión de fuerzas entre las partículas. Esta interacción entre fases se llama interacción química.

El agua puede circular a través del suelo ejerciendo un efecto sobre el esqueleto mineral que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre las partículas e influye sobre la resistencia del suelo a la compresión y al esfuerzo cortante. Esta interacción de fases se llama interacción física.

Cuando la carga aplicada a un suelo se hace variar repentinamente, esta variación es absorbida conjuntamente por el fluido intersticial y el esqueleto mineral. La variación de presión intersticial obliga al agua a moverse a través del suelo, con lo cual las propiedades del suelo varían con respecto al tiempo.

El proceso de expulsión gradual del agua se denomina Consolidación, y el tiempo empleado es el desfase hidrodinámico. El grado de compresión o consolidación producido hasta un determinado instante depende no solo de la

carga aplicada, sino también de la intensidad de los esfuerzos transmitidos en los contactos entre las partículas, es decir entre, de la diferencia entre los esfuerzos aplicados y la presión intersticial. Esta diferencia se denomina Esfuerzo Efectivo. (fue descubierto por Kart Terzaghi).<sup>1</sup>

### 3.2 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUELO

#### 3.2.1 RELACIONES ENTRE LAS FASES DE LOS SUELOS

Por tratarse de un sistema discontinuo de partículas un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de varias fases. Fig. 02

- La fase sólida que esta constituida por partículas minerales
- La fase gaseosa
- La fase líquida generalmente de agua.

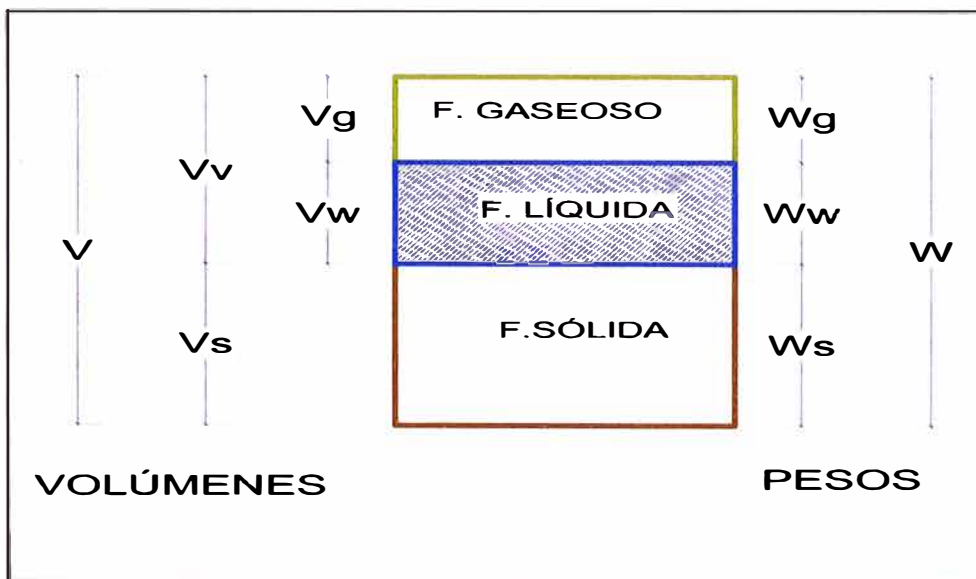


Fig. 02

#### A. RELACIÓN DE VOLÚMENES

**POROSIDAD (n).**- Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra de suelo.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

<sup>1</sup> Mecánica de Suelos, T. William Lambe, Robert V. Whitman

**RELACION DE VACÍOS (e).**- Es la relación del volumen de vacíos entre el volumen de sólidos de suelo en una masa dada.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

**GRADO DE SATURACIÓN DEL AGUA (Gw).**- Es la relación del volumen de agua en los espacios vacíos entre el volumen de vacíos, expresado en porcentaje.

$$G_w = \frac{V_w}{V_v}$$

**GRADO DE SATURACIÓN DEL AIRE (Ga).**- Es la relación entre el volumen de aire presente en los poros y el volumen de vacíos.

$$G_a = \frac{V_a}{V_v}$$

## B. RELACION EN PESO

**CONTENIDO DE HUMEDAD (w).**- Es la relación del peso de agua entre el peso de partículas sólidas en una masa de suelo.

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

## C. RELACIÓN DE PESO Y VOLUMEN

**PESO ESPECÍFICO DEL AGUA DESTILADA ( $\gamma_o$ ).**- Es el valor del  $\gamma_o$  del agua a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel medio del mar. Donde  $\gamma_o = 1 \text{ Ton/m}^3$ .

**PESO ESPECÍFICO DEL AGUA ( $\gamma_w$ ).**- Es la relación entre el peso del agua entre el volumen del agua. En condiciones reales de trabajo su valor difiere poco con el  $\gamma_o$  siendo considerados generalmente en la practica como iguales.

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

**PESO ESPECÍFICO DE LA FASE SÓLIDA ( $\gamma_s$ ).**- Es la relación entre el peso de la fase sólido entre su volumen.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$



**PESO ESPECÍFICO DE LA MASA ( $\gamma_m$ ).**- Es la relación entre el peso de la muestra y su volumen. Para la mayoría de los suelos el  $\gamma_m$  esta comprendido entre 2.6 y 2.8 g/cc.

$$\gamma_m = \frac{W}{V}$$

**PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LA MASA DE SUELO ( $S_m$ ).**- Es la relación entre el peso específico de la masa de suelo y el peso específico del agua destilada.

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o}$$

**PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS ( $S_s$ ).**- Es la relación entre el peso específico de la fase sólida y el peso específico del agua destilada.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

**DENSIDAD RELATIVA ( $D_r$ ).**- Es la relación entre la diferencia de la relación de vacíos en la condición mas suelta posible y la relación de vacíos del suelo y la diferencia entre la relación de vacíos en la condición mas suelta posible y la relación de vacíos mas densa posible.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

### 3.3 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución de las partículas por tamaño en una muestra de suelo se expresa mediante un gráfico que relaciona el porcentaje de partículas de tamaño inferior, en peso, con cada diámetro.

#### 3.3.1 SUELOS GRANULARES

El análisis granulométrico se realiza por tamizado, y sus propiedades están relacionadas al tamaño de sus granos. Es así que en suelos granulares la permeabilidad es alta y que la compresibilidad es baja comparado con suelos finos.

Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso:

- **COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD ( $C_u$ ).**- Es la relación entre el diámetro correspondiente al porcentaje que pasa el 60% y el diámetro correspondiente al porcentaje que pasa el 10%.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- **COEFICIENTE DE CURVATURA ( $C_c$ ).**- Es la relación entre el cuadrado del diámetro correspondiente al porcentaje que pasa el 30% y el producto del diámetro correspondiente al porcentaje que pasa el 10% con el diámetro correspondiente al 60%.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

La densidad relativa y los parámetros granulométricos son propiedades muy útiles para clasificar en el laboratorio las arenas y las gravas.

### 3.3.2 SUELOS COHESIVOS

Las arcillas y los limos son suelos que corresponde a suelos cohesivos y el análisis granulométrico se realiza por hidrómetro. La curva granulométrica obtenida de suelos finos no se relaciona con propiedades útiles de ingeniería. Por lo tanto en el diseño de cimentaciones no se suele hacer este tipo de análisis. En suelos cohesivos el contenido de humedad es una propiedad muy importante para fines de ingeniería por ello para suelos cohesivos se establecen los límites en el contenido de humedad.

#### LÍMITES DE ATTERBERG

Son contenidos de humedad que definen los diferentes estados de consistencia del suelo y son:

- **LÍMITE LÍQUIDO (LL).**- Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta en forma plástica.

- **LÍMITE PLÁSTICO (LP).**- Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo puede considerarse como no plástico.
- **LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC).**- Es el contenido de humedad con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua.

**INDICE DE PLASTICIDAD (IP).**- Es la diferencia entre el límite líquido y el plástico y es una excelente medida de la arcillosidad del suelo.

$$IP = LL - LP$$

**INDICE DE LIQUIDEZ (IL).**- Es un parámetro equivalente a la densidad relativa de los suelos granulares. El índice de liquidez es una buena medida excelente de la consistencia de un suelo cohesivo.

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP}$$

### 3.4 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La clasificación de suelos consiste, en incluir un suelo a un grupo que presenta un comportamiento semejante. Las características utilizadas son la granulometría y la plasticidad.

Hay dos sistemas principales de clasificación:

#### 3.4.1 SISTEMA AASHTO

Los suelos pueden clasificarse según ocho grupos principales, A-1 al A-8, los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8.

#### 3.4.2 SISTEMA UNIFICADO

Este sistema se usa en prácticamente en todo trabajo de geotecnia. En el sistema unificado los siguientes símbolos se usan como identificación.

G : Grava

S : Arena

- M : Limo
- C : Arcilla
- O : Limos orgánicos y arcilla
- Pt : Turba y suelos altamente orgánicos
- H : Alta plasticidad
- L : Baja plasticidad
- W : Bien graduados
- P : Mal graduados

Al clasificar un suelo se debe proporcionar el nombre del grupo que describe generalmente al suelo, junto con el símbolo respectivo. Tanto para suelos granulares y finos la clasificación esta basado en la norma ASTM D-2487. La tabla 01 nos muestra los tipos de suelos:

Tabla 01; Clasificación de Suelos

| SÍMBOLO | NOMBRE TÍPICO   | DESCRIPCIÓN  |
|---------|---|--|
| GW      | Grava bien graduada, mezcla de grava y arena con pocos finos o sin ellos. | Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios           |
| GP      | Gravas mal graduadas, mezcla de arena y grava con pocos finos o sin ellos | Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, son ausencia de algunos tamaños intermedios. |
| GM      | Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo.             | Fracción fina no plástica.   |
| GC      | Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.       | Finos plásticos.   |

|    |   |  |
|----|---|--|
| SW | Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos.   | Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.          |
| SP | Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos.  | Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios. |
| SM | Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas   | Finos no plásticos.  |
| SC | Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas   | Finos plásticos.   |
| ML | Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad               | Resistencia a la disgregación nula a ligera<br><br>Tenacidad nula                          |
| CL | Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras. | Resistencia a la disgregación media a alta<br><br>Tenacidad media                          |
| OL | Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.   | Resistencia a la disgregación ligera a media<br><br>Tenacidad ligera                       |
| MH | Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, limos elásticos,                               | Resistencia a la disgregación ligera a media<br><br>Tenacidad ligera a media               |

|    |   |  |
|----|---|--|
| CH | Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas. | Resistencia a la disgregación alta a muy alta  |
| OH | Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.               | Resistencia a la disgregación media a alta<br>Tenacidad ligera a media                                     |
| Pt | Turba y otros suelos altamente orgánicos.                     | Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa. |

### 3.5 PERMEABILIDAD HIDRÁULICA DEL SUELO

Los espacios vacíos o poros entre los granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe saber cuanta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para drenar antes y durante la construcción de cimentaciones. Darcy (1856) propuso la siguiente ecuación para calcular la velocidad de flujo de agua a través del suelo.

$$v = k.i$$

Donde:

$v$  = velocidad de Darcy (cm/s)

$\kappa$  = permeabilidad hidráulica del suelo (cm/s)

$i$  = gradiente hidráulico ; donde:  $i = \frac{\Delta h}{L}$

<sup>1</sup> La elaboración de la tabla 01 esta basado en el libro de T. William Lambe y Robert V. Whitman. Mecánica de Suelos

### 3.6 ESFUERZO EFECTIVO

El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  en cualquier dirección esta definido como la diferencia entre el esfuerzo total  $\sigma$  en dicha dirección y la presión del agua  $\mu$  que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos.

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

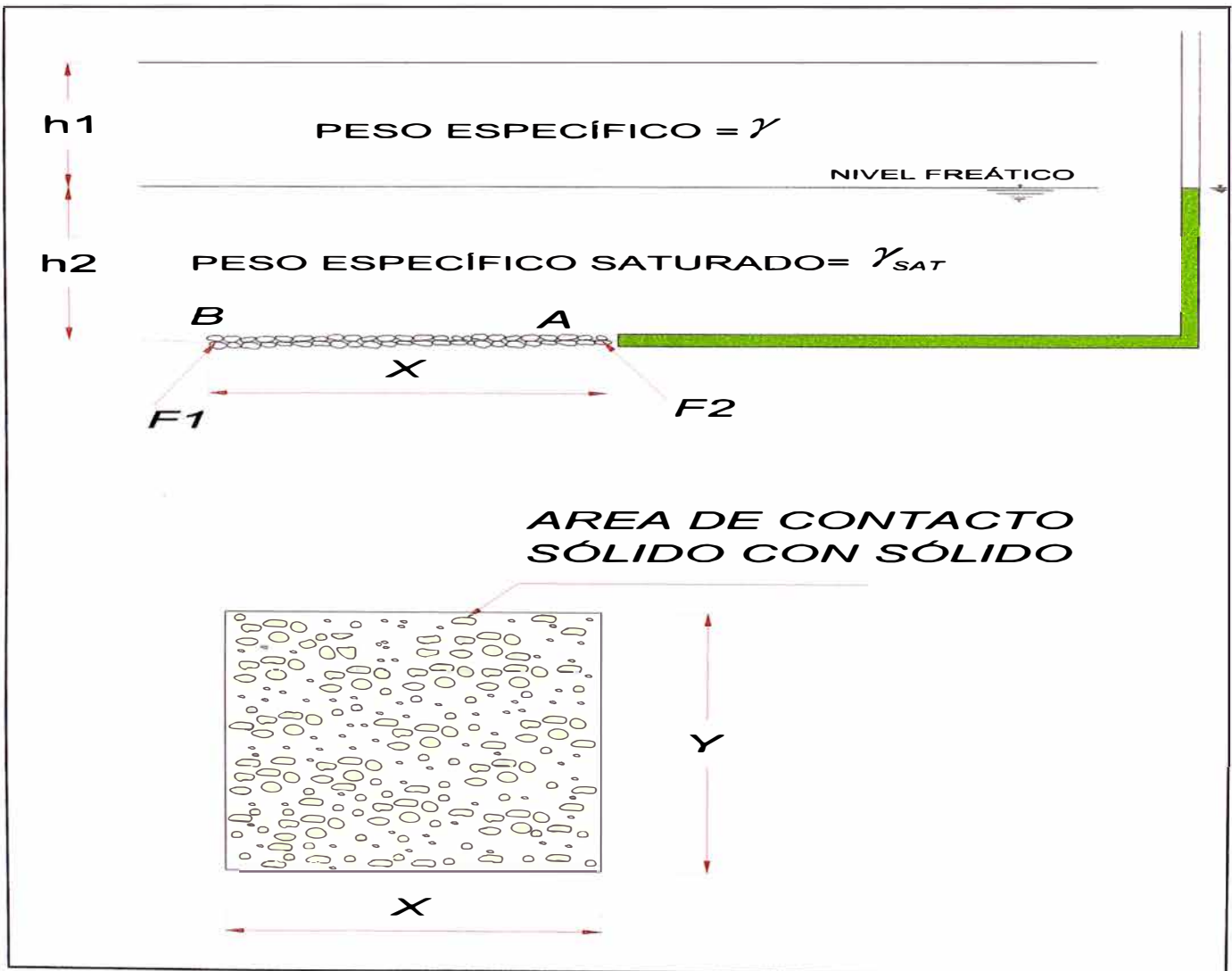


Fig. 03<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Gráfico: Braja M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones

Consideramos un esfuerzo vertical en el punto A situado a una profundidad  $h_1 + h_2$  debajo de la superficie del terreno, (Fig. 03). El esfuerzo vertical total  $\sigma$  en A es:

$$\sigma = \gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2$$

Donde  $\gamma$  y  $\gamma_{sat}$  son los pesos específicos arriba y abajo del nivel freático, respectivamente.

El esfuerzo total es soportado parcialmente por el agua de poro en los espacios vacíos y otra parte por los sólidos de suelo en sus puntos de contacto. Si consideramos un plano de corte AB del gráfico mostrado, y su respectiva vista de planta, (Fig. 03) observamos los pequeños puntos de contacto entre los sólidos del suelo, si las sumas de esas áreas es A, el área ocupada por el agua es igual a XY-A. La fuerza tomada por el agua de poro en el área mostrada en la figura es:

$$F_w = (X.Y - A) \cdot \mu$$

Donde  $\mu =$  presión de agua de poro  $= \gamma_w \cdot h_2$

Sean ahora  $F_1, F_2, \dots$  las fuerzas en los puntos de contacto de los sólidos del suelo tal como se muestra en el gráfico, la suma de las componentes verticales de esas fuerzas sobre un área horizontal XY es:

$$F_s = \sum F_{1(V)} + F_{2(V)} + \dots$$

Por equilibrio

$$\sigma \cdot XY = F_w + F_s \quad \text{ó}$$

$$\sigma \cdot XY = (XY - A) \cdot \mu + F_s$$

Y entonces

$$\sigma = (1 - a) \cdot \mu + \sigma'$$

Donde  $a = A / XY =$  fracción del área unitaria transversal ocupada por el contacto sólido a sólido.

$\sigma' = F_s / (XY) =$  Componente vertical de las fuerzas en los puntos de contacto sólido a sólido sobre un área transversal unitaria.



El término  $\sigma'$  se denomina esfuerzo efectivo vertical. La cantidad  $u$  en la ecuación es muy pequeña. Entonces,

$$\sigma = \mu + \sigma'$$

$\sigma'$  está relacionado con el contacto entre sólidos del suelo, sus cambios inducirán variaciones de volumen. También es responsable de producir resistencia friccional en los suelos y rocas. Para suelos secos,  $u = 0$ ; por consiguiente,  $\sigma = \sigma'$ .

Para el caso del gráfico tenemos:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Reemplazando:

$$\sigma' = \gamma \cdot h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_2 - \gamma_w \cdot h_2$$

$$\sigma' = \gamma \cdot h_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h_2$$

$$\sigma' = \gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2$$

Donde:  $\gamma' =$  peso específico efectivo o peso sumergido del suelo.

### 3.7 CONSOLIDACIÓN

En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa, por ejemplo con la construcción de una cimentación, la presión de poro del agua se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo. En la Fig. 04, si consideramos  $\Delta p$  como una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo total  $\Delta \sigma$  en cualquier profundidad del estrato de arcilla será igual a  $\Delta p$ , o

$$\Delta \sigma = \Delta p$$

Sin embargo, en el tiempo  $t = 0$  (es decir, inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad  $\Delta u$ , será igual a  $\Delta p$ , o

$$\Delta u = \Delta h_i \cdot \gamma_w = \Delta p \quad (\text{en el tiempo } t = 0)$$

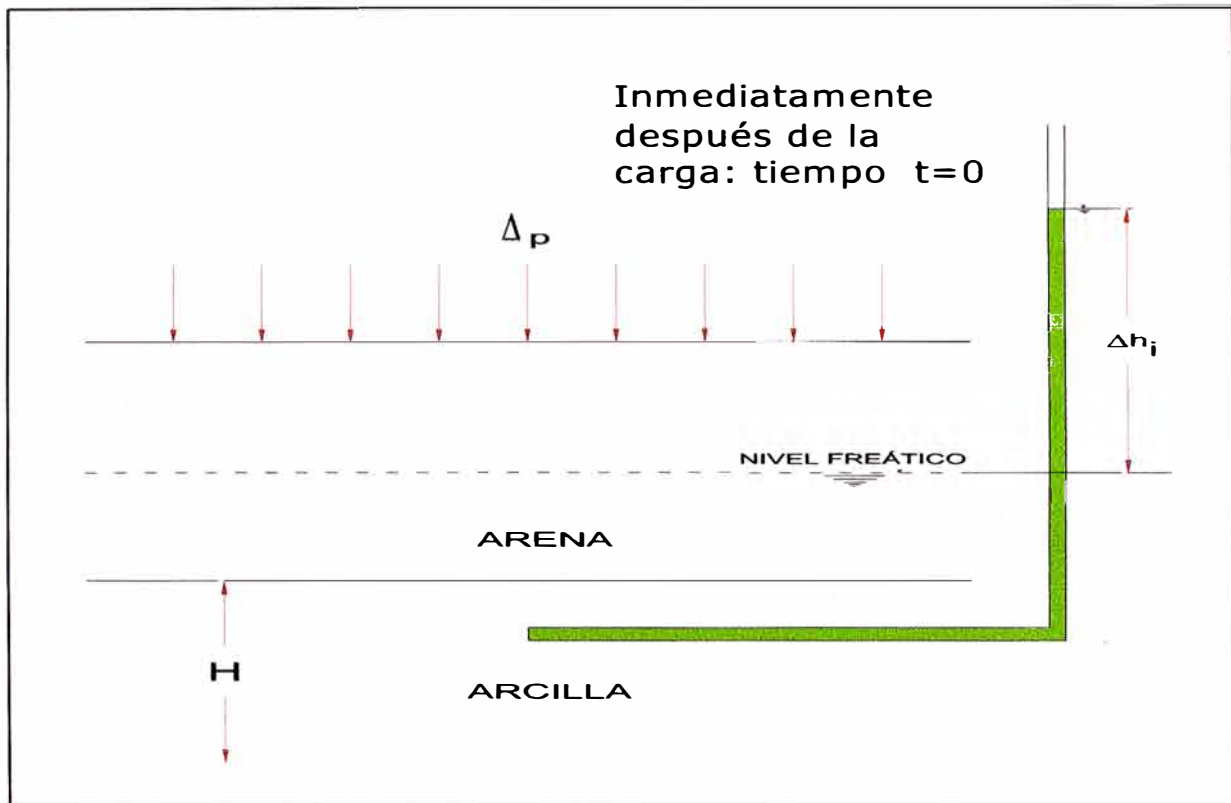


Fig. 04

Además el incremento de esfuerzo efectivo en el tiempo  $t = 0$  será:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta\mu = 0$$

Teóricamente, en el tiempo  $t = \infty$ , cuando todo el exceso de presión de poro en el estrato de arcilla se ha disipado como resultado del drenado hacia los estratos de arena,

$$\Delta\mu = 0 \quad (\text{en el tiempo } t = \infty)$$

Entonces, el incremento del esfuerzo efectivo en la capa de arcilla es:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta\mu = \Delta p - 0 = \Delta p$$

Este incremento gradual ocasionará asentamiento durante cierto tiempo y se le conoce como consolidación.

### 3.8 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

El asentamiento unidimensional por consolidación (causada por una carga adicional) de una capa de arcilla con espesor  $H_c$  puede calcularse como:

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} \cdot H_c$$

Donde  $S$  = asentamiento

$\Delta e$  = cambio total de la relación de vacíos causada por la aplicación de carga adicional

$e_o$  = relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga.

### 3.9 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Es el proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas. Tiene como propósito de obtener información que ayuden al ingeniero geotécnico en:

- Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- Estimar el asentamiento probable de una estructura.
- Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelos expansivos, suelo colapsable, relleno sanitario, etc).
- Determinar la localización del nivel freático.
- Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tablaestacados, pilotes etc.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del suelo.

También puede ser necesario cuando se contempla adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

### 3.9.1 PROCEDIMIENTOS PARA MUESTREO DEL SUELO

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante una exploración del subsuelo: *alteradas e inalteradas*. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

- Análisis granulométrico
- Determinación de los límites de líquido y plástico
- Peso específico de los sólidos del suelo
- Determinación del contenido de humedad
- Determinación del contenido orgánico
- Clasificación de suelo

Sin embargo, las muestras alteradas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o de resistencia cortante, ya que estas deben hacerse con muestras inalteradas. Los ensayos a estudiar son:

#### A. ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR – SPT

**Norma:** ASTM D 1556

Es un ensayo in-situ que consiste en un muestreador con un diámetro interior de 1 1/8" y un diámetro exterior de 2", que es hincado en el suelo utilizando un peso de 140 libras que cae de 30 pulgadas. El número de golpes se registra cada 6 pulgadas de penetración hasta un máximo de 100 golpes. La resistencia a la penetración  $N$ , es el número de golpes requerido para introducir el muestreador las últimas 12 pulgadas. Si el número de golpes llega a 100, la resistencia a la penetración se registra como el número de golpes requerido para hincar el muestreador las últimas 12 pulgadas, o si no se alcanza 12 pulgadas, la resistencia a la penetración se registra como 100 entre el número de pulgadas hincadas. El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente usado como

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100)$$

Donde:  $A_R$  = relación de áreas

$D_o$  = diámetro exterior del tubo muestreador

$D_i$  = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de áreas es de 10% o menor la muestra se considera como inalterada.

Para arenas y arcillas los términos descriptivos de acuerdo a la resistencia a la penetración están dados por las tablas 02 y 03:

Tabla 02

**COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA<sup>1</sup>**

| <b>Número de golpes del SPT</b> | <b>Compacidad Relativa</b> |
|---------------------------------|----------------------------|
| 0 - 4                           | Muy Suelta                 |
| 5 - 10                          | Suelta                     |
| 11 - 20                         | Firme                      |
| 21 - 30                         | Muy Firme                  |
| 31 - 50                         | Densa                      |
| Más de 50                       | Muy Densa                  |

Tabla 03

**COMPACIDAD RELATIVA DE SUELOS COHESIVOS<sup>2</sup>**

| <b>Nº de Golpes del SPT</b> | <b>Consistencia</b> | <b>Resistencia a la Compresión no Confinada en (kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|-----------------------------|---------------------|---|
| < 2                         | Muy Blanda          | 0 - 25  |
| 2 - 4                       | Blanda              | 25 - 50   |
| 4 - 8                       | Media               | 50 - 100  |
| 8 - 15                      | Firme               | 100 - 200   |
| 15 - 30                     | Muy Firme           | 200 - 400   |
| > 30                        | Dura                | > 400   |

<sup>1</sup> Jorge E. Alva Hurtado, Diseño de Cimentaciones

<sup>2</sup> Braja M. Das, Principios de ingeniería de Cimentaciones

## B. ASCULTACIÓN DINÁMICA CON CONO TIPO PECK (ACP)

El ensayo de auscultación con cono dinámico consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleará para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar (STP, ASTM D 1586), en el que se reemplaza la cuchara estándar por un cono de 6.35 cm (2.5") diámetro y 60° de ángulo en la punta. Este cono se hinca en forma continua en el terreno. El registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm. El resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm de penetración.

El cono tipo Peck debe calibrarse con respecto al Ensayo de Penetración Estándar con la finalidad de obtener el parámetro  $b$  a usar en la expresión siguiente para obtener  $N$ :

$$N = b.C_n$$

$N$  = número de golpes por 30 cm de penetración en el Ensayo de Penetración Estándar

$C_n$  = número de golpes por 30 cm de penetración con el cono dinámico tipo Peck

$b$  = coeficiente de correlación.

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No deben ejecutarse ensayos con cono tipo Peck en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación en base a auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida en base a la ejecución de calicatas, trincheras o

perforaciones. El uso del cono de Peck se recomienda hasta 8 metros de profundidad. En ningún caso se debe superar los 10 metros.

### 3.9.2 PREPARACIÓN DE REGISTROS DE PERFORACIÓN

La información detallada obtenida de cada barreno se presenta en forma gráfica llamada *registro de perforación*. Conforme se avanza hacia abajo con un barreno, el perforista debe generalmente indicar la siguiente información en un registro estándar:

- Nombre y dirección de la compañía perforadora.
- Nombre del perforista.
- Descripción y número de la tarea.
- Número y tipo de barreno y localización del mismo.
- Fecha de la perforación
- Estratificación del subsuelo, que puede ser obtenida por observación visual del suelo sacado por barrena o penetrómetro estándar.
- Evaluación y fecha del nivel freático observado.
- Resistencia a la penetración estándar y la profundidad de la prueba por penetración estándar SPT.
- Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recolectada.

Esta información nunca debe dejarse a la memoria porque frecuentemente conduce a registros erróneos.

### 3.9.3 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

Varios tipos de procedimiento de exploración geofísica permiten una rápida evaluación de las características del subsuelo. Estos permiten una rápida cobertura de grandes áreas y son menos caros que la exploración convencional por medio de barrenos. Sin embargo en muchos casos, una interpretación definitiva de los resultados es bastante difícil. Por esa razón, esos procedimientos deben usarse solo para trabajos preliminares. Existen diferentes procedimientos de exploración geofísica, aquí presentaré el método de refracción sísmica.

- ❖ Reflexión sísmica
- ❖ Refracción sísmica
- ❖ Ondas superficiales

#### ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

Los sondeos por refracción sísmica son útiles para obtener información preliminar acerca del espesor de los estratos de suelo y de la profundidad de la roca o suelo firme en un sitio. Los métodos por refracción se conducen por impactos en un determinado punto sobre la superficie y se observa la primera llegada de la perturbación (ondas de esfuerzo) en varios otros puntos de la superficie. El impacto se crea por un golpe de martillo o por pequeñas cargas explosivas. La primera llegada de ondas perturbadoras en varios puntos es registrado por geófonos. Fig. 05

El impacto sobre la superficie del terreno crea dos tipos de onda de esfuerzos: ondas P (u ondas planas) y ondas S (u ondas de corte). Las ondas P viajan más rápido que las ondas S; por consiguiente la primera llegada de ondas perturbadoras estará relacionada con las velocidades de las ondas P en varios estratos. La velocidad de las ondas P en un medio es:

Donde:

$$v = \sqrt{\frac{g.E.(1 - \mu)}{\gamma.(1 - 2.\mu)(1 + \mu)}}$$

E = Modulo de elasticidad del medio



$g$  = Aceleración debido a la gravedad

$\gamma$  = Peso específico del medio

$\mu$  = Relación de Poisson

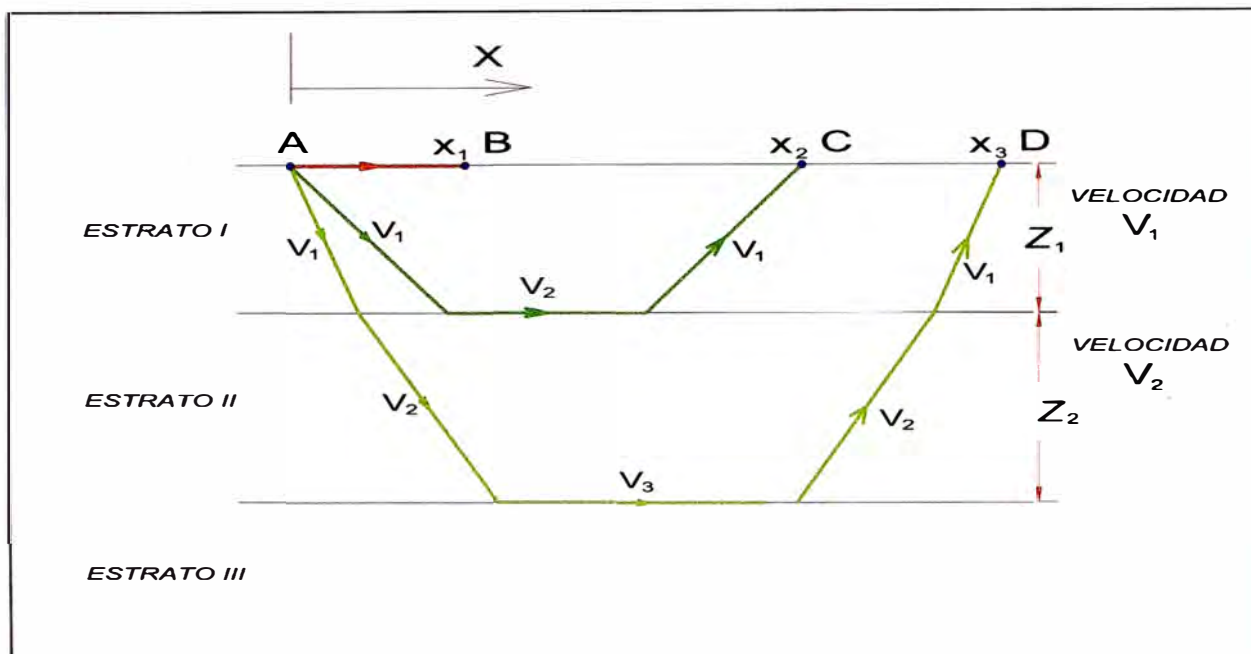


Fig. 05

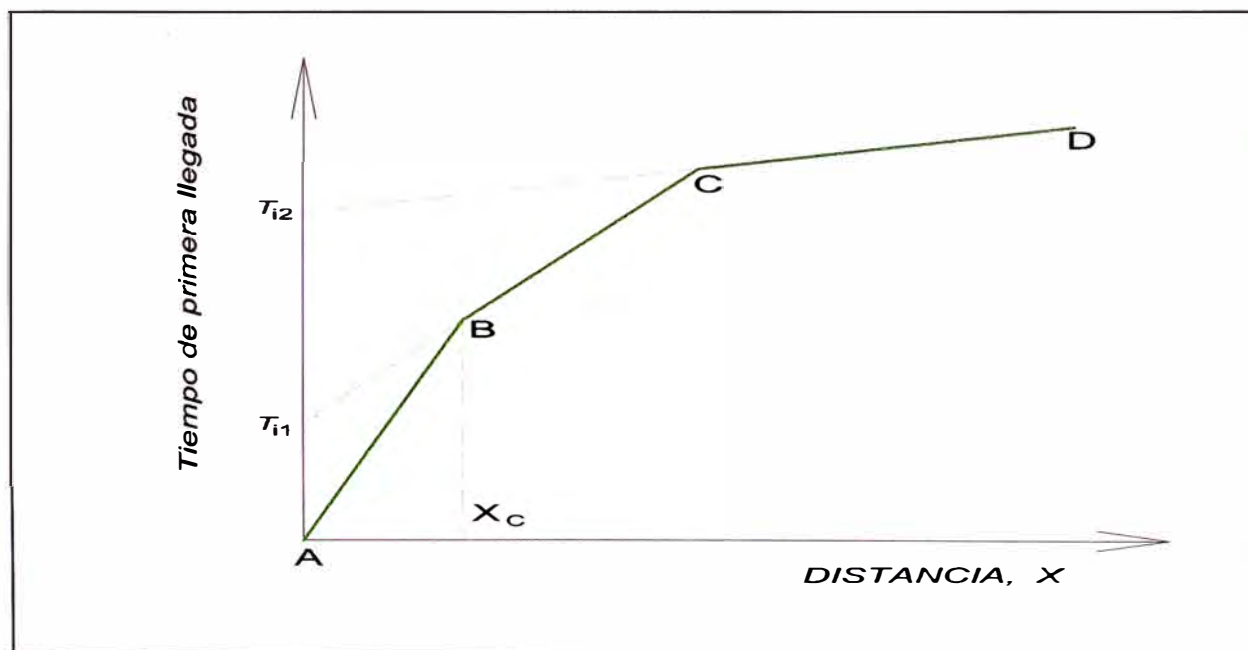


Fig. 06

<sup>1,2</sup> Gráficos (fig. 05 y fig. 06). Braja M. Das, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

Para determinar el espesor del estrato I se emplea la siguiente formula:<sup>1</sup>

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \cdot x_c$$

El valor de  $x_c$  se obtiene de la fig. 06

Para determinar el espesor del segundo estrato  $Z_2$  se emplea la formula:<sup>2</sup>

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[ T_{i2} - 2 \cdot Z_1 \cdot \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1} \right] \cdot \frac{v_3 \cdot v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

Donde  $T_{i2}$  es el cruce del tiempo de la línea CD en la fig. 06 prolongada hacia atrás.

Tabla 04: Rango de velocidades de las ondas P en varios suelos y rocas<sup>3</sup>

| Descripción                   | Velocidad Vp  |             |
|-------------------------------|---------------|-------------|
|                               | Pies/s        | m/s         |
| Suelo intemperizado           | 800 a 2000    | 240 a 610   |
| Grava o arena seca            | 1500 a 3000   | 460 a 915   |
| Arena saturada                | 4000 a 6000   | 1220 a 1830 |
| Arcilla saturada              | 3000 a 9000   | 910 a 2750  |
| Agua                          | 4700 a 5500   | 1430 a 1665 |
| Agua de mar                   | 4800 a 5000   | 1460 a 1525 |
| Arenisca                      | 6000 a 13000  | 1830 a 3960 |
| Esquistos, arcilla esquistosa | 9000 a 14000  | 2750 a 4270 |
| Tiza                          | 6000 a 13000  | 1830 a 3960 |
| Caliza                        | 7000 a 20000  | 2134 a 6100 |
| Granito                       | 15000 a 19000 | 4575 a 5800 |
| Roca metamórfica              | 10000 a 23000 | 3050 a 7000 |

<sup>1,2</sup> las formulaciones lo realizó: Braja M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones

<sup>3</sup> Los valores mencionados en la tabla se obtuvo del: CISMID

### 3.10 PRUEBAS DE LABORATORIO

Básicamente, las pruebas de laboratorio generan datos más exactos sobre las propiedades ingenieriles del suelo o terreno que las interpretaciones de las pruebas simples de campo (siempre que las muestras sean en verdad representativas de las condiciones del subsuelo). El análisis de suelos en laboratorios a sufrido un gran desarrollo con mucha variedad en criterios y métodos, interrelacionadas unas con otras.

La American Society for Testing and Materials (**ASTM**) publica periódicamente un resumen de esos procedimientos. Muchas de las técnicas de prueba son exclusivamente aplicables a ciertos grupos de suelos, por lo que los datos resultan incorrectos cuando se intenta su utilización de alguna otra manera. Cuando estructuras afectables por los asentamientos, grandes terraplenes, presas o taludes pronunciados se van a cimentar sobre suelos blandos o de propiedades inciertas, conviene realizar pruebas de laboratorio sobre muestras representativas.

Sin embargo, dichas pruebas son costosas y lentas, por lo que, salvo en proyectos muy importantes, generalmente sólo se realizan unas cuantas de ellas. Por todo lo anterior, las muestras para análisis se deben escoger cuidadosamente.

Las pruebas de laboratorio tomadas en cuenta en cimentaciones son:

#### 3.10.1 PRUEBAS DE INDICE

Sirve para determinar las propiedades del suelo, utilizada en la clasificación de los suelos las cuales deben cumplir los siguientes atributos:

- La propiedad debe ser simple de expresarse, y tener un valor numérico
- Debe ser posible de medirse rápidamente
- La medición de la propiedad debe ser de bajo costo
- La propiedad debe ser significativa
- La propiedad debe ser reproducible

Entre las pruebas índices tenemos: los límites de Atterberg, de densidad y de distribución granulométrica, sirven para clasificar y caracterizar los suelos,

conocer sus características ingenieriles generales, evaluar su aptitud como material de relleno y estimar su potencialidad de corrección mediante las técnicas de mejora del terreno. Es común realizar varias de estas pruebas en cada estrato de interés.

### **3.10.2 PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD**

Entre ellas tenemos a las pruebas de consolidación y de compresión triaxial generan valores que permiten evaluar los asentamientos que ocurren bajo carga. Las pruebas de consolidación se hacen sobre suelos plásticos, mientras que las de compresión triaxial se destinan a suelos granulares. Asimismo, las pruebas de consolidación y la máxima presión a que ha sido sometido el suelo con anterioridad. Las pruebas de compresión triaxial también sirven para evaluar la rigidez de las arenas (una propiedad que aumenta al elevarse la presión de confinamiento) y el incremento de resistencia de las arcillas por consolidación.

### **3.10.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA EN LABORATORIO**

Miden la resistencia del suelo a fin de calcular su capacidad de carga, la resistencia a los empujes laterales de la propia tierra y la estabilidad de los taludes. La resistencia de las arenas se mide por medio de pruebas triaxiales y directas de esfuerzo cortante. Las pruebas con cizalla de espas, compresión y confinamiento y compresión triaxial, que se realizan en laboratorio, son aplicables a los suelos de tipo cohesivo.

Al efectuar las pruebas de resistencia, es necesario que las condiciones de drenaje durante ellas reproduzcan lo más fielmente posible las condiciones que prevalecerán en el estrato del suelo o terreno cuando se imponga la carga esperada. Todas las pruebas, salvo la triaxial, se realizan en condiciones no drenadas y se aproximan a las condiciones de carga rápida del terreno, como sucede con la mayoría de las cimentaciones y excavaciones para construcción. Las pruebas triaxiales permiten realizar los estudios bajo condiciones no drenadas, consolidadas no drenadas y consolidadas drenadas. Las pruebas que se realizan en condiciones drenadas sirven para conocer factores como la estabilidad bajo un terraplén después de haber disipado las presiones excesivas en los poros. Si existe la posibilidad de que las arenas saturadas sueltas queden sometidas a cargas sísmicas, su resistencia a cargas cíclicas y su potencial de licuefacción se miden mediante pruebas triaxiales cíclicas.

En el caso del puente Independencia donde la cimentación es pilotada, se hace menester analizar los suelos arenosos y arcillosos en condiciones saturadas, por ello se presenta dichas pruebas.

### **A. ENSAYO TRIAXIAL UU**

El tiempo de consolidación completa bajo los esfuerzos finales en arcillas saturadas es relativamente alto comparado con las velocidades de construcción, por ésta razón se asume que no ocurrirá drenaje o consolidación en la arcilla, y la medida de la resistencia al corte deberá ser para esta condición de carga. Es por eso que en este caso el procedimiento de ensayo triaxial es el de:

no consolidado - no drenado, es decir ensayo UU.

#### **Primer estado**

Se toman muestras idénticas, y en ellas se aplica diferente estados iniciales de esfuerzo (presiones de confinamiento) en la celda Triaxial, pero no se permitirá consolidar a los especímenes bajo los esfuerzos aplicados.

#### **Segundo estado**

Se carga hasta la falla a cada uno de los especímenes sin permitir drenaje.

#### **Resultado**

Cuando se produce un aumento en la presión de confinamiento (esfuerzo hidrostático) a una arcilla saturada y no se permite la consolidación, la presión de poros aumenta en una cantidad igual al añadido. En este caso no existe un cambio en el esfuerzo efectivo. Por consiguiente, en los ensayos presentados no se esperaría la ocurrencia de cambio en el esfuerzo efectivo antes de cargarlos hasta la falla. Bajo esta condición se espera que todos los especímenes tengan la misma Resistencia al Corte.

En la fig. 07 la Resistencia al Corte ( $S$ ) es la misma para todas las especie. La envolvente de falla es una línea horizontal, representada por  $\phi = 0$ .

La resistencia al corte puede expresarse por la ecuación:

$$S = Cu$$

Donde: la intersección de cohesión en el diagrama de Mohr fue medida utilizando procedimientos no consolidados - no drenados. (Ensayo UU).

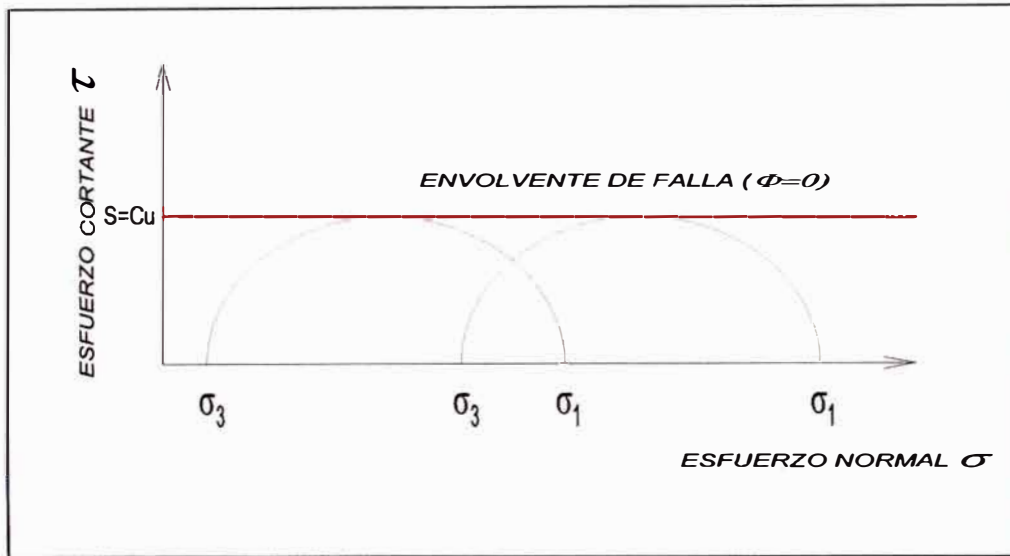


Fig. 07

## B. ENSAYO DE COMPRESIÓN NO COFINADA

Este tipo de ensayo implica que la muestra no se confina con una membrana de jebe ni con presión de confinamiento. La carga axial simplemente se incrementa hasta la falla, análoga al ensayo de compresión del concreto. Este ensayo se hace en forma rápida para evitar drenaje o consolidación. El esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  es igual a cero, y el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  es igual al esfuerzo axial en la falla. El esfuerzo axial en la falla se denomina resistencia a la compresión no confinada,  $q_u$  (fig. 08). La resistencia al corte ( $S=Cu$ ) es igual a un medio de la resistencia a la compresión no confinada.

$$S = Cu = \frac{q_u}{2}$$

Teóricamente, el valor  $Cu$  medido en los ensayos de compresión no confinada debería ser igual de  $Cu$  medido en ensayos triaxiales del tipo no consolidado - no drenado (UU), sin embargo el ensayo de compresión no confinada produce valores más bajos. Aunque el ensayo de compresión no confinada subestima la resistencia cortante de muchos se utiliza a menudo para estimaciones preliminares de diseño y para determinar cual resistencia cortante es la crítica para el diseño. En algunos casos el ensayo de compresión no confinada puede indicar que el suelo tiene una resistencia más que adecuada para propósitos de diseño por lo que es innecesario ejecutar ensayos más precisos.

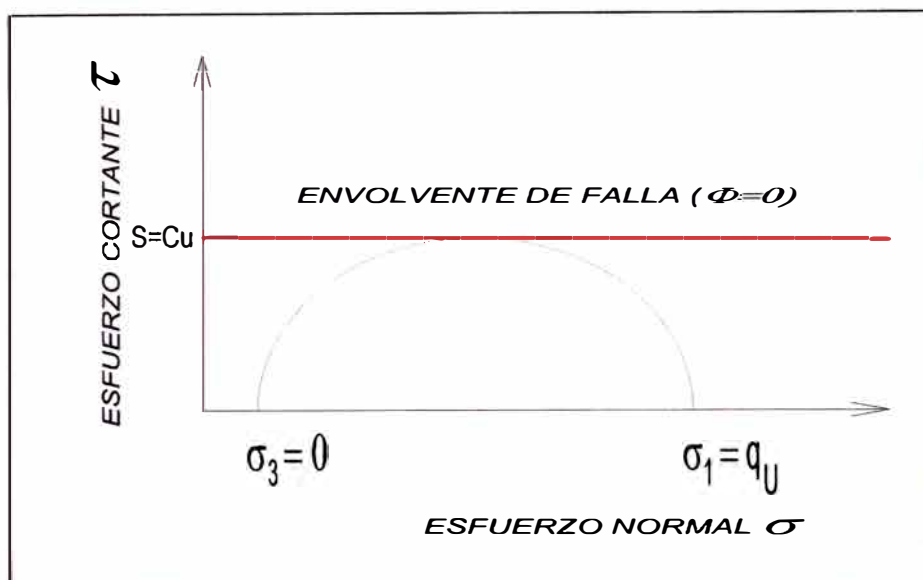


Fig. 08

### C. ENSAYO TRIAXIAL CD

La velocidad de carga de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena consolide y drene completamente, independientemente de que sea seca o saturada. De éste modo el procedimiento de ensayo apropiado a utilizar será el consolidado-drenado (CD). Al graficar los resultados de una serie de ensayos consolidados-drenados en arena saturada, es conveniente utilizar los esfuerzos efectivos  $\sigma'$ , en lugar de esfuerzos totales como se ve en la fig. 09

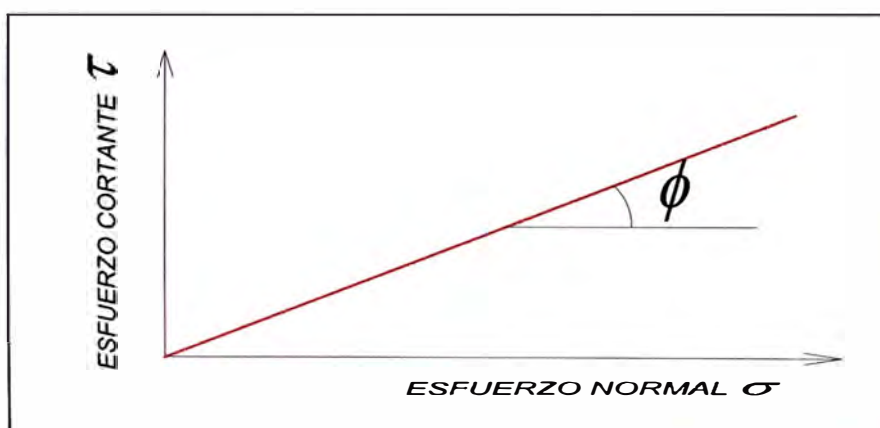


Fig. 09

$\phi$  es el ángulo de fricción interna correspondiente a la envolvente de falla, siendo:

$$S = (\sigma - \mu).tg\phi' = \sigma' tg\phi'$$

La resistencia cortante de una arena saturada será inferior a una arena seca, por esta razón es necesario utilizar esfuerzos efectivos en vez de esfuerzos totales al calcular la resistencia cortante de arenas en el campo. Esto no es difícil, ya que las presiones de poros iniciales se conocen de las condiciones freáticas y no se desarrollarán excesos de presión de poros, ya que la arena se consolidará y drenará casi instantáneamente durante la carga en el campo.

Es interesante examinar los casos en que la resistencia cortante de una arena puede estar influenciada si el drenaje no ocurre con la carga. Existen varios tipos de problemas donde el drenaje puede no ocurrir. Esto sucede cuando la arena se carga rápidamente como en el caso de terremotos, explosiones de voladuras, y cargas de choque resultantes de lanzamientos de misiles o explosiones nucleares. Para estos casos, la resistencia cortante puede expresarse en función del mismo ángulo de fricción interna  $\phi$  y utilizar la misma fórmula. Sin embargo, si no se permite drenar a la arena durante la aplicación del cortante, las presiones de poro pueden cambiar. Por consiguiente, es necesario predecir como variarán las presiones de poro en el campo durante el corte, para poder determinar el valor de la resistencia cortante de la arena. En la práctica esta predicción es muy difícil, pero puede estimarse cualitativamente los cambios en la presión de poros.



## CAPÍTULO 04

### DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PUENTE INDEPENDENCIA

Los trabajos de campo se han realizado entre el 26 de Setiembre y el 01 de Octubre del 2002. Los trabajos han consistido en exploraciones geotécnicas mediante sondajes y auscultaciones y líneas de refracción sísmica.

#### 4.1 UBICACIÓN

El puente Independencia está emplazado sobre el río Piura, en la provincia de Catacaos, Departamento de Piura, las coordenadas geográficas son:

05° 18' 23.52" S - 05° 18' 21.98" S

80° 42' 09.30" O - 80° 42' 02.10" O

El Puente Independencia se encuentra a 22 m.s.n.m.

#### 4.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

La exploración geotécnica realizada en el subsuelo del puente Independencia ubicado en Catacaos, consistió en dos sondajes SPT (SPT-01 Y SPT-02) de 8.45m y 6.45m de profundidad respectivamente, complementado en ambos sondajes con sondajes de Cono Peck (CP-01 y CP-02) hasta los 10.45m y 8.00m respectivamente y 01 sondaje de Cono Peck denominado CP-03 de 10.65m de profundidad. Además se ejecutó un sondaje de Cono Sowers (CS-01) de 3.20m.

El sondaje SPT-01, ubicado aguas abajo del puente independencia cerca del estribo izquierdo, se realizó mediante SPT hasta los 8.45m a partir del cual se ha profundizado mediante Cono Peck hasta encontrar el valor N' de rechazo a los 10.40m de profundidad. A los 6.50m se alcanzó el valor de N=27 golpes/pie.

El sondaje SPT-02, ubicado aguas arriba del puente Independencia se realizó mediante SPT hasta los 6.45m a partir del cual se ha profundizado mediante Cono Peck hasta encontrar el valor de N' de rechazo a los 7.95m de profundidad.

Además, se ha ejecutado una Exploración Geofísica mediante líneas de Refracción Sísmica, la cual esta constituida por una línea sísmica longitudinal al eje del puente (LS-01, LS-02, y LS-03) con una longitud total de 1000m de los cuales 378m se encuentra en la parte aguas abajo del puente y 622m en la zona aguas arriba en la zona de emplazamiento futuro de las estructuras de espigones.

**TABLA N° 05****RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE CAMPO**

| <b>SONDAJE</b>   | <b>PROFUNDIDAD<br/>m</b> | <b>N° DE<br/>MUESTRAS</b> |
|------------------|--------------------------|---------------------------|
| SPT <sub>1</sub> | 0.00 - 8.45              | 8                         |
| SPT <sub>2</sub> | 0.00 - 6.45              | 6                         |
| CP <sub>1</sub>  | 8.45 - 10.45             | ---                       |
| CP <sub>2</sub>  | 6.45 - 8.00              | ---                       |
| CP <sub>3</sub>  | 0.00 - 10.65             | ---                       |
| CS <sub>1</sub>  | 0.00 - 3.20              | ---                       |

**TABLA N° 06**  
**RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO**

| SPT N°           | PROFUNDIDAD<br>m | MUESTRA | ENSAYOS ESTANDAR |        |       |       |       |
|------------------|------------------|---------|------------------|--------|-------|-------|-------|
|                  |                  |         | SUCS             | %FINOS | W(%)  | LL(%) | IP(%) |
| SPT <sub>1</sub> | 1.00 - 1.45      | M - 1   | SP-SM            | 7.23   | 28.35 | NP    | NP    |
|                  | 2.00 - 2.45      | M - 2   | SP-SM            | 8.21   | 31.49 | NP    | NP    |
|                  | 3.00 - 3.45      | M - 3   | SM               | 12.54  | 26    | NP    | NP    |
|                  | 4.00 - 4.45      | M - 4   | SM               | 16.12  | 25.37 | NP    | NP    |
|                  | 5.00 - 5.45      | M - 5   | SM               | 16.58  | 26.44 | NP    | NP    |
|                  | 6.00 - 6.45      | M - 6   | ML               | 71.23  | 32.54 | NP    | NP    |
|                  | 7.00 - 7.45      | M - 7   | SP-SM            | 7.73   | 18    | NP    | NP    |
|                  | 8.00 - 8.45      | M - 8   | CL               | 95.43  | 21.79 | 37.4  | 18.04 |
| SPT <sub>2</sub> | 1.00 - 1.45      | M - 1   | SP-SM            | 7.72   | 24.28 | NP    | NP    |
|                  | 2.00 - 2.45      | M - 2   | SP               | 3.77   | 27.59 | NP    | NP    |
|                  | 3.00 - 3.45      | M - 3   | SM               | 32.04  | 21.45 | NP    | NP    |
|                  | 4.00 - 4.45      | M - 4   | SM               | 16.33  | 24.35 | NP    | NP    |
|                  | 5.00 - 5.45      | M - 5   | SM               | 14.04  | 36.37 | NP    | NP    |
|                  | 6.00 - 6.45      | M - 6   | SM               | 35.35  | 17.46 | NP    | NP    |

### **4.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

Se presenta a continuación la interpretación de los perfiles estratigráficos en base a la información disponible y a la obtención en este estudio.

Para definir el perfil estratigráfico de la zona en estudio se utilizó como base registros de sondajes, resultados de la refracción sísmica, resultados de ensayos de laboratorio e información recopilada de anteriores estudios.

Se debe indicar que se obtuvo el Estudio de Mecánica de Suelos realizado por la Universidad Nacional Agraria para Cárdenas y Bautista SCRL realizado en 1984. El perfil estratigráfico está constituido por material arenoso de 5 a 8 metros de potencia. Por debajo aparece material arcilloso y arenoso en capas que corresponden a la Formación Zapallal.

La refracción Sísmica indica la existencia de un material superficial constituido por arena suelta saturada de hasta 10 metros de espesor. El material aluvional compactado o roca muy alterada se encuentra a profundidades de hasta 20 metros.

En base a la información recopilada y ensayos ejecutados se recomienda cimentar mediante pilotes en el material aluvional compacto o roca muy alterada a profundidades de hasta 20 metros.

Los registros de los sondajes y los resultados de ensayos de laboratorio se presentan en los Anexos. Además el plano PE-01 del Perfil Estratigráfico de la ampliación del puente Independencia.

### **4.4 REFRACCIÓN SÍSMICA**

El presente estudio se realizó con el propósito de complementar la información sobre las características geotécnicas en el emplazamiento del puente Independencia donde se programó la investigación geofísica por el método de refracción sísmica. Los objetivos son:

Determinación de los perfiles geofísicos del suelo en función a sus características de propagación de ondas, con profundidades de investigación variables, según el objetivo específico de cada línea y la identificación de los cambios en la arena, grava y basamento rocoso.

Lograr un mayor conocimiento de las propiedades de las diferentes capas que servirán para complementar la información de la superficie y el subsuelo.

#### **4.5 EQUIPO UTILIZADO**

El equipo SmartSeis S24 es el sismógrafo que se utilizó. El sistema usa técnicas de adquisición de datos, de modo que los datos son automáticos. El procesamiento de datos incorporado proporciona respuestas preliminares en el campo. Los datos se almacenan en el disco duro, por lo que pueden leerse en una computadora compatible para el procesamiento final y la preparación del informe.

El sistema tiene una computadora para el análisis, realizando de esta manera el trabajo mejor, más rápido y de manera más confiable.

Aparte del equipo SmartSeis S24, se cuenta con 24 geófonos de 14 Hz de frecuencia natural con amortiguadores instalados y conexiones de cable. El cable de disparo tiene una longitud de 193 metros. El equipo puede ser disparado con martillo de 12 Kg, o 75 Kg ó 300Kg de peso o con explosivos.

En el presente trabajo se utiliza la Estación Portátil de Prospección Sísmica SmartSeis S24 con 24 canales de registro, cables con espaciado máximo para geófonos de 20 metros, geófonos magnéticos y graficado de papel térmico de alta resolución. La distribución de los disparos se realizó de la siguiente manera. Los geófonos fueron espaciados a 5 y 4 m, en función al tendido total de cada línea.

Los registros sísmicos obtenidos se procesan para preparar las curvas tiempo-distancia (dromocrónicas) con las que se calculan las velocidades y espesores de los estratos sísmicos mediante el método de "Delete tiempo", tiempo de retardo, aplicado en diferentes formas por diversas escuelas, indicándose las características más saltantes del análisis e interpretación para el presente estudio.

#### **4.6 TRABAJOS DE CAMPO**

Los trabajos de campo para este ensayo han sido realizados teniendo en cuenta el objeto de la exploración, y se ha planteado una línea de investigación sísmica, de longitud 1278 metros en el puente Independencia. Dichos trabajos se

realizaron durante los días 26, 27, 28 y 29 de Setiembre y 01 de Octubre del 2002.

#### **4.7 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA EN EL PUENTE INDEPENDENCIA**

En esta zona se ha ejecutado una Exploración Geofísica mediante líneas de Refracción Sísmica, la cual esta constituida por una línea sísmica longitudinal al eje del puente (LS-01, LS-02 y LS-03) con una longitud total de 278 m. también se realizó una línea sísmica transversal de (LS-04 al LS-13) de una longitud total de 1000m, de los cuales 378m se encuentran en la parte aguas abajo del puente y 622m en la zona aguas arriba en la zona de emplazamiento futuro de las estructuras (espigones).

- Línea LS-01 100m. paralela al eje del puente.
- Línea LS-02 100m. paralela al eje del puente
- Línea LS-03 78m. paralela al eje del puente
- Línea LS-04 100m. transversal al eje del puente (aguas abajo)
- Línea LS-05 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-06 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-07 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-08 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-09 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-10 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-11 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-12 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)
- Línea LS-13 100m. transversal al eje del puente (aguas arriba)

#### 4.8 RESULTADOS DEL ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

A continuación se presenta un resumen de los resultados de velocidad de propagación de onda P y el número de estratos identificados en cada línea sísmica. Tomando en cuenta experiencias anteriores y considerando las siguientes tablas (07-11) de velocidades.

**TABLA N° 07**

**Arce Helberg (1990)**

| <b>DESCRIPCION</b>                   | <b>Vp(m/s)</b> |
|--------------------------------------|----------------|
| Suelo de cobertura                   | <1000          |
| Roca muy alterada o aluvión compacto | 1000 – 2000    |
| Roca alterada o aluvión muy compacto | 2000 – 4000    |
| Roca poco alterada                   | 4000 – 5000    |
| Roca firme                           | >5000          |

**TABLA N° 08**

**ASTM 5777-95**

| <b>DESCRIPCION</b>  | <b>Vp(m/s)</b> |
|---------------------|----------------|
| Suelo intemperizado | 204 – 610      |
| Grava o arena seca  | 460 – 915      |
| Arena saturada      | 1220 – 1830    |
| Roca metamórfica    | 3050 - 7000    |

**TABLA N° 09**

**Caso: Curvich J. (1975), Dobrin, Milton (1976), NB (1976) Savicha y Satonov V.A. (1979)**

| <b>DESCRIPCION</b>   | <b>Vp(m/s)</b> |
|----------------------|----------------|
| Esquisto Arcilloso   | 2700-4800      |
| Grava arcillosa seca | 300 – 900      |
| Arena – arena húmeda | 200 - 1800     |
| Roca metamórfica     | 4500 -6800     |

**TABLA N° 10**

**Recopilación de Martínez Vargas A. (1980)**

| <b>DESCRIPCION</b>                     | <b>Vp(m/s)</b> |
|--|----------------|
| Arena suelta sobre el manto freático   | 245 – 610      |
| Suelo blando                           | <300           |
| Arena suelta bajo el manto freático    | 45 – 1220      |
| Arenas y gravas                        | 300 – 1000     |
| Arena suelta mezclada con grava húmeda | 455 – 1065     |
| Rocas blandas, grava y arena compacta  | 1000 – 2000    |
| Grava suelta, húmeda                   | 455 – 915      |
| Roca compacta                          | 2000 – 4000    |
| Roca muy compacta                      | >4000          |



TABLA N° 11

## Recopilación de Martínez Vargas A. (1980)

| DESCRIPCION | Vp(m/s) |          |
|-------------|---------|----------|
|             | Natural | Saturada |
| Turba       | 90      | 250      |
| Arcilla     | 350     | 1350     |
| Grava       | 650     | 2250     |

## 4.9 PERFIL SÍSMICO DEL PUENTE INDEPENDENCIA

La refracción sísmica indica la existencia de un material superficial constituido por arena suelta saturada de hasta 10 metros de potencia y velocidad  $V_p$  entre 314 y 1100 m/s. Por debajo aparece arcilloso y arenoso en capas que corresponden a la Formación Zapallal con velocidades  $V_p$  comprendidas entre 930 y 1750 m/s. El material aluvional compacto o roca muy alterada se encuentra a profundidades de hasta 20 metros con velocidades  $V_p$  entre 1810 y 3350 m/s. ver la tabla N° 12.

Tabla N° 12

## Interpretación de resultados (Puente Independencia)

| DESCRIPCION  | Vp(m/s)     | Limite Superior |
|--|-------------|-----------------|
| Arena Saturada Suelta                              | 315 – 1100  | 0               |
| Material Arcilloso Arenoso<br>(formación Zapallal) | 930 – 1750  | 10              |
| Aluvional Compacto o Roca muy Alterada             | 1800 - 3500 | 20              |

#### **4.10 CONCLUSIONES DE LAS EXPLORACIONES EN CAMPO**

En la zona del Puente Independencia el perfil estratigráfico esta constituido por material arenoso de 5 a 8 metros de potencia. Por debajo aparece material arcilloso y arenoso en capas que corresponden a la Formación Zapallal. Las perforaciones confirman este perfil.

En la zona del Puente Independencia se recomienda cimentar mediante pilotes perforaciones en el material aluvional compacto o roca muy alterada a profundidades de hasta 20 metros.

Se ejecutó la exploración geofísica a través de una línea sísmica longitudinal de 278 m y otra transversal de 1000 m, de la cual 900m están ubicados aguas arriba del puente en la zona de emplazamiento de los espigones.

La refracción sísmica indica la existencia de un material superficial constituido por arena suelta saturada de hasta 10 metros de potencia. Por debajo aparece material arcilloso y arenoso en capas que corresponden a la Formación Zapallal. El material aluvional compacto o roca muy alterada se encuentra a profundidades de hasta 20 metros.

## CAPÍTULO 05

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

#### 5.1 INTRODUCCIÓN

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones, cuando son profundas y cuestan más que las cimentaciones superficiales. A pesar del costo el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural.

Algunas condiciones que requieren cimentaciones de pilotes (Vesic, 1977).

1. cuando el estrato o estrados superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se usa pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura, como muestra la figura 10 A. Cuando no se encuentra en lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno los pilotes se usan para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia a fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote (figura 10 B)
2. Cuando están sometidos a fuerzas horizontales (fig. 10 C) las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aun la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierras y en la cimentación de estructuras altas que están sometidas a fuerzas grandes de viento y/o sísmicas.
3. En muchos casos, suelos expansivos y colapsables están presentes en el sitio de una estructura propuesta y se extiende a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión es considerable. Si se usan cimentación superficial en tales circunstancias la estructura sufrirá daños considerables. Sin embargo las cimentaciones con pilotes se considera como una alternativa cuando estos se extiende más allá de la zona activa de expansión y contracción. Los suelos como los constituidos por loess son de naturaleza colapsable. Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, su estructura se

rompe. Una disminución repentina de la relación de vacíos induce grandes asentamientos de las estructuras soportada por cimentaciones superficiales. En tales casos, las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si estos se extienden hasta las capas de suelo estables más allá de la zona de cambio posible de contenido de agua. Fig. 10 D.

- Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufriría por erosión del suelo en la superficie del terreno. Fig. 10 F.

Aunque numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, se efectuaron para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de pilotes de suelo granulares y cohesivos, los mecanismos no han sido aún totalmente entendidos y tal vez nunca lo sean. El diseño de las cimentaciones con pilotes es considerado un “arte” en vista de las incertidumbres implícitas al trabajar con las condiciones de subsuelo.

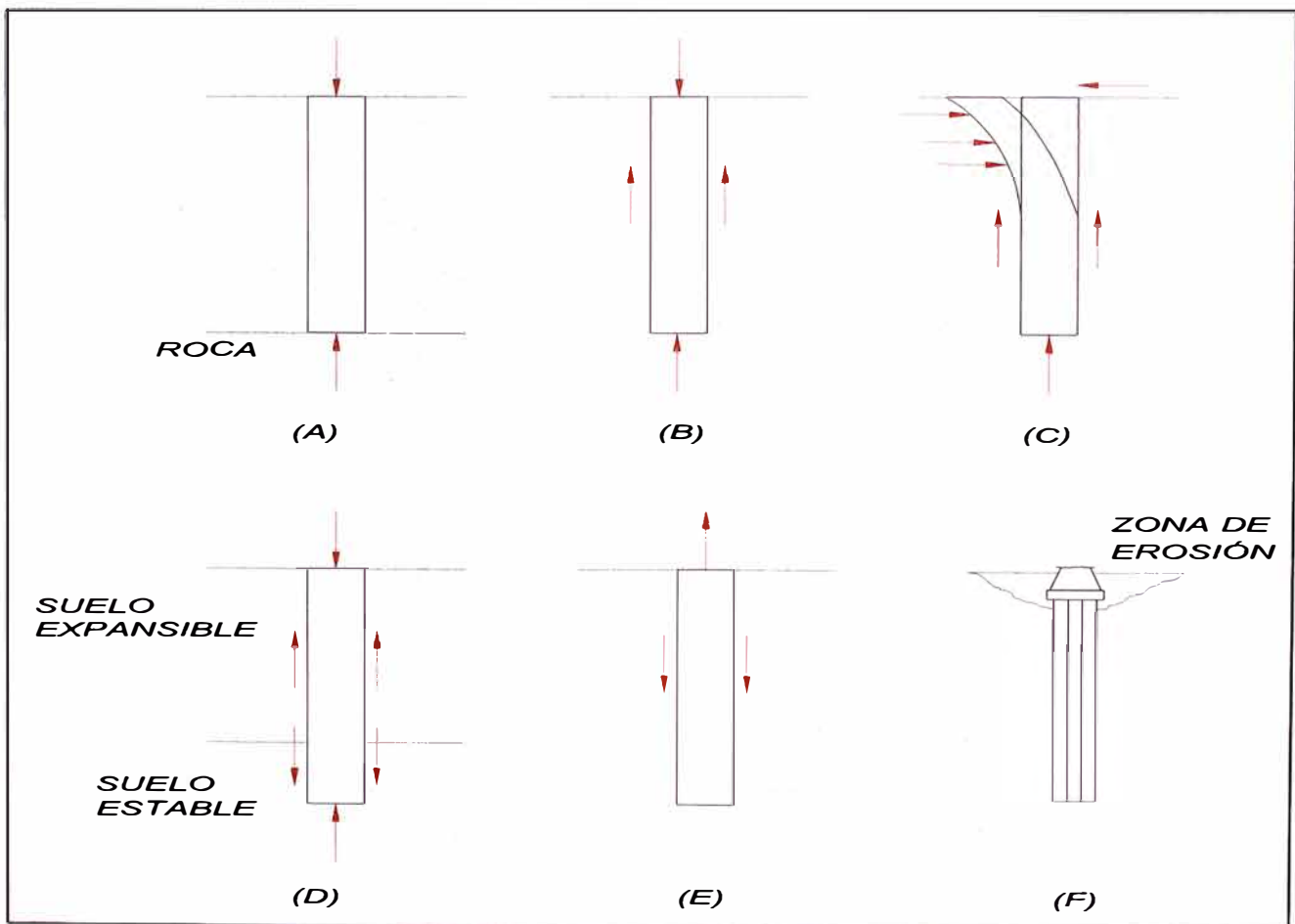


Fig. 10

## 5.2 TIPOS DE PILOTES Y SUS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga por soportarse, de las condiciones del subsuelo y la localización del nivel freático. Los pilotes se dividen en las siguientes categorías:

### A. PILOTES DE MADERA

Los pilotes de madera son troncos de árboles y sin duda fue la pionera en la cimentación con pilotes, por su abundancia y por su fácil maniobrabilidad, las cimentaciones se realizaban sin ninguna norma y a criterio del constructor. La capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y la capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse.

Los pilotes de madera permanecen indefinidamente sin daño si están rodeados por suelo saturado, sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localiza arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos. Su vida se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota.

### B. PILOTE DE CONCRETO

Los pilotes de concreto surgen como una necesidad a una demanda de estructuras pesadas cimentadas en suelos blandos, superando ampliamente a los pilotes de madera, pues podían ser fabricados en unidades de las mismas dimensiones y capaces de soportar mayores compresiones y tensiones. Existen dos tipos de pilotes de concreto:

#### 1. PILOTES PREFABRICADOS

Se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octogonales en su sección transversal. El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollada durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.

Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de presfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos cables es aproximadamente 260 ksi. Durante el colocado de los pilotes, los cables se pretensan entre 130-190 ksi y se vierte concreto alrededor

de ellos. Después del curado, los cables se cortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote.

## **2. PILOTES COLOCADOS IN- SITU**

Se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto. Varios tipos de pilotes de concreto colocados in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes.

Los pilotes de concreto fabricados "in situ" son los que más se usan para cargas entre 30 y 60 toneladas. Estos tipos de pilotes se pueden dividir en dos grupos: pilotes con camisa o tubo de entibación en los que un tubo de metal de paredes delgadas se hinca en el terreno y sirve de molde y pilotes sin tubo de entibación, en los que el concreto se coloca en un agujero hecho previamente en el suelo, quedando el hormigón finalmente en contacto directo con el suelo.

### **C. PILOTES DE ACERO**

Los pilotes de acero surgen por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades. Son generalmente a base de tubos o de perfiles H e I laminados. Cuando se espera condiciones difíciles de hincado como, a través de grava densa, lutitas y roca blanda, los pilotes de acero se usan adaptados con punta o zapatas de hincado. Los pilotes de acero llegan a estar sometidos a corrosión, como en suelos pantanosos las turbas y otros suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor que 7 no son muy corrosivos. Para compensar en efecto de la corrosión se recomienda considerar un espesor adicional de acero e introducir capaz de pinturas durables y resistentes.

### **5.3 ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD DEL PILOTE**

Seleccionar al tipo de pilote por usar y estimar su longitud necesaria son tareas bastantes difíciles que requieren buen juicio, por la transferencia de la carga al suelo los pilotes se dividen en:

#### **a) Pilotes de carga de punta**

Si los registros de perforación establecen la presencia de lechos de roca o de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso, la capacidad

última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente; entonces son llamados pilotes de carga de punta. En la mayoría de esos casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida lo más preciso.

Si en vez de un lecho rocoso se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro. Los pilotes con pedestales se construyen sobre el lecho del estrato duro.

#### **b) Pilotes de fricción**

Cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonables, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material mas blando a profundidades específicas.

Estos se denominan pilotes de fricción por que la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el termino pilote de fricción no es muy apropiado aunque se usa con frecuencia en la literatura técnica; en suelos arcillosos la resistencia a la carga aplicada es también generada por adhesión.

La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicad y del tamaño del pilote.

Para determinar las longitudes necesarias, un ingeniero requiere de un buen entendimiento de la interacción suelo-pilote, de buen juicio y de experiencia.

#### **c) Pilotes de compactación**

Bajo ciertas circunstancias, los pilotes si hincan en suelos granulares para lograr una compactación apropiada del suelo a la superficie del terreno, y se denomina pilotes de compactación. Su longitud depende de factores como:

- La compacidad relativa del suelo antes de la compactación.
- La compacidad relativa deseada del suelo después de la compactación.
- La profundidad requerida de compactación.

Son generalmente cortos; sin embargo algunas pruebas de campo con necesaria para determinar una longitud razonable.

## 5.4 FUNCIONES Y USOS DE PILOTES

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura de la edificación, cuyas funciones principales son las siguientes:

- a. Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta"
- b. Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías.
- c. En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa
- d. Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo.
- e. Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos.
- f. Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.



- g.** En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán.
- h.** Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- i.** Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j.** Compactar el suelo.

## 5.5 DISEÑO DE UN PILOTE

Para el diseño de los pilotes del puente Independencia se han empleado las fórmulas desarrolladas por Peck, Hanson y Thornbun, en base al estudio geotécnico de cimentación que incluye ensayos de penetración estándar en el campo y ensayos de clasificación en el laboratorio.

### 5.5.1 FILOSOFÍA DE DISEÑO

El primer paso para el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales mediante el empleo de fórmulas empíricas. (Existen diversos métodos). Para ello se considera el aporte por fricción y por punta.

$$capacidad\ .de.c\ arg\ a.\acute{u}ltima = capacidad\ .de.c\ arg\ a.\ por.\ fricci3n + capacidad\ .de.c\ arg\ a.\ por.\ punta$$

Luego de calcular la capacidad de carga última, se determina la capacidad de carga admisible del pilote, en base a un factor de seguridad apropiado.

$$capacidad\ .de.c\ arg\ a.admisible = \frac{capacidad\ .de.c\ arg\ a.\acute{u}ltima}{fator\ .de.\ seguridad}$$

### 5.5.2 APLICACIÓN AL PUENTE INDEPENDENCIA

La predicción de la carga última de los pilotes del pilar central de la ampliación del puente independencia ha considerado un pilote excavado de concreto armado, con un diámetro en el fuste de 0.60m. La longitud de los pilotes se ha estimado de 20m en base al perfil estratigráfico. Se ha empleado las fórmulas empíricas del Dr. Peck, Hanson y Thorbun.

#### DATOS DE DISEÑO:

Longitud el pilote  $L = 20.00\ m$

Diámetro del pilote  $d = 0.60\ m$

Para el diseño se ha considerado dos estratos diferenciados con las siguientes propiedades y profundidades:

**Primer estrato:** arena limosa SM

Altura del estrato SM  $h_{SM} = 1.95\ m$

Angulo de fricción interna del estrato  $\phi = 29^\circ$

Peso específico  $\gamma_{SM} = 1.94 \text{ Ton/m}^3$

**Segundo estrato:** arcilla de baja plasticidad CL

Altura del estrato CL  $h_{CL} = 12.55 \text{ m}$

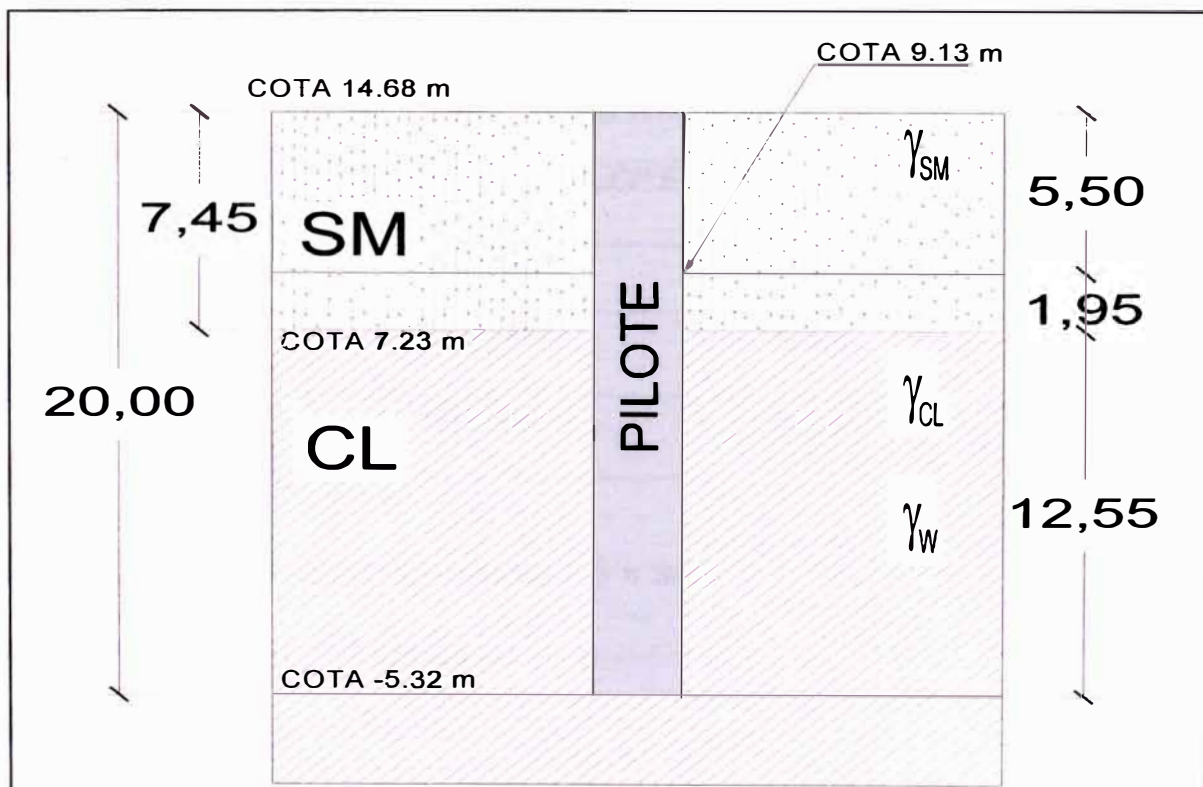
Angulo de fricción interna del estrato  $\phi = 25^\circ$

Peso específico  $\gamma_{CL} = 1.84 \text{ Ton/m}^3$

Del ensayo de compresión no confinada para el estrato CL se obtuvo:

Resistencia a la compresión simple  $q_u = 20.00 \text{ Ton/m}^2$

Fig. 11<sup>1</sup>



<sup>1</sup> Elaboración propia

## CÁLCULOS PREVIOS

### Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo ( $K_0$ ):

Utilizaremos la fórmula propuesto por Jaki (1944) para suelos normalmente consolidados (arena SM) y la fórmula propuesto por Broker (1965) para arcillas normalmente consolidadas.

Estrato SM:

$$K_0 \approx 1 - \text{sen } \phi$$

$$\phi = 29^\circ$$

$$K_0 = 0,515$$

Estrato CL

$$K_0 \approx 0.95 - \text{sen } \phi$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_0 = 0,527$$

### Angulo de fricción entre pilote y el suelo ( $\delta$ ):

El valor del ángulo de fricción  $\delta$  varía entre 0.5 a 0.8 del valor del ángulo interno del suelo  $\phi$  según investigaciones y datos experimentales. También Broms (1966) presenta valores de  $\delta$  de acuerdo al tipo de material del pilote, ver tabla N° 13.

Tabla N° 13<sup>1</sup>

Para pilotes hincados

| MATERIAL DEL PILOTE | $\delta$   |
|---------------------|------------|
| Acero               | 20°        |
| Concreto            | 3/4 $\phi$ |
| Madera              | 2/3 $\phi$ |

Para nuestro diseño se ha considerado  $\delta = 3/4\phi$

Para  $\phi = 29$  estrato SM, tenemos

$$\delta = 21.75^\circ$$

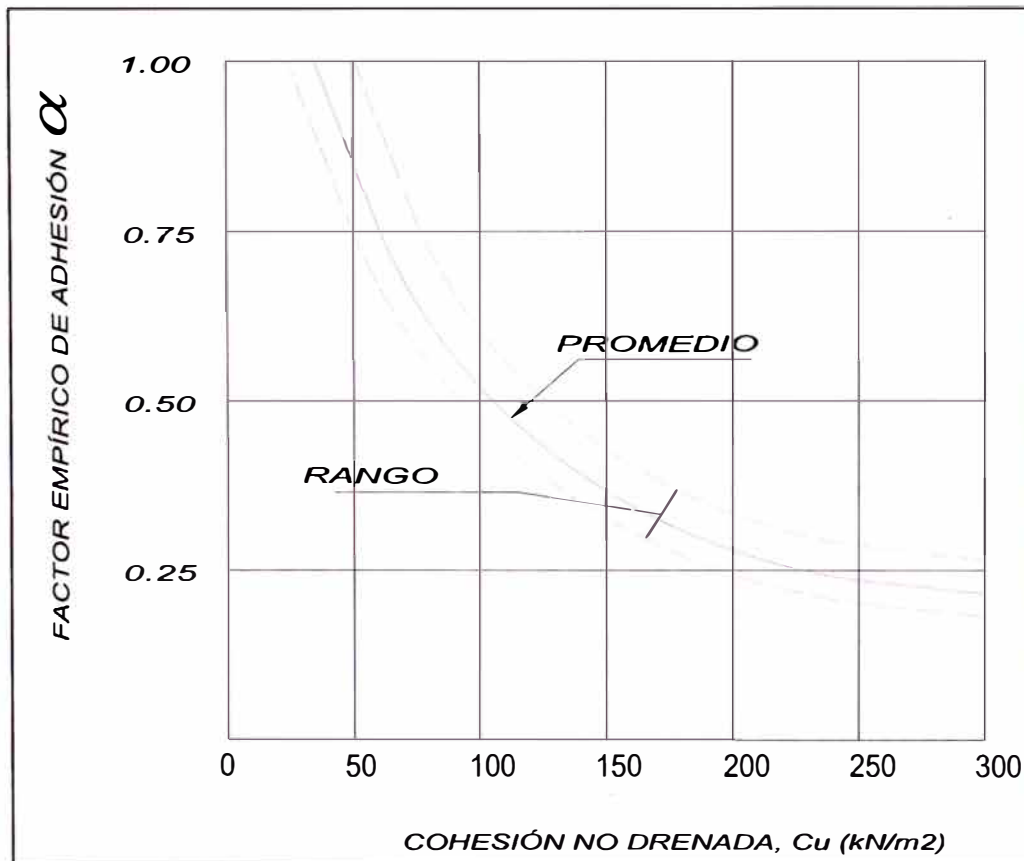
<sup>1</sup> Tabla N° 2.1, Diseño de Cimentaciones, Dr. Ing. E. Alva Hurtado

**Factor de Adhesión ( $\alpha$ ):**

Tomlinson recomienda un factor de adhesión  $\alpha$  de 0.45 para pilotes excavados en arcillas, cuando no se tiene experiencia, siendo la cohesión máxima de  $100\text{kN/m}^2$ . Sin embargo puede resultar conservador para arcillas blandas y optimista para arcillas muy rígidas y fisuradas.

También se puede estimar el factor de adhesión  $\alpha$  de acuerdo a la figura N° 12

Fig. N° 12<sup>1</sup>



Variación de  $\alpha$  con la cohesión no drenada de una arcilla

Note que para arcillas normalmente consolidadas con  $C_u \leq 50\text{kN/m}^2$ ,  $\alpha=1$

<sup>1</sup> Grafico presentado por Braja M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones

## CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ( $Q_u$ )

La capacidad de carga última de un pilote se logra por una simple ecuación como la suma de carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfase suelo-pilote (fig. N° 13)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:  $Q_u$  = capacidad de carga última del pilote  
 $Q_p$  = capacidad de carga de la punta del pilote  
 $Q_s$  = resistencia por fricción

## CÁLCULO DE LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN

### CÁLCULO DE ESFUERZOS EFECTIVOS HORIZONTALES

#### A.- ESTRATO SM

Primeramente calculamos el esfuerzo efectivo vertical debido al primer estrato (SM), aplicando la siguiente fórmula:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:  $\sigma'$  = esfuerzo efectivo vertical  
 $\sigma$  = esfuerzo vertical total  $\sigma = \gamma_{sat} \cdot h$   
 $\mu$  = presión del agua de poro  $\mu = \gamma_w \cdot h$

$$\sigma' = \gamma_{sat} \cdot h_{sm} - \gamma_w \cdot h_w$$

Luego se calcula el esfuerzo efectivo horizontal, aplicando la siguiente fórmula:

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'$$

Donde:  $K_o$  = coeficiente de presión lateral del suelo en reposo

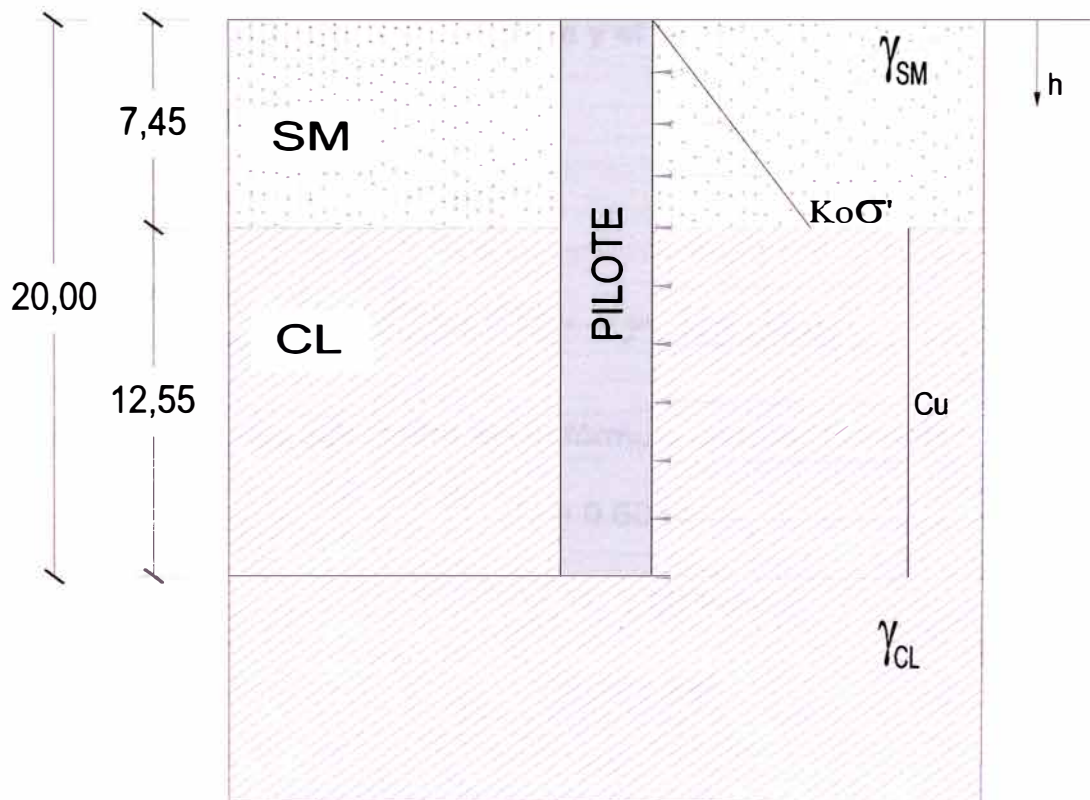
**A.- ESTRATO CL**

Del ensayo de compresión simple no confinada realizada para el puente Independencia se obtiene la resistencia última a la compresión ( $q_u$ ), y con ello se calcula la Cohesión no drenada ( $C_u$ ) que es la mitad de la resistencia última a la compresión no confinada y lo expresamos así:

$$C_u = \frac{q_u}{2}$$

Graficando el esfuerzo efectivo horizontal para el primer estrato (SM) y la Cohesión no drenada para el segundo estrato (CL) tenemos la fig. N° 13

Fig. 13<sup>1</sup>



<sup>1</sup> Elaboración propia

Teniendo el diagrama de esfuerzos efectivos para arenas y la cohesión no drenada para arcillas, calculamos la resistencia por fricción del pilote, utilizando las siguientes fórmulas para:

### 1. SUELOS GRANULARES

$$Q_{s(\text{arena})} = \int_{h_0}^h K_0 \sigma' \pi D \tan \delta dh$$

Donde:

$K_0$  = coeficiente de presión lateral del suelo en reposo

$\sigma'$  = esfuerzo efectivo vertical

$D$  = diámetro del pilote

$\delta$  = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo

$dh$  = diferencial de altura

Resolviendo para:  $h_0 = 0$ , tenemos

$$Q_{s(\text{arena})} = 0,5 K_0 \pi D (\gamma - \gamma_w) h^2 \cdot \tan \delta$$

Reemplazando los valores calculados en la fórmula anterior tenemos:

$$K_0 = 0.515$$

$$D = 0.60 \text{ m}$$

$$\gamma_{sat} = 1.94 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_w = 1.00 \text{ Ton/m}^3$$

$$h = 7.45 \text{ m}$$

$$\delta = 21.75^\circ$$

Por lo tanto:

$$Q_{s(\text{arena})} = 10.11 \text{ Ton}$$



## 2. SUELOS COHESIVOS

$$Q_{S(\text{arcilla})} = \int_{h_0}^h \alpha C_u \pi D dh$$

Donde:  $\alpha$  = factor de adhesión

$C_u$  = cohesión no drenada

$D$  = diámetro del pilote

$dh$  = diferencial de altura

Resolviendo la integral tenemos la siguiente fórmula:

$$Q_{S(\text{arcilla})} = \alpha \cdot C_u \cdot \pi \cdot D \cdot h$$

Donde:  $h$  = altura del estrato de arcilla

Reemplazando los valores previamente calculados tenemos:

$$\alpha = 1 \quad (\text{fig. N}^\circ 11)$$

$$C_u = 10 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 12.55 \text{ m}$$

$$Q_{S(\text{arcilla})} = \mathbf{236.56 \text{ Ton}}$$

## CÁLCULO DE LA RESISTENCIA POR PUNTA

Utilizaremos el método Meyerhof para la estimación de la capacidad de carga de punta ( $Q_p$ ), para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ( $\phi = 0$ ), utilizaremos la fórmula siguiente:

$$Q_p = N_c^* \cdot C_u \cdot A_p$$

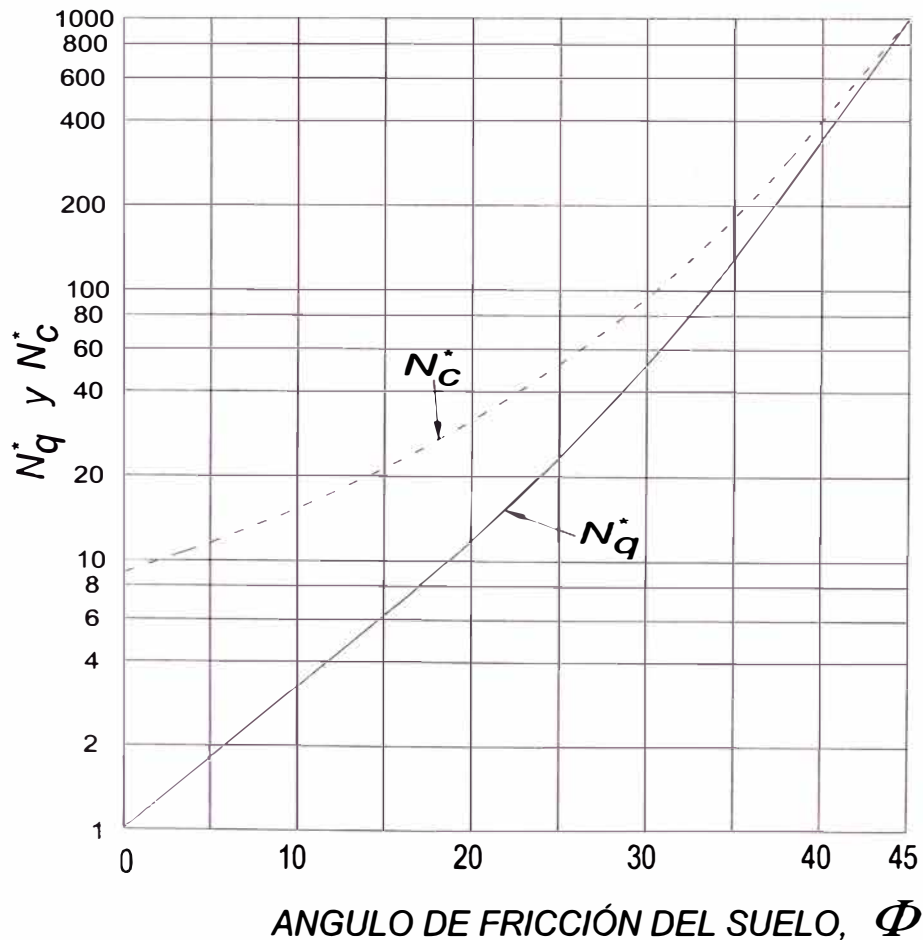
Donde:  $C_u$  = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

$N_c^*$  = factor de capacidad de carga  $A_p$  = área de la sección del pilote

$Q_p$  = capacidad de carga de punta

Para calcular  $N_c^*$  nos remitimos a la fig. 14<sup>1</sup> donde observamos que para  $\phi = 0$ , el valor de  $N_c^*$  es de 9.

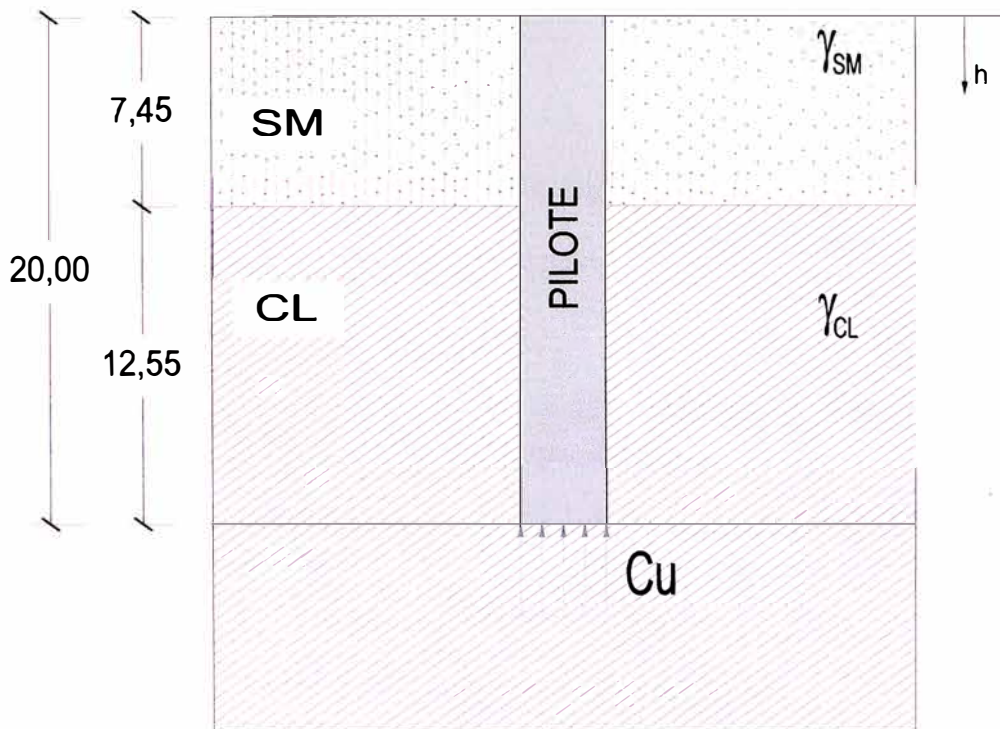
Fig. 14



<sup>1</sup> Variación de los valores máximos de  $N_c^*$  y  $N_q^*$  con el ángulo de fricción  $\phi$  según Meyerhof, 1976. Principios de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das

Fig. 15<sup>1</sup>

Interacción del pilote con el suelo en la punta



El área de la sección es:

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Donde: D = diámetro ; D=0.60 m

Reemplazando datos tenemos:

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

$$Q_p = 25.45 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la capacidad de carga última aplicando la fórmula es:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 25.43 \text{ Ton} + 236.56 \text{ Ton} + 10.11 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 272.10 \text{ Ton}$$

<sup>1</sup> Elaboración propia

## CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA ( $Q_{adm}$ )

Calculada la capacidad de carga última debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga total admisible para cada pilote, así:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Donde:  $Q_{adm}$  = capacidad admisible de carga para cada pilote

$Q_u$  = capacidad de carga última

$FS$  = factor de seguridad

El factor de seguridad generalmente usado varía entre 2.5 y 4 dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última.<sup>1</sup>

Para nuestro caso reemplazando datos obtenidos y considerando un factor de seguridad de 2.5 tenemos:

$$Q_{adm} = \frac{272.10}{2.5}$$

$$Q_{adm} = 108.84 \text{ Ton}$$

<sup>1</sup> pág. 598, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das

También es factible emplear factores de seguridad por separado para la fricción y para la punta, de esta manera:

$$Q_{adm} = \frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_p}{3.0}$$

Donde:  $Q_s$  = capacidad de carga por fricción

$Q_p$  = capacidad de carga por punta

$Q_{adm}$  = capacidad admisible de carga para cada pilote

Reemplazando los datos obtenidos tenemos.

$$Q_{adm} = \frac{10.11 + 236.56}{1.5} + \frac{25.4}{3.0}$$

$$Q_{adm} = 172.93 \text{ Ton}$$

De ambas opciones tomamos el menor como capacidad admisible de carga para el puente Independencia.

$$Q_{adm} = 108.85 \text{ Ton}$$

## CAPÍTULO 06

### VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

#### 6.1 PRUEBA DE CARGA

##### Generalidades

La única manera de saber si un pilote es capaz de soportar la carga requerida es ejecutar un ensayo de carga. Este ensayo también puede utilizarse para medir las características de carga-deformación del pilote. En un trabajo de pilotaje uno o mas pilotes se ensayan; los pilotes de ensayo se eligen de manera aleatoria entre los pilotes que se están instalando o pilotes especiales pueden hincarse con antelación para verificar el diseño.

La prueba de carga se realiza generalmente por las siguientes razones, Vesic (1977):

1. Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga asentamiento corresponde a la asumida por el diseñador.
2. Que la carga última actual del pilote no es menor que la carga última calculada y que fue usada como base en el diseño de la cimentación.
3. Obtener datos del subsuelo deformado y facilitar el diseño de otro pilote.
4. determinar el comportamiento carga-asentamiento de un pilote, especialmente en la región de carga de trabajo.
5. para indicar la dureza estructural del pilote.

#### 6.2 FORMA Y TIPOS DE APLICACIÓN DE CARGA

Los equipos para aplicar la carga a compresión pueden ser los de la norma ASTM-D-1143-81. "Pilotes bajo Carga Axial Estática de Compresión", u otros contruidos de tal forma que la carga sea aplicada al eje central y longitudinal del pilote; el equipo del sistema de carga incluye una gata hidráulica, una bomba hidráulica y manómetros. La norma ASTM menciona los siguientes dispositivos para aplicar la carga al pilote:

1. Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a un marco de reacción anclado. Puede realizarse de dos maneras de anclaje o con anclaje enterrado.

a. Pilotes de Anclaje

Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje a cada lado del pilote de prueba de tal forma que proporcionen adecuada capacidad de reacción. Dichos pilotes estarán ubicados a una distancia libre del pilote de prueba de al menos 5 veces el diámetro mayor del pilote de prueba, pero no menor que 2 m. Sobre los pilotes de anclaje va una viga de prueba de medida y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva, esta viga esta sujeta por conexiones diseñadas para transmitir la carga a los pilotes. Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba existe una luz suficiente para colocar la gata hidráulica y dos planchas de acero de espesor mínimo de 2"; el sistema trabaja al reaccionar la gata hidráulica al cargar el pilote, transmitiendo esta carga (mediante la viga de reacción) a un par de pilotes de anclaje, la fig. N° 16 muestra este tipo de arreglo.

Fig. N° 16

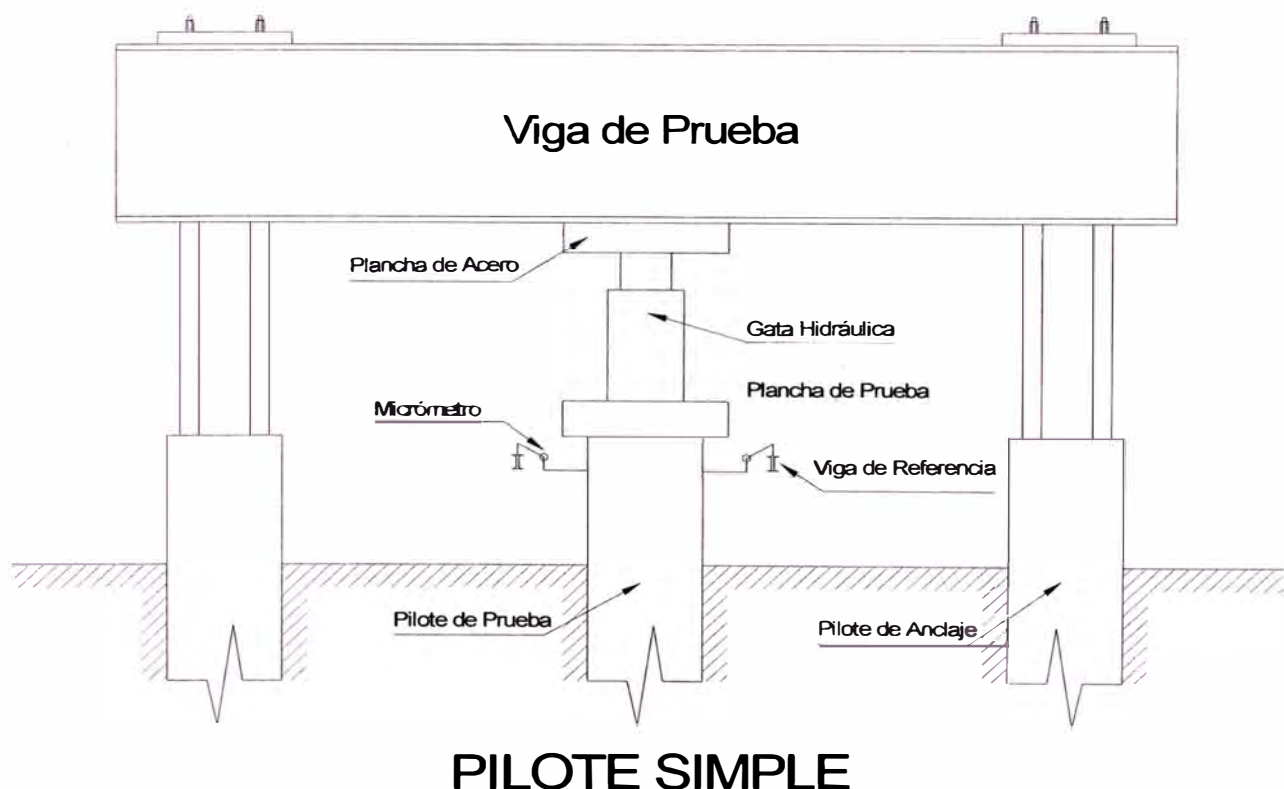
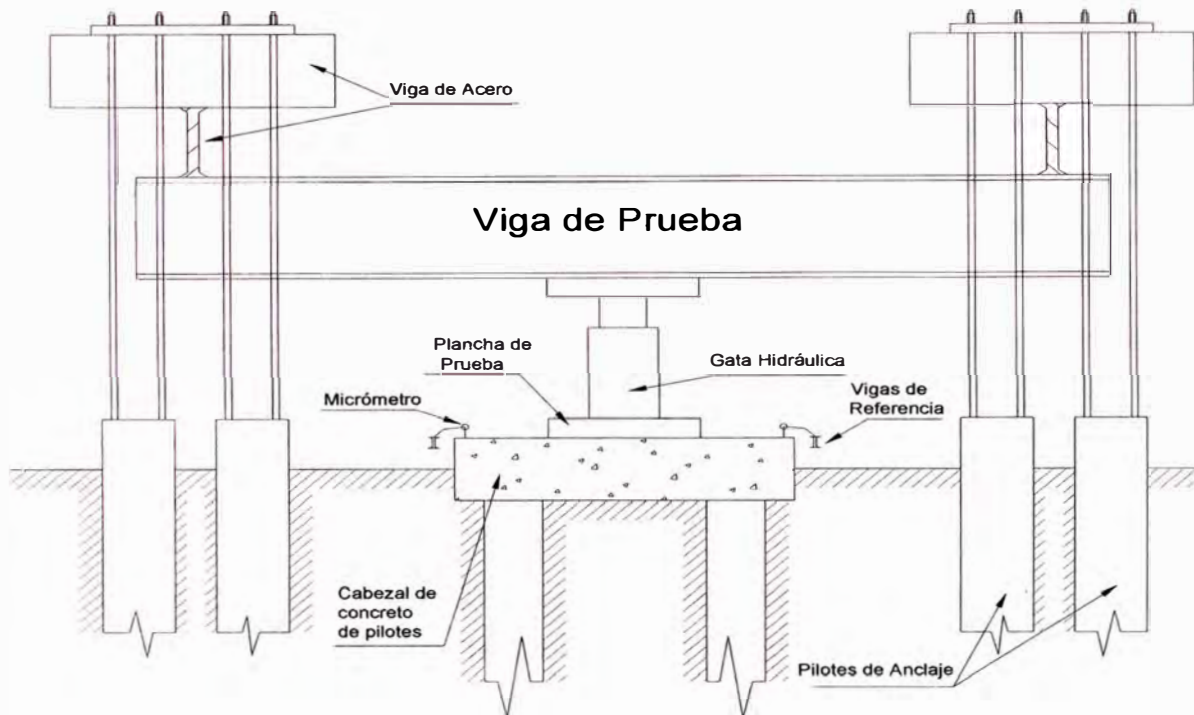


fig. N° 17



## GRUPO DE PILOTES

### b. Anclaje enterrado

Usualmente transfiere la reacción a estratos más duros debajo del nivel de la punta del pilote, pudiendo ser puestos más cercanamente al pilote de prueba, en la fig. se muestra este tipo de arreglo.

2. Carga aplicada al pilote o un grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a caja o plataforma cargada.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre el pilote o grupo de pilotes una viga de prueba de medidas y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva bajo carga, permitiendo espacio suficiente entre el cabezal del pilote y el fondo de la viga para poder ubicar las planchas y la gata; los extremos de la viga se deben soportar sobre cajones temporales.

Se centra una caja o plataforma sobre la viga de prueba, la cual estará soportada por durmientes ubicadas tan lejos como sea posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menor que 1.5m de luz entre caras. La carga de la caja o plataforma será de material apropiado tal como

suelo, roca concreto o acero. Con este dispositivo de carga la gata hidráulica reacciona frente a esta carga como lo muestra la fig.

3. Carga aplicada directamente a un pilote o grupo de pilotes

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre la plancha de acero una viga de prueba de peso conocido y suficientemente medida y resistencia, con los extremos soportados sobre durmientes temporales; centrar una plataforma de peso conocido sobre la viga, esta plataforma es soportada por durmientes ubicados a una distancia libre no menor de 1.5m. La carga de la plataforma puede ser de acero o concreto. La fig. N° 17 muestra este arreglo.

En lo referente al asentamiento de la cabeza del pilote, este se puede medir de tres formas:

- a. Nivelación directa con referencia a un datum fijado (BM)
- b. Por un alambre sostenido bajo tensión entre dos soportes y pasando a través de una escala pegada al pilote de prueba.
- c. Por medio de vigas de referencia a cada lado del pilote de prueba, las cuales tienen un mínimo de dos deformómetros, con las espigas paralelas al eje longitudinal del pilote y soportadas por orejar firmemente pegadas sobre los lados del pilote debajo de la plancha de prueba; alternativamente, los dos deformómetros podrían montarse en lados opuestos del pilote de prueba, pero encima de las vigas de referencia; estos deformómetros deberían tener una precisión de al menos 0.01 pulgadas (0.25mm)

### 6.3 PROCEDIMIENTO DE CARGA

Existen diversos tipos de procedimientos de carga, la norma ASTM- D-1143-81 resume la mayoría de estos, pero tan sólo se presentarán los más comunes, que son:

- a. Prueba de carga mantenida
- b. Razón de penetración constante
- c. Prueba de carga mantenida

Llamada también ML y se denomina por el ASTM –D-1143-81 como el procedimiento estándar de carga; el procedimiento a seguir es el siguiente: Siempre y cuando no ocurra la falla primero, cargar el pilote hasta el 200% de su carga de diseño, aplicando la carga en incrementos de 25%



de la carga de diseño del pilote. Mantener cada incremento de carga hasta que la razón de asentamiento no sea mas grande que 0.01 pulgadas (0.25mm)/hora, pero no mayor que 2 horas. Si el pilote de prueba no ha fallado, remover la carga de prueba total en cualquier momento después de 12 horas si el asentamiento del tope sobre un periodo de 1 hora no es grande que 0.01 pulgadas (0.25mm); si ocurre lo contrario, permita que la carga total permanezca sobre el pilote por 24 horas. Después del tiempo requerido de espera remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga total con 1 hora de decrementos. Si la falla del pilote ocurre, continúe aplicando carga con la gata al pilote hasta que el asentamiento sea igual al 15% del diámetro del pilote o dimensión diagonal.

d. Razón de penetración constante

Fue un método desarrollado por Whitaker en 1957 para modelos de pilotes (pilotes de prueba preliminares) y posteriormente usados para ensayos de pilotes de tamaño natural; este método también es llamado CRP y tiene la ventaja de ser rápido en su ejecución, no dando tiempo a la consolidación del terreno. El método consiste en hacer penetrar el pilote a una velocidad constante y medir continuamente la fuerza aplicada en la cabeza del pilote para mantener la razón de aplicación. La norma ASTM-D-1143-81 especifica que la razón de penetración del pilote debe ser de 0.01 a 0.05 pulgadas (0.25 a 1.25mm)/min en suelo cohesivo y 0.03 a 0.10 pulgadas (0.75 a 2.5mm)/min en suelo granular.

#### 6.4 CRITERIO DE CARGA DE FALLA

El criterio mas usado para definir la carga de rotura en un gráfico carga vs. Asentamiento, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura.

Otra observación hecha a este criterio, es que frecuentemente la escala adoptada para el trazado carga vs. Asentamiento no es escogido con criterio bien definido. Para uniformizar los criterios de escala, se han sugerido que la curva carga vs. Asentamiento sea escogido de tal forma que la recta que corresponde a la deformación elástica del pilote PL/AE forme un ángulo de 20° con la horizontal. Sin embargo este no es criterio reglamentado, y en vista que

en mecánica de suelos no existe un criterio uniforme para establecer la carga de rotura se mencionará algunos de estos criterios.

Los criterios recopilados por Vesic (1975) son:

1. Limitando el asentamiento total
  - a. Absoluto: 1" (25.45mm)
  - b. Relativo: 10% del diámetro del pilote
2. limitando el asentamiento plástico
  - a. 0.25 pulgadas (6.35mm) (ASSHTO)
  - b. 0.33 pulgadas (8.40mm) (Magnel)
  - c. 0.50 pulgadas (12.7mm) (Código de Boston)
3. Limitando el asentamiento plástico/asentamiento elástico a 1.5 (Cristiani y Nielsen).
4. Relación máxima  $\frac{\text{incremento asentamiento elástico}}{\text{Incremento asentamiento plástico}}$  Szechy 1961
5. Limitando la relación asentamiento/carga
  - a. Total 0.01in/ton (California, Chicago)
  - b. Incremental 0.03 in/ton (Ohio)  
0.05 in/ton (Raymond Co)
6. Limitando la relación asentamiento plástico/carga
  - a. Total 0.01 in/ton (New York)
  - b. Incremental 0.03 in/ton (Raymond Co)
7. Relación máxima  $\frac{\text{incremento asentamiento}}{\text{Incremento de carga}}$  Vesic (1963)
8. Curvatura máxima de la curva log W/log Q (De Beer, 1967)
9. Postulado de Van der Veen (1953)

$$W = \beta \cdot \ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{\max}}\right)$$

Fellenius (1980) recogió varios criterios de falla aplicables al gráfico carga vs. Asentamiento.

- a. Método de Davisson.- La carga límite propuesta es definida como la carga que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote por un valor X dado por:

$$X = 3.8 + \frac{D}{120}$$

Donde:

D = diámetro en (mm)

X = en (mm)

El método de Davisson se aplica a ensayos de penetración constante, si se aplica a ensayos con carga mantenida, resulta conservador.

b. Método de Chin

Se admite que la curva carga-asentamiento cerca de la rotura es hiperbólica. En éste método el asentamiento es dividido por su correspondiente carga y el gráfico pasa a ser una curva de asentamiento/carga vs. Asentamiento. Los puntos obtenidos tienden a formar una recta y la inversa de la pendiente es la carga de rotura. Este método se aplica a pruebas rápidas o lentas, ya que el tiempo de aplicación de los estados de carga es constante.

c. Método de De Beer

La curva carga vs. Asentamiento es llevado a un gráfico log-log. Para los valores de carga mayores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura.

d. Criterio del 90% de Brinch-Hansen

La carga de rotura será aquella cuyo asentamiento será el doble del asentamiento medido para una carga que corresponde al 90% de la carga de rotura.

e. Método de Fuller y Hoy

De acuerdo a este criterio, la carga de rotura es aquella que corresponde al punto de la curva carga – asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 in/ton.

f. Método de Butler y Hoy

La carga de rotura es definida como aquella correspondiente al punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva y que tenga una inclinación de 0.05 in/ton. Y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva.

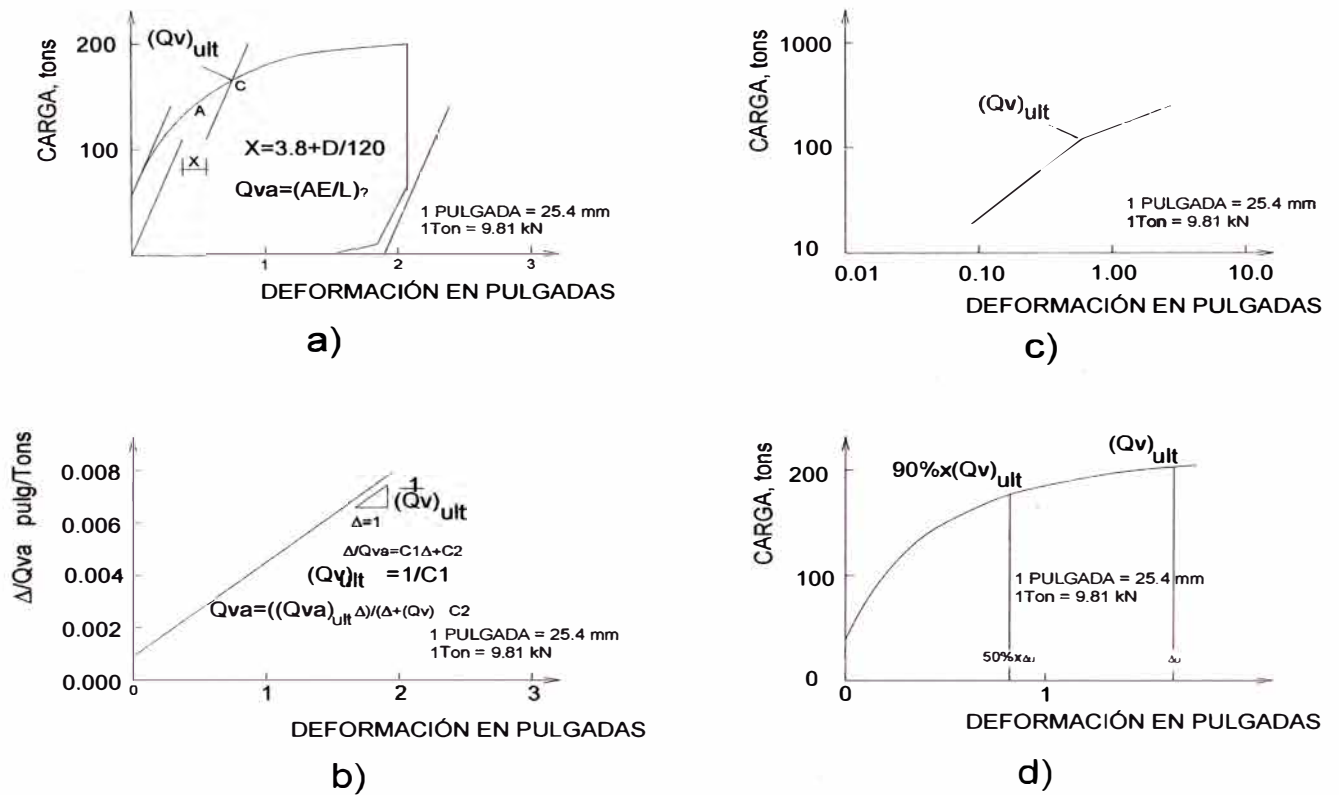


Fig. N° 18 EVALUACIÓN DE ENSAYOS DE CARGA: a) método de Davisson b) método de Chin c) método de Beer d) método de Hansen al 90%<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Gráficos. Dr. Jorge Alva Hurtado, Diseño de Cimentaciones

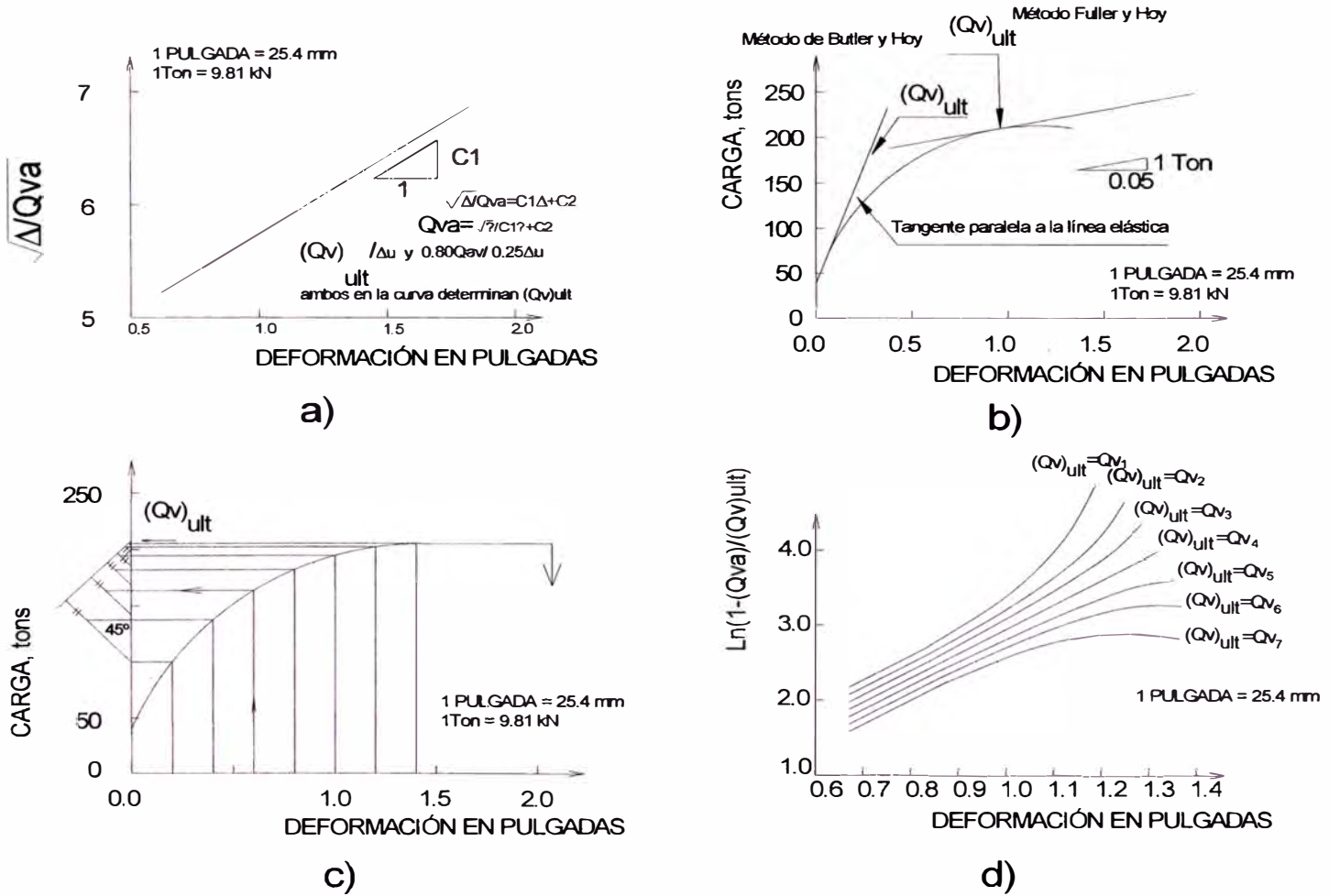


Fig. N° 19 EVALUACIÓN DE ENSAYOS DE CARGA: a) método de Hansen al 80% b) método de Mazurkiewicz c) método de Fuller y Hoy y Butler y Hoy d) método de Vander Veen

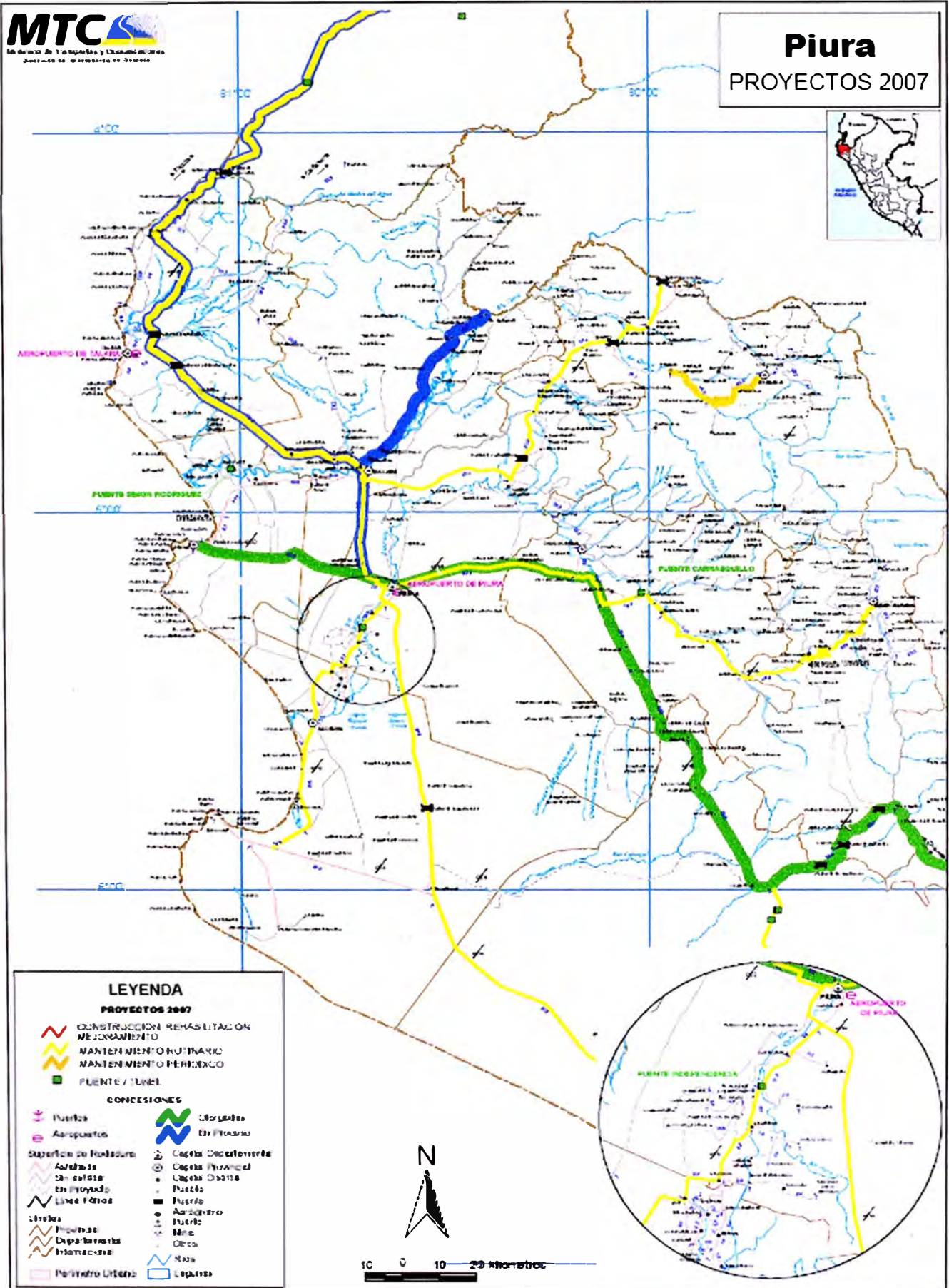
<sup>1</sup> Gráficos. Dr. Jorge Alva Hurtado, Diseño de Cimentaciones

## BIBLIOGRAFÍA

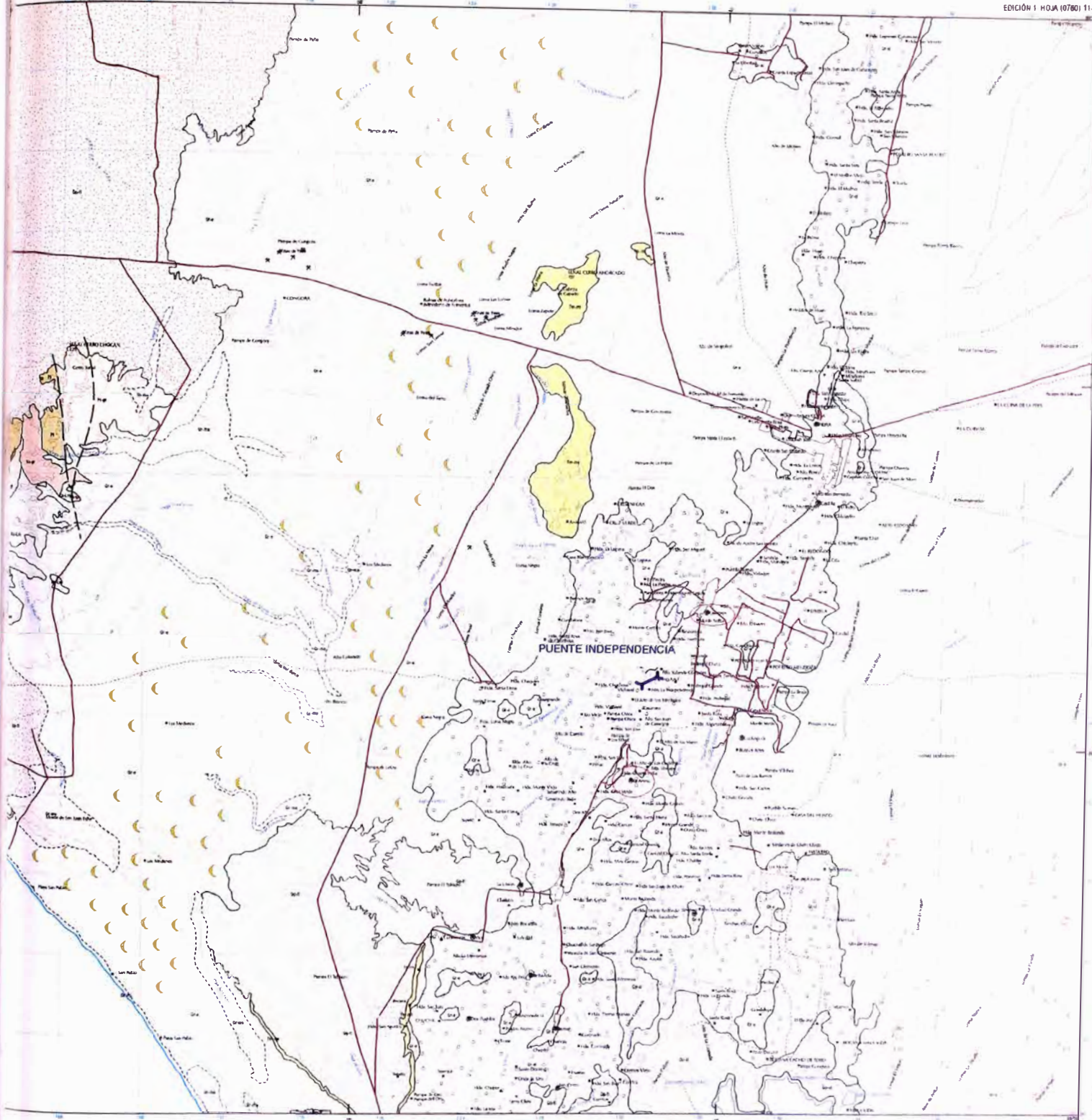
- 1.- Alva Hurtado, J. E., Cimentaciones Profundas. Seminario Cimentaciones de Estructuras. Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Lima, 1993
- 2.- Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Cuarta Edición, Internacional Thomson Editores, Mexico 2002
- 3.- Gregory P. Tschebotarioff, Mecánica de Suelos, cimientos y estructuras de Tierra. Tercera Edición, Aguilar, S.A. de Ediciones, España, 1963
- 4.- Henri Cambefort, Reconocimiento de Suelos y Cimentaciones Especiales, Segunda Edición, Ediciones Omega, S.A. Barcelona 1967
- 5.- T. William Lambe, Robert V. Whitman, Mecánica de Suelos. Segunda Edición, Editorial Limusa, Mexico, 2001
- 6.- Tomlinson, M. J., Cimentaciones: Diseño y Construcción, México, 1996
- 7.-Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Diseño de Puentes, Lima, 2003
- 8.- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, Ministerio de Vivienda, Lima 2006

# ANEXOS

## UBICACIÓN DEL PUENTE INDEPENDENCIA







REPÚBLICA DEL PERU  
SECTOR ENERGÍA Y MINAS  
INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO  
MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE PIURA

MINISTERIO DE ENERGÍA  
INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO

LEYENDA

| ETAPA     | SISTEMA     | SERIE           | UNIDADES LITOLÓGICAS | ROCAS INTRUSIVAS |
|-----------|-------------|-----------------|----------------------|------------------|
| CUARTARIO | NEÓCENO     | De Piura        | Depósitos de arena   | Diq              |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-a             |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-b             |
|           | PLEISTOCENO | Tallero Lumbros | Depósitos de arena   | Di-c             |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-d             |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-e             |
| TERCIARIO | MIOCENO     | Fm. Miraflores  | Depósitos de arena   | Di-f             |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-g             |
| CRETÁCICO | MIOCENO     | Fm. La Olla     | Depósitos de arena   | Di-h             |
|           |             |                 | Depósitos de arena   | Di-i             |

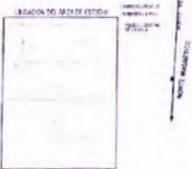


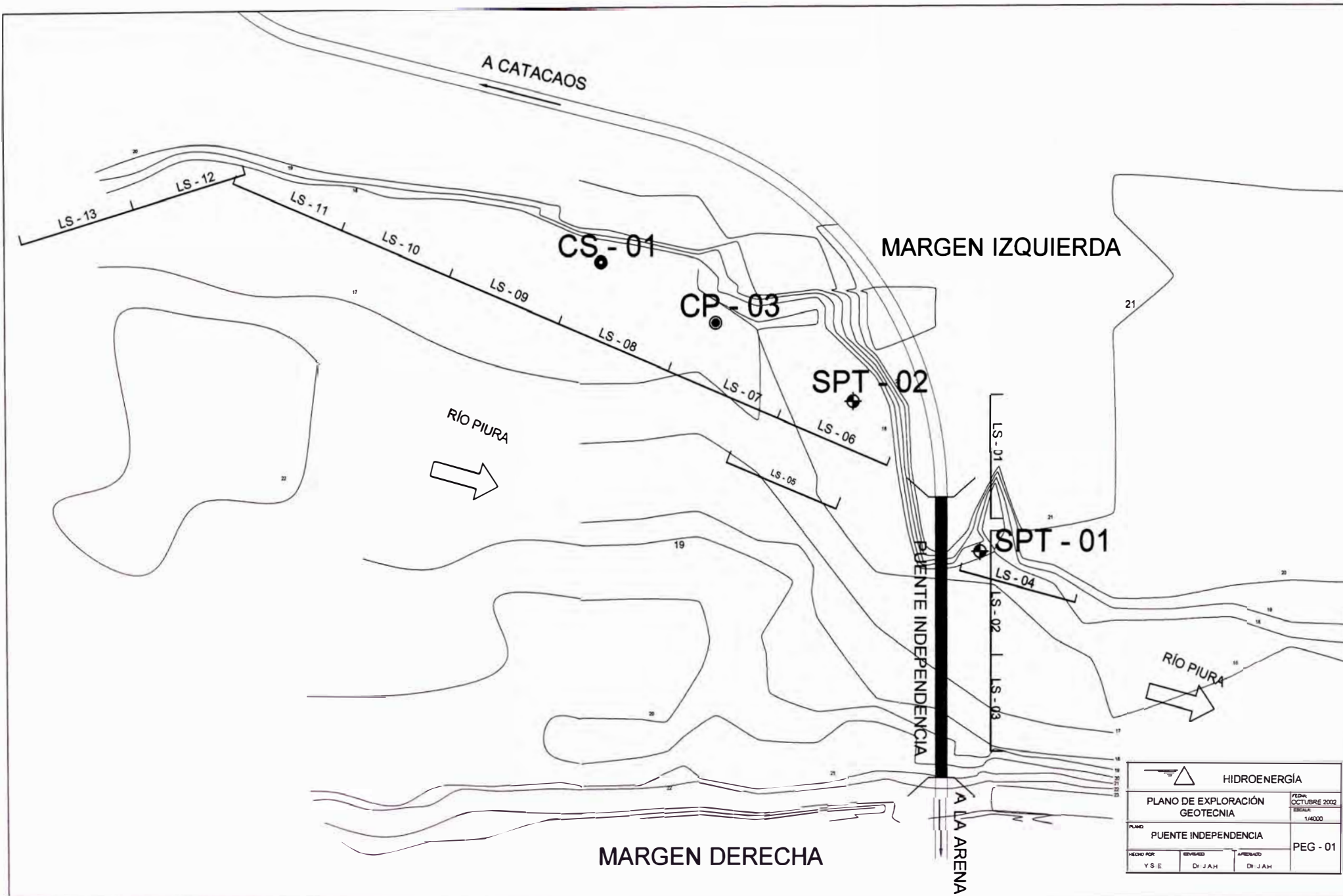
ESQUEMA DE CORTE DE CADA UNO DE LOS GRUPOS  
CADA UNO DE LOS GRUPOS DE UNIDADES  
PROYECTADO SOBRE EL MAPA DE LA HOJA  
DE LA ESCALA DE 1:50,000. LAS UNIDADES  
SON LAS QUE SE ENCUENTRAN EN EL MAPA  
DE LA ESCALA DE 1:50,000.

| Grupos | Unidades | Letras |
|--------|----------|--------|
| Di-a   | Di-b     | Di-c   |
| Di-d   | Di-e     | Di-f   |
| Di-g   | Di-h     | Di-i   |

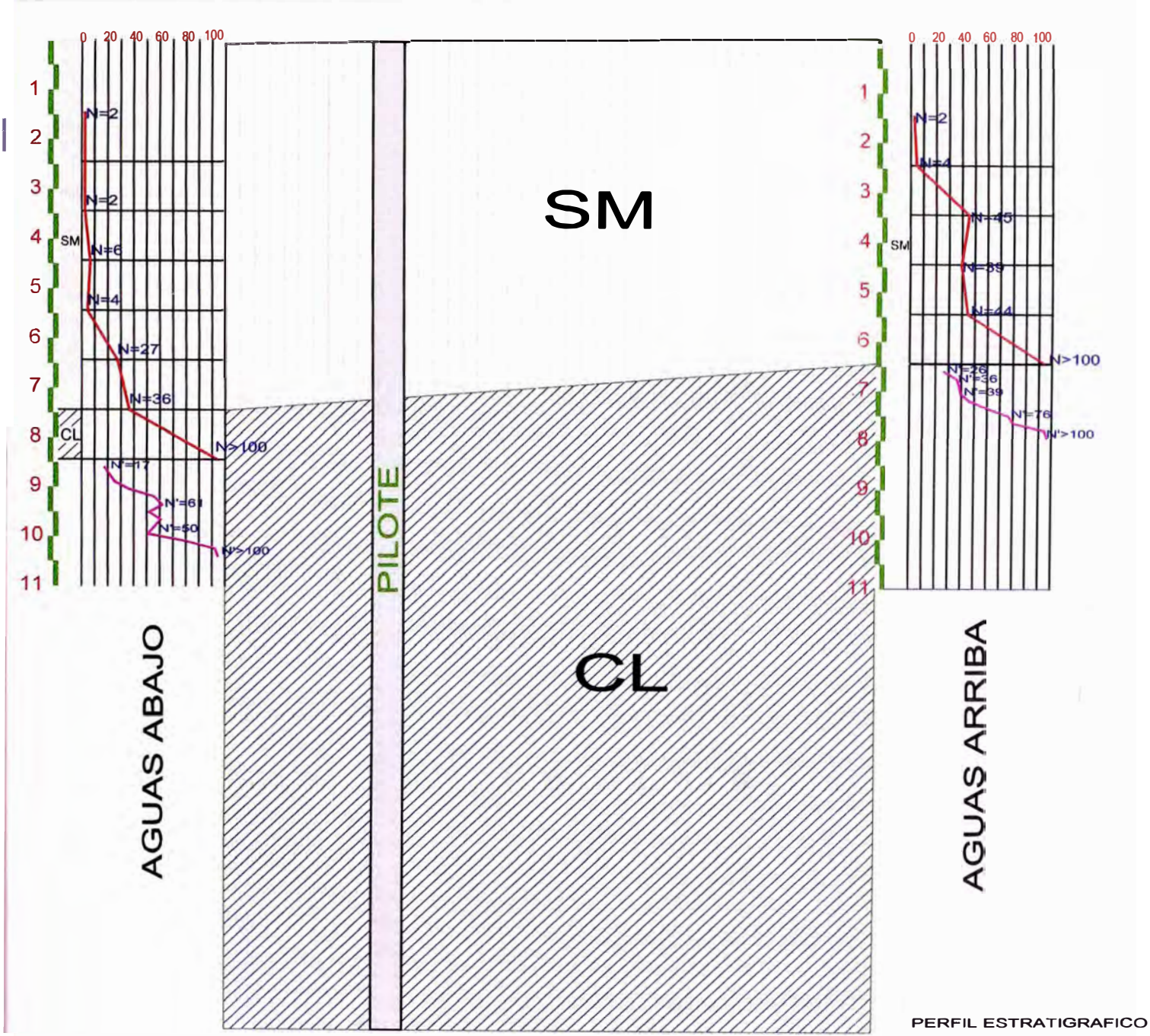
SÍMBOLOS

- Wanda y Suroeste de Piura
- Deposito de arena
- Deposito de arena
- Falla Normal
- Falla Inversa
- Falla Normal
- Falla Inversa
- Deposito de arena
- Deposito de arena





|                                   |                        |                        |                        |
|-----------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| HIDROENERGÍA                      |                        |                        | FECHA:<br>OCTUBRE 2002 |
| PLANO DE EXPLORACIÓN<br>GEOTECNIA |                        |                        | ESCALA:<br>1/4000      |
| PLANO:<br>PUNTE INDEPENDENCIA     |                        |                        | PEG - 01               |
| HECHO POR:<br>Y S E               | REVISADO:<br>Dr. J A H | APROBADO:<br>Dr. J A H |                        |



ROCA MUY ALTERADA

PERFIL ESTRATIGRAFICO



| HIDROENERGÍA    |                      | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA   |         | REGISTRO DE SONDAJE                          |                     |                      | CP-1               |    |    |
|-----------------|----------------------|--------------------------|---------|--|---------------------|----------------------|--------------------|----|----|
| ENCARGADO       | DR. Y. SANCHEZ MOYA  |                          |         | NIVEL FREÁTICO                               | 0.00 m              |                      |                    |    |    |
| PROYECTO        | PUENTE INDEPENDENCIA |                          |         | REGISTRO                                     | Y.S.E.              |                      |                    |    |    |
| UBICACIÓN       | CATACAGO - FLORA     |                          |         | REVISADO POR                                 | DR. J. ALVA         |                      |                    |    |    |
| PROFUNDIDAD     | 10.4 m               |                          |         | FECHA  | SEPTIEMBRE DEL 2002 |                      |                    |    |    |
|                 | CLASIFICACIÓN        | COTA (m.s.n.m.)          | 105.00  | MÉTODOS VISUALES Y<br>ÚLTIMO DE CONSISTENCIA |                     | ENSAYO SPT/CONO PECK |                    |    |    |
| PROFUNDIDAD (m) | CLASIFICACIÓN        | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MÉTODOS | W (%)  | LL (%)              | IP (%)               | Nº (SPT/CONO PECK) |    |    |
|                 |                      |                          |         |  |                     |                      | 10                 | 20 | 30 |
| 0.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 0.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=3               |    |    |
| 1.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 1.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=1               |    |    |
| 2.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 2.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=3               |    |    |
| 3.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 3.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=22              |    |    |
| 4.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 4.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 5.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 5.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 6.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 6.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=2               |    |    |
| 7.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=3               |    |    |
| 7.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=4               |    |    |
| 8.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=4               |    |    |
| 8.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=4               |    |    |
| 9.0             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=7               |    |    |
| 9.5             |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=11              |    |    |
| 10.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=14              |    |    |
| 10.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=12              |    |    |
| 11.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=10              |    |    |
| 11.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=10              |    |    |
| 12.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=14              |    |    |
| 12.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=19              |    |    |
| 13.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=21              |    |    |
| 13.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 14.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=18              |    |    |
| 14.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=18              |    |    |
| 15.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=19              |    |    |
| 15.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 16.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=18              |    |    |
| 16.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 17.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 17.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=19              |    |    |
| 18.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 18.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=20              |    |    |
| 19.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=24              |    |    |
| 19.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=23              |    |    |
| 20.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=25              |    |    |
| 20.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=22              |    |    |
| 21.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=24              |    |    |
| 21.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=31              |    |    |
| 22.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=31              |    |    |
| 22.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=30              |    |    |
| 23.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=31              |    |    |
| 23.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=30              |    |    |
| 24.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=31              |    |    |
| 24.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=25              |    |    |
| 25.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=18              |    |    |
| 25.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=33              |    |    |
| 26.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=23              |    |    |
| 26.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=27              |    |    |
| 27.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=26              |    |    |
| 27.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=28              |    |    |
| 28.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=28              |    |    |
| 28.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=28              |    |    |
| 29.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=28              |    |    |
| 29.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=29              |    |    |
| 30.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=33              |    |    |
| 30.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=30              |    |    |
| 31.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=40              |    |    |
| 31.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=40              |    |    |
| 32.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=40              |    |    |
| 32.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=61              |    |    |
| 33.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=60              |    |    |
| 33.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=65              |    |    |
| 34.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=77              |    |    |
| 34.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=66              |    |    |
| 35.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=65              |    |    |
| 35.5            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=100             |    |    |
| 36.0            |                      |                          |         |  |                     |                      | Nº=112             |    |    |



*to N° 18: Vista del sondaje SPT-01 ubicado en el extremo izquierdo del frente Independencia.*



**Foto N° 16:** Sondaje SPT-01, se muestra el proceso de extracción de muestra con la osteadora manual (Puente Independencia).



**Foto N° 17:** Vista del ensayo de Cono Sowers CS-01 ubicado aguas arriba del Puente Independencia.



Foto N° 21: Línea sísmica ubicada aguas arriba del Puente Independencia ,