

# **"ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL, EN LOS CANTONES GUAYAQUIL Y PLAYAS, DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS"**

## **ESTUDIO DE SUELOS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL SOBRE ESTERO EL MORRO**



**Marco Apunte Ordóñez**  
Ingeniero Civil - Consultor



## CONTENIDO

|                                                            |    |
|------------------------------------------------------------|----|
| 1. INTRODUCCIÓN.....                                       | 3  |
| 1.1 Antecedentes .....                                     | 3  |
| 1.2 Alcance del estudio .....                              | 3  |
| 1.3 Objetivo .....                                         | 3  |
| 1.4 Trabajos realizados .....                              | 3  |
| 1.4.1. Sondeos.....                                        | 3  |
| 1.4.2. Ensayos de laboratorio .....                        | 4  |
| 1.4.3. Trabajos de oficina .....                           | 4  |
| 2. GENERALIDADES .....                                     | 5  |
| 2.1. Ubicación .....                                       | 5  |
| 2.2. Estructura Proyectada.....                            | 6  |
| 2.3. Descripción general de la cuenca .....                | 7  |
| 2.4. Resultados de la Interpretación Geofísica .....       | 7  |
| 3. MARCO TEÓRICO APLICADO .....                            | 9  |
| 3.1. Parámetros geo mecánicos .....                        | 9  |
| 3.2. Factores de Resistencia .....                         | 13 |
| 3.3. Capacidad de carga nominal cimentación directa.....   | 15 |
| 3.4. Capacidad de carga nominal cimentación profunda ..... | 21 |
| 3.5. Evaluación del potencial de licuefacción $P_L$ .....  | 28 |
| 4. RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN .....                      | 31 |
| 4.1. Estratigrafía.....                                    | 31 |
| 4.2. Potencial de licuefacción.....                        | 32 |
| 4.3. Eficiencia de Grupo de pilotes.....                   | 34 |
| 5. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....       | 36 |
| 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....                    | 44 |

## **1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Antecedentes**

El Gobierno de la Provincia del Guayas dentro de su programa de mejora de la red vial, ha incluido los estudios de la vía **San Antonio - San Miguel**. Los estudios contemplan la ejecución de los respectivos estudios geotécnicos del puente San Miguel sobre la Qda. El Morro con base a la exploración directa que permitan definir las condiciones y tipos de cimentación de la estructuras, determinar el comportamiento del suelo a las sollicitaciones estructurales y diseño de la cimentación.

En definitiva, el proyecto ha previsto la ejecución de “Expediente Técnico del Estudio de Geotécnico para La Cimentación del Puente San Miguel sobre conocido también con el estero El Morro”.

### **1.2 Alcance del estudio**

Realizar las investigaciones de geotécnica, con el objeto de identificar en superficie de las principales unidades litológicas y en profundidad la distribución de los estratos subyacentes.

La obtención de parámetros geotécnico, a fin de poder evaluar y recomendar la capacidad portante de los materiales, profundidades y tipos de cimentación.

### **1.3 Objetivo**

El presente estudio tiene como principales objetivos los siguientes:

- Describir la naturaleza estratigráfica del subsuelo
- Determinar las propiedades físicas y de comportamiento mecánico de los suelos para el diseño de cimentación y el empuje sobre los muros de contención a diseñarse.
- Emitir conclusiones y recomendaciones para la construcción de la cimentación.

### **1.4 Trabajos realizados**

#### *1.4.1. Sondeos*

Los sondeos a rotación percusión emplearon equipos de perforación convencionales, que permitieron la recuperación continua de muestras. La



perforación se realizó conforme a la Norma ASTM D5434-09 (USA) (Standard Guide for Field Logging of Subsurface Explorations of Soil).

La realización de ensayos geotécnicos, trajo consigo la aplicación de diámetros y tuberías idóneas para su ejecución tomando en cuenta las litologías atravesadas y su calidad.

Los diámetros usados en la perforación son los correspondientes a la versión AW. Las muestras recuperadas fueron colocadas en bolsas plásticas y transportadas como lo indica la Normas ASTM D5079 - 08 (USA); ASTM D4220 – 95.

Los log de perforación y la ubicación donde fueron ejecutados se muestran en el **Anexo N°2: Log de Perforación**. Un resumen de los sondeos realizados con sus respectivas coordenadas se muestra a continuación:

**Tabla 1.1 : Resumen de ubicación de sondeos**

| Sondeo | Ubicación        | Coordenadas         | Abscisa Km | Cota (msnm) |
|--------|------------------|---------------------|------------|-------------|
| S1     | Margen Derecha   | E: 574546 N:9718230 | 7+255      | 6.50        |
| S2     | Margen Izquierdo | E:574585 N:9718215  | 7+288      | 8.50        |

#### *1.4.2. Ensayos de laboratorio*

En varias de las muestras alteradas obtenidas se realizaron los respectivos ensayos de clasificación SUCS. Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el **Anexo N°5: Ensayos de Laboratorio**.

#### *1.4.3. Trabajos de oficina*

Los perfiles estratigráficos obtenidos mediante la exploración se procedieron a incorporarlos en los planos de las secciones entregadas.

Con los resultados obtenidos se procede a caracterizar el sustrato de cimentación aplicando la metodología y el marco teórico que se expone más adelante. Con estos parámetros, y utilizando las teorías actuales que son comúnmente aceptadas, se realizó los cálculos de capacidad de carga y determinación de los parámetros físico-mecánicos para el cálculo de empujes sobre estribos.

Se comprueba la estabilidad de la cimentación en relación a los asentamientos instantáneos y los demás aspectos correspondientes a la temática que compete.



La determinación de las características geométricas del proyecto y las Cotas de cimentación se obtuvieron de los planos topográficos e implantación de los proyectos que fueron proporcionados por el consultor vial.

## 2. GENERALIDADES

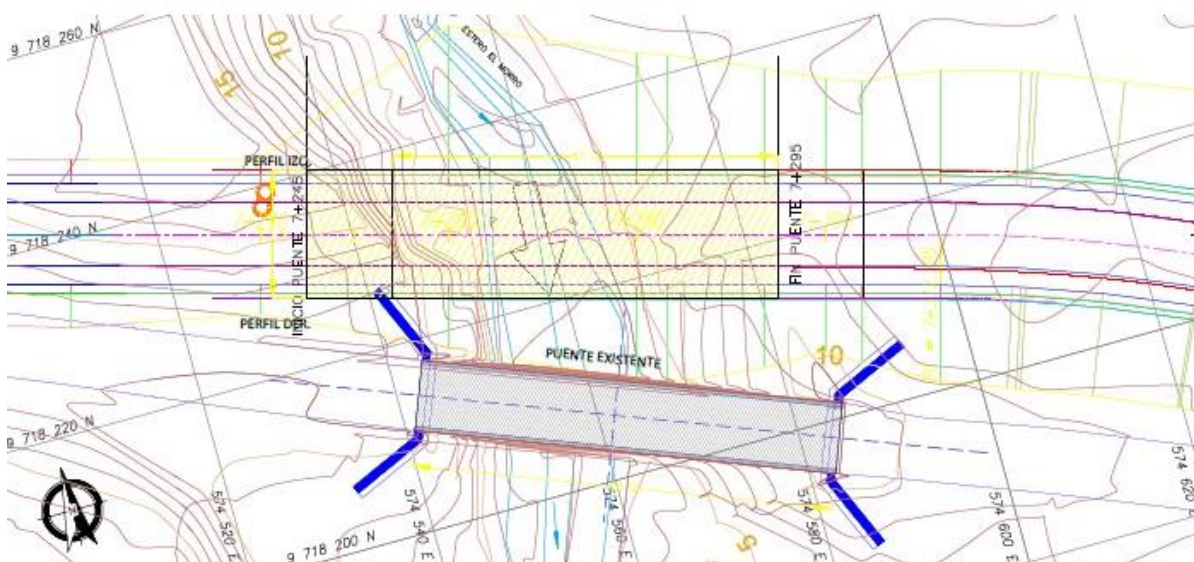
### 2.1. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en zona Sur Occidental del Ecuador, provincia de Guayas cantón San Elena. Se trata de una vía existente que necesita la construcción de un nuevo puente a fin de remplazar el existente que presenta una falla en el tablero; el puente se ha denominado San Miguel por la población cercana pero es sobre la Qda. ó estero El Morro. Las abscisas sugeridas por la consultoría vial son:

**Tabla 2.1: Abscisas de Inicio y Fin del Puente**

| Abscisa Inicial (Estribo derecho) | Abscisa Final (Estribo Izquierdo) |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 7+245                             | 7+295                             |

**Figura 2.1 : Ubicación del proyecto**



Fuente: Plano Proyecto Vial



## 2.2. Estructura Proyectada

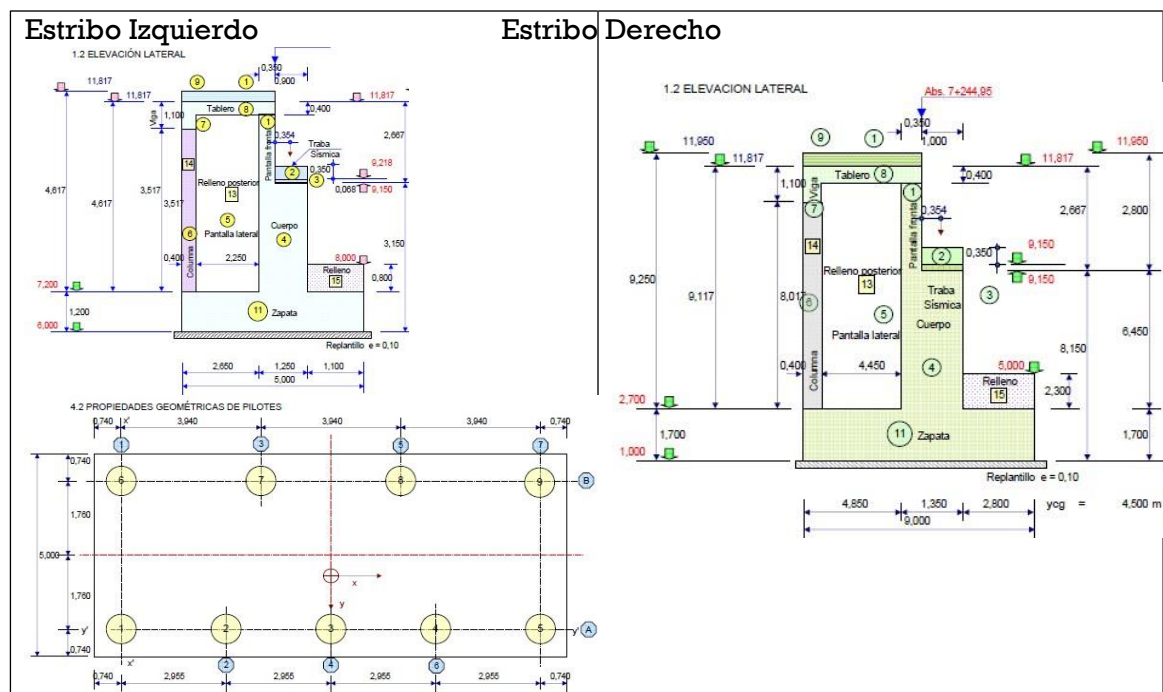
El puente proyectado es una estructura de hormigón apoyado sobre estribos de una longitud total de 50 m. A continuación se puede observar el anteproyecto estructural.

Las descargas estimadas para las diferentes combinaciones de carga, según AASTHO LRFD

**Tabla 2.2: Descarga del Puente San Miguel**

| ESTRIBO   | ESTADO        | Pu (Ton) | Hu (Ton) | Mu (Ton-m) | $\theta^\circ$ |
|-----------|---------------|----------|----------|------------|----------------|
| DERECHO   | SERVICIO      | 2726,73  | 429,36   | 3029,36    | 8,9            |
|           | RESISTENCIA I | 3640,69  | 647,4    | 4101,91    | 10,1           |
|           | EXTREMO I     | 2636,76  | 1324,62  | 7941       | 26,7           |
| IZQUIERDO | SERVICIO      | 1112,46  | 142,76   | 300,41     | 7,3            |
|           | RESISTENCIA I | 1504,73  | 223,72   | 484,34     | 8,5            |
|           | EXTREMO I     | 1038,46  | 541,87   | 1477,45    | 27,6           |

**Figura 2.2 : Anteproyecto Estructural**





En el margen izquierdo del estero, para la cimentación superficial directa se propone un estribo de 9 m de base y aproximadamente 10 m de alto.

En el margen derecho del estero, para la cimentación profunda se propone un estribo de 5 m de base y aproximadamente 6 m de alto, cimentado en zapata con dos filas de pilotes.

### **2.3. Descripción general de la cuenca**

El área del cruce del puente presenta un cauce en forma de “v” y un relieve abrupto en la margen derecha y suavizada a plano en la margen izquierda donde se ha formado unas terrazas aluviales reciente de baja energía.

### **2.4. Resultados de la Interpretación Geofísica**

El análisis de los resultados obtenidos con la campaña de exploración geofísica que se presentó en un documento independiente, denominado: Estudio de geofísica MASW Puente San Miguel. Se realizaron dos tendidos sísmicos uno en cada margen del río en los estribos del puente, ambos resultados demuestran la influencia de la cimentación del puente existente sobre el modelo matemático que determina las ondas de corte Vs, presentando valores más altos en superficie que luego disminuye, esta disminución es más pronunciada en la margen izquierda MASW-02, por ellos difiere o no refleja; en superficie, los resultados obtenidos en los sondeos para la ubicación del puentes proyectado distantes 15 a 20 m, en los siguientes gráficos se presenta un comparativo entre los modelos estudiados y las ondas Vs obtenida de correlaciones con el N(SPT). A continuación se presenta las conclusiones siguientes:

El ensayo corresponde al ensayo MASW-01 de 115 m de longitud ubicado en la margen derecha del Puente San Miguel, genero un ensayo de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 30 metros, en el cual muestra la presencia de cuatro estratos sísmicos, las cuales son asociados a posibles materiales granulares y rocas muy meteorizadas de mala calidad, en los primeros 4 m se observa la influencia de la cimentación.

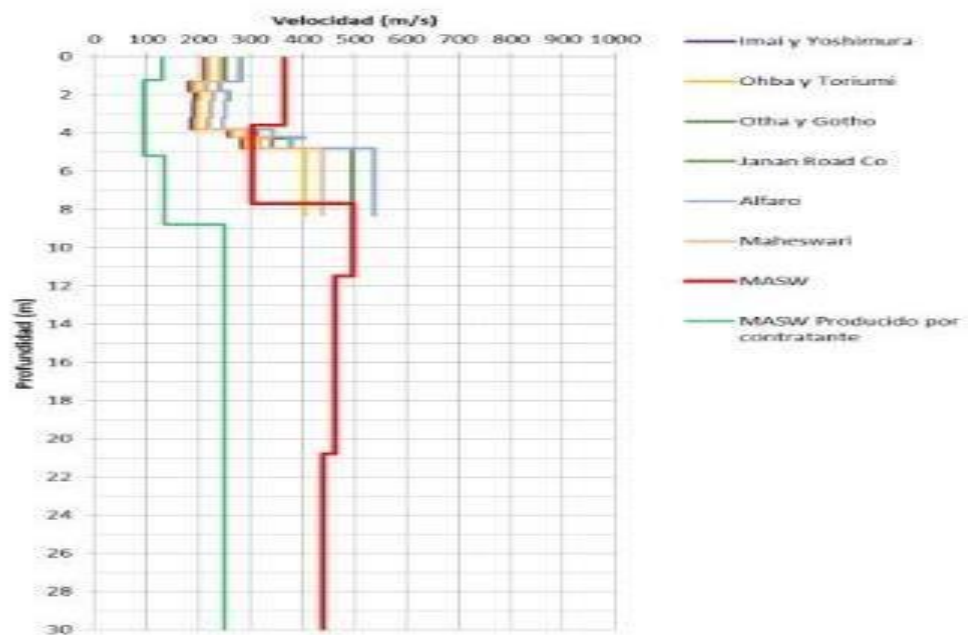
De manera similar en la otra margen corresponde al ensayo MASW-02 se presentan valores sísmicos y espesores similares, de igual forma el material es asociado a posibles materiales granulares y rocas meteorizadas de mala calidad. Esta margen presenta una disminución en las velocidades de onda corte de los 3.6 a los 7.40 m, hasta donde llega la influencia de la cimentación del puente, luego se presentan los estratos naturales asociados a la presencia de materiales más arcillosos e intemperizados debido a la presencia constante de agua, esta es la velocidad real de los depósitos naturales; las velocidades



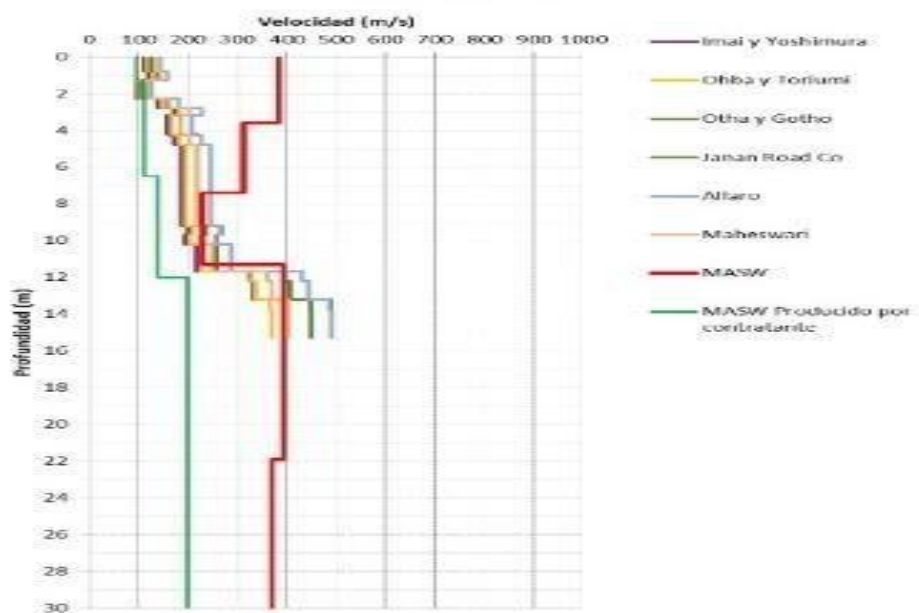


mayores registradas entre la superficie hasta los 3.6 m está influenciada por la construcción del puente existente, posiblemente debido a la construcción de remplazo de suelo y/o cimentación profunda y la consolidación del terreno por el peso del relleno y estribo.

**Figura 2.3 : Resultados MASW-01 Margen Derecha**



**Figura 2.4 : Resultados MASW-02 Margen Izquierda**







## **Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico**

El  $V_{s30}$  calculado acorde con la norma NEC como:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Dónde:  $V_{si}$  ;  $d_i$  es la velocidad y espesor de cada estrato hasta los 30 m de profundidad.

La clasificación del tipo de suelo según norma NEC es

- Margen Derecha, abscisa Km 7+245 Según la tabla de Resultados MASW-01 se obtiene  $V_{s30} = 416.62$  m/s. Clasificación tipo perfil suelo C.
- Margen Izquierda, abscisa Km 7+295 Según la tabla de Resultados MASW-02 se obtiene  $V_{s30} = 343.34$  m/s. Clasificación tipo perfil suelo D.

## **3. MARCO TEÓRICO APLICADO**

### **3.1. Parámetros geo mecánicos**

Los parámetros geo mecánicos para la caracterización de los sub estratos de cimentación se obtienen de las correlaciones con el ensayo de penetración estándar, para algunas correlaciones previamente debe corregirse los valores de campo del  $N(SPT)$ .

La corrección del valor  $N_{campo}$ , se realizó aplicando todos los factores de corrección, así:

$$N_{60} = N_{campo} n_E n_B n_S n_R$$

En la Tabla 3.1 se presentan los factores de corrección, se incluye los efectos de energía ( $n_E$ ), por el diámetro del sondeo ( $n_B$ ) por el método de muestreo ( $n_S$ ) y longitud de las barras ( $n_R$ ). En la Tabla 3.1 se puede notar que los valores de corrección del término de energía ( $n_E$ ) varían en un amplio rango; por esta razón, la estimación correcta de  $n_E$  es más importante que los otros factores de corrección.



**Tabla 3.1 : Corrección del N (SPT) (Skempton, 1986)**

| Factor               | Equipo Variable                                                | Término       | Corrección                          | Corrección utilizada                 |
|----------------------|----------------------------------------------------------------|---------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Relación de energía  | Martillo Donut<br>Martillo de seguridad<br>Martillo automático | $n_E = ER/60$ | 0.5 a 1.0<br>0.7 a 1.2<br>0.8 a 1.5 | $n_E = 1.0$                          |
| Diámetro del sondeo  | 65 a 115 mm<br>150 mm<br>200 mm                                | $n_B$         | 1.00<br>1.05<br>1.15                | $n_B = 1.0$                          |
| Método de muestreo   | Muestreo estándar<br>Muestreo no estándar                      | $n_S$         | 1.00<br>1.1 a 1.3                   | $n_S = 1.0$                          |
| Longitud de Varillas | 3 a 4 m<br>4 a 6 m<br>6 a 10 m<br>10 a > 30 m                  | $n_R$         | 0.75<br>0.85<br>0.95<br>1.00        | $n_R = 0.75$<br>0.85<br>0.95<br>1.00 |

Las correlaciones recomendadas en el Manual de diseño de la LRFD de la AASHTO se describen a continuación.

(Sabatini et al., 2002) presenta las siguientes correlaciones relativas a los valores de N del SPT para el ángulo de fricción drenado en arenas.

La ecuación es una correlación derivada entre  $\phi'$  y la resistencia normalizada SPT,  $(N_1)_{60}$ , obtenidas de muestras de alta calidad no disturbadas congeladas de arenas naturales que permitió mediciones directas de  $\phi'$  en las células triaxiales (Hatanaka y Uchida, 1996)

$$\phi' = \sqrt{15.4(N_1)_{60}} + 20^\circ$$

La ecuación es una correlación conocida entre  $N_{60}$  y  $\phi'$  desarrollado por Schmertmann (1975). Los resultados de la Ecuación tienden a ser algo conservadora, especialmente para poca profundidad (es decir, menos de 1.80 m).

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0.34}$$

Dónde:

$\phi'$  = ángulo de fricción



$\sigma'_{vo}$  = tensión efectiva vertical en la profundidad de medición del valor N, y

$P_a$  = presión atmosférica en las mismas unidades que  $\sigma'_{vo}$

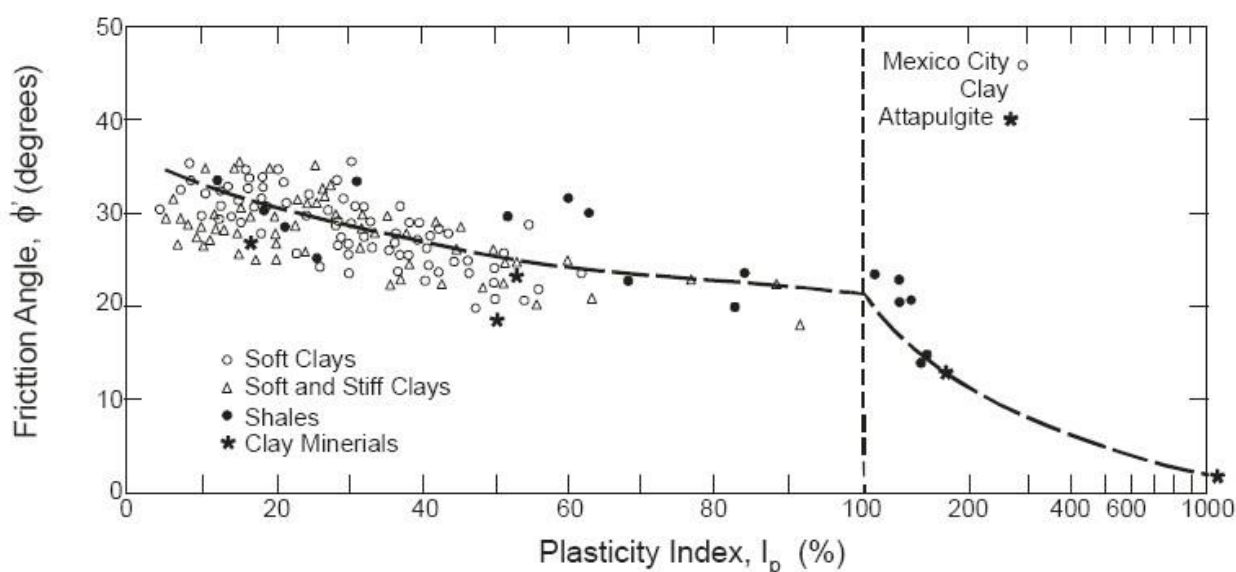
Kulhawy y Chen (2007) evaluaron datos recopilados de la literatura sobre las propiedades de resistencia de los suelos de grano muy grueso, como arenas y gravas. La base de datos se utilizó para desarrollar la siguiente correlación, basada en el análisis de regresión, entre  $\phi'$  y el valor de N. Esta ecuación proporciona una estimación de primer orden de  $\phi'$  para una amplia gama de suelos no cohesivos y sobre una gama amplia de valores N, incluyendo valores de hasta 100. La Ecuación a continuación es la correlación recomendada para la estimación de  $\phi'$  con el fin de evaluar la resistencia lateral de pilas perforados en suelos no cohesivos por los métodos descritos.

$$\phi' = 27.5 + 9.2 \log [(N_1)_{60}] \quad (r^2 = 0.356, n = 57)$$

Para los análisis preliminares (Sabatini et al., 2002) presenta la relación mostrada en la Figura 3.1 como un medio para obtener el ángulo de fricción a tensión efectiva de las arcillas desde el índice de plasticidad.

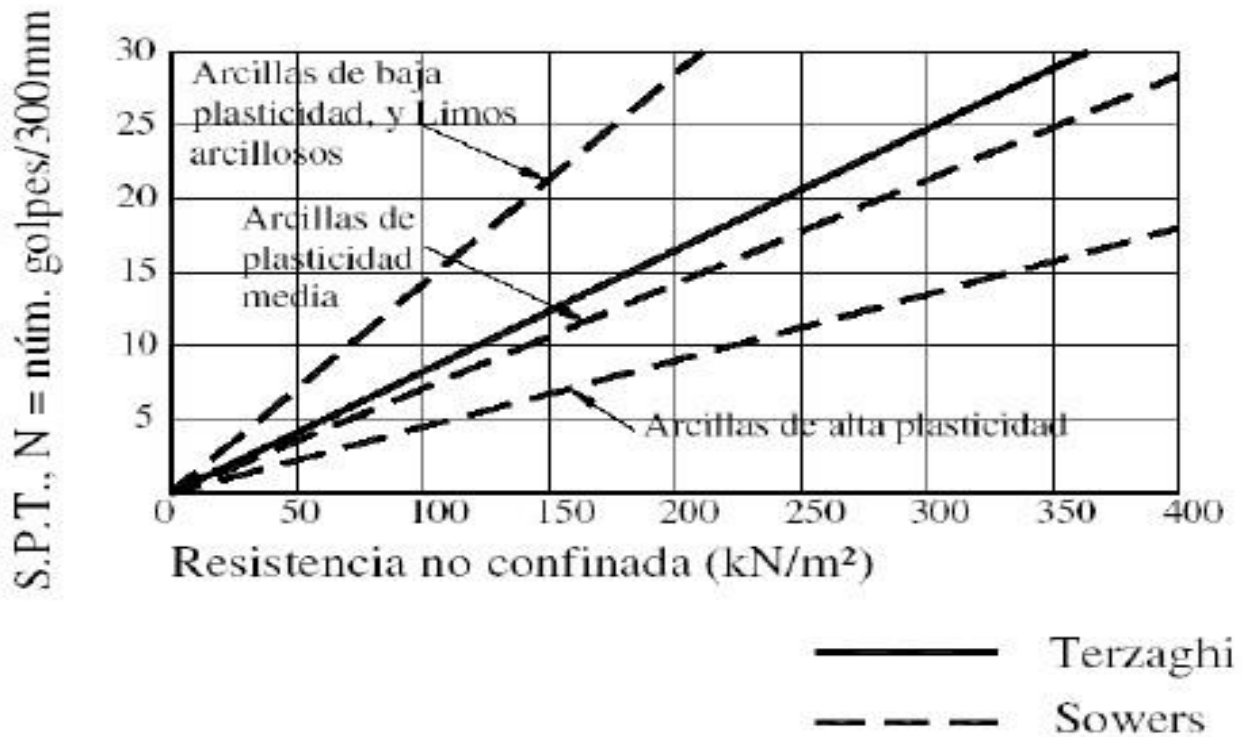
Un clásico, muy utilizado para deducir el valor de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  en función del N(SPT) se presenta en la Figura 3.2. En condiciones sin drenaje se adopta el valor de la resistencia al corte igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple sin confinamiento.

**Figura 3.1 : Relación entre  $\phi'$  y PI de suelos arcillosos  
(Terzaghi, Peck y Mesri, 1996)**





**Figura 3.2 : Valores de la resistencia a compresión simple a partir del ensayo de penetración estándar (SPT) para suelos cohesivos de distinta plasticidad (NAVFAC, 1971)**



El factor de corrección empírico  $f_1$  dada a continuación para el  $N(SPT)$  es una correlación se puede interpolar valores de  $PI$  para entre 15 y 50, pero debe limitarse a los valores dados cuando los valores de  $PI$  caen fuera del rango presentado

|     |                                              |                                                                              |
|-----|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| SPT | $S_{u(N_{60})} = \frac{f_1 N_{60} P_a}{100}$ | Empirical: $f_1 = 4.5$ for $PI = 50$<br>Empirical: $f_1 = 5.5$ for $PI = 15$ |
|-----|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|

En la ausencia de resultados de las pruebas UU, se puede utilizar una correlación general de Kulhawy y Mayne (1990)  $S_u = 0.0625N$ , en unidades de tsf (1tsf = 2000psf = 95.76 KPa = 0.976 kg/cm<sup>2</sup>).

AASHTO (2012) proporciona valores aproximados de módulo del suelo equivalente basado en el tipo de suelo y por correlación con valores  $N(SPT)$ .



**Tabla 3.2: Propiedades elásticas de los suelos  
(AASHTO 2012. Tabla C10.4.6.3-1)**

| Tipo de Suelo                | Rango de valores típicos     | Coeficiente de Poisson, $\nu$<br>(adimensional) | Estimación de $E_s$ a partir de $N$                                                   |                                                                              |           |
|------------------------------|------------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|-----------|
|                              | Módulo de Young, $E_s$ (MPa) |                                                 | Tipo de suelo                                                                         | $E_s$ (MPa)                                                                  |           |
| Arcilla:                     |                              |                                                 |                                                                                       |                                                                              |           |
| Blanda sensible              | 2,4 - 15                     | 0,4 - 0,5<br>(no drenada)                       | Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas                                    | 0,4 $M_1$                                                                    |           |
| Medianamente rígida a rígida | 15 - 50                      |                                                 | Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas                              | 0,7 $M_1$                                                                    |           |
| Muy rígida                   | 50 - 100                     |                                                 | Arenas gruesas y arenas con poca grava                                                | 1,0 $M_1$                                                                    |           |
|                              |                              |                                                 | Grava arenosa y gravas                                                                | 1,1 $N_1$                                                                    |           |
| Loes                         | 15 - 60                      | 0,1 - 0,3                                       | Grava arenosa y gravas                                                                | 1,1 $M_1$                                                                    |           |
| Limo                         | 2 - 20                       | 0,3 - 0,35                                      |                                                                                       |                                                                              |           |
| Arena fina:                  |                              |                                                 | Estimación de $E_s$ a partir de $S_u$                                                 |                                                                              |           |
|                              | Suelta                       | 7,5 - 10                                        | Arcilla blanda sensible<br>Arcilla medianamente rígida a rígida<br>Arcilla muy rígida | 400 $S_u$ - 1000 $S_u$<br>1500 $S_u$ - 2400 $S_u$<br>3000 $S_u$ - 4000 $S_u$ |           |
|                              | Medianamente densa           | 10 - 20                                         |                                                                                       |                                                                              | 0,25      |
|                              | Densa                        | 20 - 25                                         |                                                                                       |                                                                              |           |
| Arena:                       |                              |                                                 |                                                                                       |                                                                              |           |
| Suelta                       | 10 - 25                      | 0,20 - 0,35                                     | Suelos arenosos                                                                       | 4 $q_c$                                                                      |           |
| Medianamente densa           | 25 - 50                      | 0,30 - 0,40                                     |                                                                                       |                                                                              |           |
| Densa                        | 50 - 75                      |                                                 |                                                                                       |                                                                              |           |
| Grava:                       |                              |                                                 | Estimación de $E_s$ a partir de $q_c$                                                 |                                                                              |           |
|                              | Suelta                       | 25 - 75                                         | Suelos arenosos                                                                       | 4 $q_c$                                                                      |           |
|                              | Medianamente densa           | 75 - 100                                        |                                                                                       |                                                                              | 0,3 - 0,4 |
|                              | Densa                        | 100 - 200                                       |                                                                                       |                                                                              |           |

### 3.2. Factores de Resistencia

La solicitación mayorada total se toma como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

dónde:

$\eta_i$  = modificador de las cargas especificado en la AASTHO LRFD

$Q_i$  = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2



Los componentes y conexiones de un puente deben satisfacer la Ecuación para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I. – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- EVENTO EXTREMO I. – Combinación de cargas que incluye sismos.
- SERVICIO I. – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

**Tabla 3.3 : Factores de resistencia de estado de fuerza límite para fundaciones superficiales (AASHTO, 2012 Tabla 10.5.5.2.2-1)**

| Method/Soil/Condition |             |                                                                      | Resistance Factor |
|-----------------------|-------------|----------------------------------------------------------------------|-------------------|
| Bearing Resistance    | $\phi_b$    | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay                   | 0.50              |
|                       |             | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i> | 0.50              |
|                       |             | Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i> | 0.45              |
|                       |             | Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils                   | 0.45              |
|                       |             | Footings on rock                                                     | 0.45              |
|                       |             | Plate Load Test                                                      | 0.55              |
| Sliding               | $\phi_t$    | Precast concrete placed on sand                                      | 0.90              |
|                       |             | Cast-in-Place Concrete on sand                                       | 0.80              |
|                       |             | Cast-in-Place or precast Concrete on Clay                            | 0.85              |
|                       |             | Soil on soil                                                         | 0.90              |
|                       | $\phi_{ep}$ | Passive earth pressure component of sliding resistance               | 0.50              |

Factores de resistencia para los estados servicios extremos casi siempre se toman como 1.0. Factores de resistencia para el estado límite de resistencia son menos de 1,0 están en función del método utilizado para calcular la capacidad de soporte la nominal (máxima). En la Tabla 3.3 se presentan los factores de resistencia del estado límite de resistencia recomendados por AASHTO para cimentaciones superficiales.



### 3.3. Capacidad de carga nominal cimentación directa

En la Guía AASTHO 2020, acápite 10.6.3.1.2a Formulación Básica, para estimar la capacidad de carga consigna que se debe realizar mediante las teorías aceptadas de mecánica de suelos y debe basarse en parámetros de suelos medidos. En C10.6.3.1.2a de la Guía menciona la utilización de Brinch

- Hansen (1970), y Vesic (1973).

La capacidad de carga nominal debe estimarse mediante las teorías aceptadas de mecánica de suelos y deben basarse en parámetros del suelo medidos. Los parámetros del suelo utilizados en los análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo la carga y condiciones del subsuelo consideradas.

La capacidad de carga nominal de zapatas en suelos no cohesivos debe evaluarse mediante análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia del suelo drenado.

La capacidad de carga nominal de zapatas en suelos cohesivos debe evaluarse mediante análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia del suelo no drenado. En los casos en que los suelos cohesivos puedan ablandarse y perder resistencia con el tiempo, la capacidad de carga de estos suelos también debe evaluarse para condiciones de carga permanente utilizando el análisis de esfuerzos efectivos y los parámetros de resistencia del suelo drenado.

Para zapatas apoyadas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal debe evaluarse utilizando el análisis más crítico ya sea el de esfuerzo total o el de esfuerzo efectivo.

Excepto lo indicado a continuación, la capacidad de carga nominal de un estrato de suelo, en MPa, debe tomarse como:

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

en la cual:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

donde:

$c$  = Cohesión, tomada como la resistencia al corte del suelo no drenado





- $N_c$ = Factor de capacidad carga especificado en la tabla para el término que corresponde a la cohesión (carga en suelo no drenado) (adim)
- $N_q$ = Factor de capacidad carga especificado en la tabla para el término que corresponde a la sobrecarga (empotramiento) (carga en suelo drenado o no drenado) (adim)
- $N_\gamma$ = Factor de capacidad carga especificado en la tabla para el término que corresponde al peso unitario (ancho de zapata) (carga en suelo drenado) (adim)
- $\gamma$ = Peso unitario total (húmedo) del suelo por encima o por debajo de la profundidad de apoyo de la zapata
- $D_f$ = Profundidad de empotramiento de la zapata
- $B$ = Ancho de la zapata
- $C_{wq}, C_{w\gamma}$ = Factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático especificados en la Tabla (adim)
- $s_c, s_q, s_\gamma$ = Factores de corrección de forma de la zapata, especificados en la Tabla (adim)
- $d_q$ = Factor de corrección para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de material no cohesivo por encima de la cota de elevación del punto de apoyo, especificado en la Tabla (adim)
- $i_c, i_q, i_\gamma$ = Factores de inclinación de la carga determinados mediante las ecuaciones (adim)

Para  $\phi_f = 0$

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c)$$

Para  $\phi_f > 0$ :

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_q - 1)]$$

en el cual:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^n$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^{(n+1)}$$

$$n = [(2 + L/B) / (1 + L/B)] \cos^2 \theta \\ + [(2 + B/L) / (1 + B/L)] \sin^2 \theta$$



donde:

$B$  = ancho de la zapata

$L$  = longitud de la zapata

$H$  = carga horizontal no mayorada

$V$  = carga vertical no mayorada

$\theta$  = dirección de la carga proyectada en el plano de la zapata, medida desde el lado de longitud  $L$  (grados)

**Tabla 3.4 : Factores de capacidad de carga  $N_c$  (Prandtl, 1921),  $N_q$  (Reissner, 1924), y  $N_\gamma$  (Vesic, 1975)**

| $\phi_f$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ | $\phi_f$ | $N_c$ | $N_q$ | $N_\gamma$ |
|----------|-------|-------|------------|----------|-------|-------|------------|
| 0        | 5.14  | 1.0   | 0.0        | 23       | 18.1  | 8.7   | 8.2        |
| 1        | 5.4   | 1.1   | 0.1        | 24       | 19.3  | 9.6   | 9.4        |
| 2        | 5.6   | 1.2   | 0.2        | 25       | 20.7  | 10.7  | 10.9       |
| 3        | 5.9   | 1.3   | 0.2        | 26       | 22.3  | 11.9  | 12.5       |
| 4        | 6.2   | 1.4   | 0.3        | 27       | 23.9  | 13.2  | 14.5       |
| 5        | 6.5   | 1.6   | 0.5        | 28       | 25.8  | 14.7  | 16.7       |
| 6        | 6.8   | 1.7   | 0.6        | 29       | 27.9  | 16.4  | 19.3       |
| 7        | 7.2   | 1.9   | 0.7        | 30       | 30.1  | 18.4  | 22.4       |
| 8        | 7.5   | 2.1   | 0.9        | 31       | 32.7  | 20.6  | 26.0       |
| 9        | 7.9   | 2.3   | 1.0        | 32       | 35.5  | 23.2  | 30.2       |
| 10       | 8.4   | 2.5   | 1.2        | 33       | 38.6  | 26.1  | 35.2       |
| 11       | 8.8   | 2.7   | 1.4        | 34       | 42.2  | 29.4  | 41.1       |
| 12       | 9.3   | 3.0   | 1.7        | 35       | 46.1  | 33.3  | 48.0       |
| 13       | 9.8   | 3.3   | 2.0        | 36       | 50.6  | 37.8  | 56.3       |
| 14       | 10.4  | 3.6   | 2.3        | 37       | 55.6  | 42.9  | 66.2       |
| 15       | 11.0  | 3.9   | 2.7        | 38       | 61.4  | 48.9  | 78.0       |
| 16       | 11.6  | 4.3   | 3.1        | 39       | 67.9  | 56.0  | 92.3       |
| 17       | 12.3  | 4.8   | 3.5        | 40       | 75.3  | 64.2  | 109.4      |
| 18       | 13.1  | 5.3   | 4.1        | 41       | 83.9  | 73.9  | 130.2      |
| 19       | 13.9  | 5.8   | 4.7        | 42       | 93.7  | 85.4  | 155.6      |
| 20       | 14.8  | 6.4   | 5.4        | 43       | 105.1 | 99.0  | 186.5      |
| 21       | 15.8  | 7.1   | 6.2        | 44       | 118.4 | 115.3 | 224.6      |
| 22       | 16.9  | 7.8   | 7.1        | 45       | 133.9 | 134.9 | 271.8      |

Cada uno de los tres términos de la ecuación polinómica, debe ser afectado por un factor de corrección, cuyo índice indicara el término al que corresponde, como se muestra en la Tabla.



**Tabla 3.5 : Ecuaciones de los factores de capacidad de carga HANSEN**

|                                                                     |                             |                                      |
|---------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|
| $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$ | $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ | $N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi$ |
|---------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|

Cuando la posición del nivel freático está a una profundidad menor a 1,5 veces el ancho de la zapata, medida desde la base de la zapata hacia abajo, la capacidad de carga es afectada. En el diseño debe utilizarse el nivel freático más alto previsto para el sitio en el que se ubica la zapata.

**Tabla 3.6 : Coeficientes  $C_{wq}$  y  $C_{w\gamma}$  para distintas profundidades del nivel freático**

| $D_w$          | $C_{wq}$ | $C_{w\gamma}$ |
|----------------|----------|---------------|
| 0.0            | 0.5      | 0.5           |
| $D_f$          | 1.0      | 0.5           |
| $> 1.5B + D_f$ | 1.0      | 1.0           |

**Tabla 3.7 : Factores de corrección de forma  $s_c$ ,  $s_\gamma$ ,  $s_q$**

| Factor                                          | Angulo de fricción | Término que corresponde a la cohesión ( $s_c$ )                 | Término que corresponde al peso unitario ( $s_\gamma$ ) | Término que corresponde a la sobrecarga ( $s_q$ ) |
|-------------------------------------------------|--------------------|-----------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| Factores de forma<br>$s_c$ , $s_\gamma$ , $s_q$ | $\phi_f = 0$       | $1 + \left( \frac{B}{5L} \right)$                               | 1.0                                                     | 1.0                                               |
|                                                 | $\phi_f > 0$       | $1 + \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$ | $1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right)$                    | $1 + \left( \frac{B}{L} \tan \phi_f \right)$      |

La información a partir de la cual fue desarrollada la tabla cubre el rango indicado para el ángulo de fricción,  $\phi_f$ . En este momento no se dispone de información más allá de dicho rango.

El factor de corrección de profundidad debe usarse solamente cuando los suelos por encima de la cota de elevación del punto de apoyo de la zapata son tan competentes como los suelos ubicados por debajo, de lo contrario, el factor de corrección de profundidad debe tomarse como 1,0.

Para ángulos de fricción intermedios entre los valores mostrados en la Tabla pueden hacerse interpolaciones lineales.



**Tabla 3.8 : Factores de corrección de profundidad  $d_q$**

| Angulo de Fricción,<br>$\phi_f$ (grados) | $D_f/B$ | $d_q$ |
|------------------------------------------|---------|-------|
| 32                                       | 1       | 1.20  |
|                                          | 2       | 1.30  |
|                                          | 4       | 1.35  |
|                                          | 8       | 1.40  |
| 37                                       | 1       | 1.20  |
|                                          | 2       | 1.25  |
|                                          | 4       | 1.30  |
|                                          | 8       | 1.35  |
| 42                                       | 1       | 1.15  |
|                                          | 2       | 1.20  |
|                                          | 4       | 1.25  |
|                                          | 8       | 1.30  |

Se ha verificado que la Ecuación cubre un rango de ángulo de fricción,  $\phi_f$ , de 32 grados a 42 grados, y un rango de  $D_f/B$  de 1 a 8. Los valores del factor de corrección de profundidad más allá de este rango la AASTHO no han verificado en este momento.

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi_f (1 - \sin \phi_f)^2 \arctan \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

donde:

$d_q$  = Factor de corrección de profundidad para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de material sin cohesión por encima de la elevación del rodamiento (dim)

$\phi_f$  = ángulo de fricción interna

$D_f$  = profundidad de cimentación

$B$  = ancho de cimentación

$\arctan (D_f / B)$  en radianes.

El factor de corrección de profundidad debe utilizarse únicamente cuando los suelos por encima de la elevación del soporte de la zapata sean tan competentes como los suelos por debajo del nivel de la base; de lo contrario, el factor de corrección de profundidad debe tomarse como 1.0. El factor de corrección de profundidad,  $d_q$ , no excederá de 1.4.



### Asentamiento tolerable

El Procedimientos teóricos con base en la teoría elástica, para estimar el asentamiento elástico de cimentaciones en suelos granulares, se puede estimar utilizando la expresión.

$$\rho_i = S_e = \frac{[q_0(1-\mu^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z}$$

Dónde:

$q_0$ : Esfuerzo vertical en la base del área cargada, en Megapascals (MPa).

$\mu$ : Relación de Poisson.

A: Área de la cimentación, en milímetros cuadrados (mm<sup>2</sup>).  $E_s$ :

Modulo de elasticidad del suelo, en Megapascals (MPa).  $\beta_z$ : Factor de forma (ver Tabla).

Se podrán seguir las consideraciones de la AASHTO respecto de la profundidad en la que se debe determinar  $E_s$ , la cual se encuentra alrededor de 1/2 a 1/3 de B, por debajo de la zapata, siempre y cuando el módulo elástico no varíe significativamente con la profundidad, de lo contrario se puede tomar un promedio ponderado del módulo elástico.

**Tabla 3.9 : Factores de forma y rigidez (USACE, 1992)**

| L/B      | FLEXIBLE, $\beta_z$<br>(PROMEDIO) | RIGIDO $\beta_z$ |
|----------|-----------------------------------|------------------|
| Circular | 1,04                              | 1,13             |
| 1        | 1,06                              | 1,08             |
| 2        | 1,09                              | 1,10             |
| 3        | 1,13                              | 1,15             |
| 5        | 1,22                              | 1,24             |
| 10       | 1,41                              | 1,41             |

Previo a recomendar la Capacidad Admisible se debe verificar el asentamiento admisible que consta en el siguiente tabla N° para el puente.



**Tabla 3.10 : Asentamiento tolerable en Puentes (AASHTO 2012.**

**10.5.2.2.-Tolerable Movements and Movement Criteria C10.5.2.2)**

**Tolerable movement criteria for bridges (FHWA, 1985; AASHTO 2002, 2004)**

| Limiting Angular Distortion, $\delta/SL$ | Type of Bridge                          |
|------------------------------------------|-----------------------------------------|
| 0.004                                    | Multiple-span (continuous span) bridges |
| 0.005                                    | Single-span bridges                     |

Note:  $\delta$  is differential settlement, SL is the span length. The quantity,  $\delta/SL$ , is dimensionless and is applicable when the same units are used for  $\delta$  and SL, i.e.,

### 3.4. Capacidad de carga nominal cimentación profunda

Los métodos que se presentan en este documento fueron seleccionados para ser consistentes con los presentados en el artículo 10.8 de los Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2007, con el que se garantiza un enfoque actualizado para las recomendaciones de capacidades de carga que se dan para los diseños.

Se ha tenido en cuenta los dos componentes de la resistencia para la carga de compresión axial (fuste y base), la suma de las resistencias factorizadas para la evaluación de LRFD estados límites la fuerza viene dada por:

$$\sum \phi_i R_i = \sum_{i=1}^n \phi_{S,i} R_{SN,i} + \phi_B R_{BN}$$

Dónde:

$R_{SN,i}$  = resistencia nominal lateral de la capa  $i$ ,

$\phi_{S,i}$  = factor a la resistencia lateral en la capa  $i$ ,

$n$  = número de capas que proporcionan resistencia

lateral,  $R_{BN}$  = resistencia de base nominal y

$\phi_B$  = factor a la resistencia de base.

La Resistencia lateral (fuste) nominal para una capa de geomaterial específica es el producto de la resistencia lateral unitaria nominal (FSN) y el área de la superficie cilíndrica sobre la que se desarrolla la resistencia lateral, expresado como el producto del espesor de capa ( $\Delta z_i$ ) y la circunferencia de la pila:

$$R_{SN} = \pi B \Delta z_i f_{SN}$$

Dónde:





$B$  = diámetro de la Pila,

$\Delta z_i$  = espesor de la capa  $i$ , y

$F_{SN}$  = resistencia nominal unitaria lateral.

**Tabla 3.11 Resumen de Factores de Resistencia para el Diseño AASHTO LRFD de Pilas Prebarrenadas**

**TABLE 10-5 SUMMARY OF RESISTANCE FACTORS FOR LRFD DESIGN OF DRILLED SHAFT FOUNDATIONS**

|                                                                          |                                                  |                                |                                                    |                            |
|--------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------------|
| Strength I through<br>Strength V<br><br>Geotechnical Axial<br>Resistance | Side resistance in<br>compression/uplift         | Cohesionless soil              | Beta method<br>(Eqs. 13-5 to 13-15) <sup>(2)</sup> | 0.55 / 0.45                |
|                                                                          |                                                  | Cohesive soil                  | Alpha method<br>(Eq. 13-17)                        | 0.45 / 0.35                |
|                                                                          |                                                  | Rock                           | Eq. 13-20 <sup>(2)</sup>                           | 0.55 / 0.45 <sup>(2)</sup> |
|                                                                          |                                                  | Cohesive IGM                   | Modified alpha method<br>(Eq. 13-28)               | 0.60 / 0.50 <sup>(1)</sup> |
|                                                                          | Base resistance                                  | Cohesionless soil              | N-value (Eq. 13-16)                                | 0.50                       |
|                                                                          |                                                  | Cohesive soil                  | Bearing capacity eq.<br>(Eq. 13-18)                | 0.40                       |
|                                                                          |                                                  | Rock and Cohesive<br>IGM       | 1. Eq. 13-22<br>2. CGS, 1985 (Eq. 13-23)           | 0.50                       |
|                                                                          | Static compressive<br>resistance from load tests | All geomaterials               |                                                    | ≤ 0.7 <sup>(4)</sup>       |
|                                                                          | Static uplift resistance from<br>load tests      | All geomaterials               |                                                    | 0.60                       |
|                                                                          | Group block failure                              | Cohesive soil                  |                                                    | 0.55                       |
|                                                                          | Group uplift resistance                          | Cohesive and cohesionless soil |                                                    | 0.45                       |
| Strength I through<br>Strength V;<br>Structural Resistance<br>of R/C     | Axial compression                                |                                |                                                    | 0.75                       |
|                                                                          | Combined axial and flexure                       |                                |                                                    | 0.75 to 0.90               |
|                                                                          | Shear                                            |                                |                                                    | 0.90                       |
| Service I                                                                | All cases, all geomaterials                      |                                | Ch. 13, Appendix B                                 | 1.00                       |
| Extreme Event I and<br>Extreme Event II                                  | Axial geotechnical uplift<br>resistance          | All geomaterials               | Methods cited above for<br>Strength Limit States   | 0.80                       |
|                                                                          | Geotechnical lateral<br>resistance               | All geomaterials               | p-y method pushover<br>analysis; Ch. 12            | 0.80 <sup>(1)</sup>        |
|                                                                          | All other cases                                  | All geomaterials               | Methods cited above for<br>Strength Limit States   | 1.00                       |

<sup>(1)</sup> Currently not addressed in AASHTO (2007)

<sup>(2)</sup> Design equation differs from AASHTO (2007)

<sup>(3)</sup> Resistance factor different from AASHTO

<sup>(4)</sup> See AASHTO Table 10.5.5.2.3-1

En general la resistencia al fuste unitaria se evalúa en términos de tensiones efectivas para las capas de suelo sin cohesión. La resistencia lateral unitaria nominal en capas de suelos cohesivos y cohesivos IGM se evalúa en términos de esfuerzo total para condición de fin de construcción (sin drenar). Sin embargo, si se calcula a largo plazo (completamente drenados) la resistencia lateral en suelo cohesivo se realiza el análisis a tensión efectiva. La resistencia





lateral nominal unitaria en roca se evalúa en términos de resistencia a la compresión uniaxial.

Resistencia de base nominal es el producto de la resistencia a la base unitaria nominal ( $q_{BN}$ ) y el área de sección transversal de asentamiento en la base de la Pila ( $A_{base}$ ).

### **Geomaterial Intermedio Cohesivo IGM (de grano fino Sedimentaria)**

#### **Resistencia lateral (al fuste)**

Para pilas perforadas y encajadas en la roca (esquisto, arcilloso, limolita etc.) Hassan et al. (1997) desarrollaron una metodología de diseño basado en observaciones de las pruebas de carga y de laboratorio. O'Neill et al. (1996) acuñaron el término "geomaterial coherente intermedio IGM" con el propósito de diseño de pilas perforadas en estos materiales. Los cálculos de diseño son similares al  $\alpha$ -método para suelos cohesivos, con algunas modificaciones.

La resistencia lateral nominal unitaria está dado por:

$$f_{SN} = \alpha \phi q_u$$

Dónde:

$q_u$  = resistencia a la compresión de la roca intacta,

$\phi$  = factor de corrección para tener en cuenta el grado de unión, y

$\alpha$  = factor empírico dado en la Figura.

El método es aplicable para la gama de condiciones que se muestran en la figura, donde  $E_m$  = módulo de la masa de roca,  $\sigma_n$  = Presión de fluido ejercida por el hormigón en el momento del vertido,  $\sigma_p$  = presión atmosférica en las mismas unidades que  $\sigma_n$ ,  $w_p$  = desplazamiento vertical total requerido para movilizar la resistencia lateral completa, asume que es 1 pulgada (25 mm). Como se indica en la Figura, el método se basa en un valor supuesto de ángulo de fricción de interfaz  $\phi_{rc} = 30$  grados. Si se sabe que se aplica un valor diferente de fricción de interfaz, los parámetros  $\alpha$  pueden ser ajustados a continuación por:

$$\alpha = \alpha_{Figure 13-8} \frac{\tan \phi_{rc}}{\tan 30^\circ}$$

Con el fin de estimar  $\alpha$  partir de la Figura, el diseñador debe primero estimar la presión transmitida por el hormigón fluido en el medio de la capa  $i$ ,  $\sigma_n$ . Si el asentamiento del hormigón con peso unitario  $\gamma_c$  se mantiene por encima de 7



**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

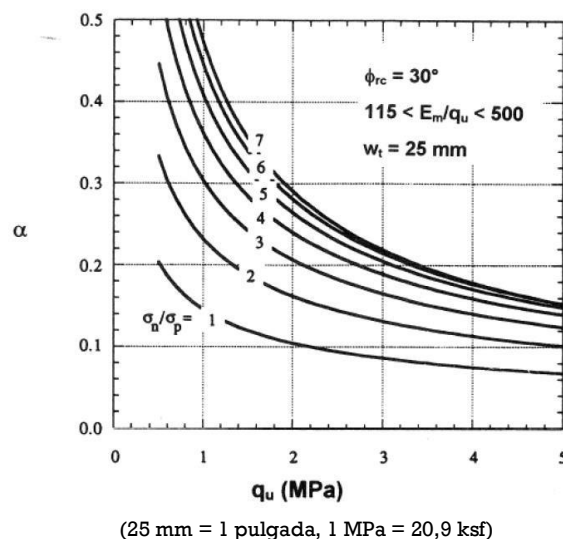
pulgadas y se coloca el hormigón en el barreno a una velocidad de 40 pies por hora o más,  $\sigma_n$  a una profundidad de  $z_i^*$  por debajo de la elevación de corte de hasta 40 ft pueden estimarse a partir de la



ecuación siguiente.  $\sigma_n$  a mayores profundidades se deben tomar un valor igual para  $z_i^* = 40$  pies. (12.2 m)

$$\sigma_n = 0.65 \gamma_c z_i^*$$

Figura 3.3 :Factor  $\alpha$  para cohesivo IGM (O'Neill et al., 1996)



### Resistencia Base

Los métodos presentados anteriormente para la resistencia de base de las pilas en la roca son aplicables a la resistencia de base de las pilas en la roca arcillosa (esquisto, lutita, limolitas), incluyendo materiales clasificados como cohesiva IGM por O'Neill et al. (1996). En particular, O'Neill et al. (1996) encontraron que las ecuaciones son aplicables a IGM cohesivos cuando se satisface el criterio estratos de roca sedimentaria son horizontales y la información sobre el espaciamiento de las articulaciones y el grosor de apertura conjunta están disponibles.

Resistencia de la Base en el roca es más complejo que en el suelo debido a la amplia gama de posibles condiciones del macizo rocoso. Varios modos de falla son posibles dependiendo de si la resistencia del macizo rocoso se rige por roca intacta, macizo rocoso fracturado, o estructuralmente controlado por corte a lo largo de las superficies de discontinuidad dominantes. En la práctica, es común disponer de información sobre la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta ( $q_u$ ) y el estado general de la roca en la base de una pila. Relaciones empíricas entre la resistencia a la unidad base nominal ( $q_{BN}$ ) y resistencia a la compresión de la roca se pueden expresar en la forma:

$$q_{BN} = N_{cr}^* q_u$$

Un valor límite inferior de  $N_{cr}^* = 2.5$  es consistente con el trabajo de Rowe y Armitage (1987) en la que se recomienda para una roca competente.



Cuando se dispone de datos sobre la separación y la condición de las discontinuidades en la roca debajo de la punta, el siguiente método, se puede aplicar y está contemplado por AASHTO (2007). El método se describe en Manual Canadiense de Ingeniería de Fundaciones (Canadian Geotécnica Sociedad, 1995) y proporciona una estimación más refinada de  $N_{cr}^*$  para las pilas que llevan en la roca sedimentaria con discontinuidades principalmente horizontales, donde el espaciamiento de discontinuidad es de al menos 1 ft, y la abertura discontinuidad no exceda de 0,25 pulgadas. El método está dado por las siguientes relaciones:

$$q_{BN} = 3q_u K_{sp} d$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_v}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_v}}}$$

$$d = 1 + 0.4 \frac{D_s}{B} \leq 3.4$$

Dónde:

$q_u$  = resistencia a la compresión uniaxial de la roca de apoyo,  $s_v$  = separación vertical entre las discontinuidades;  
 $t_d$  = abertura (espesor) de discontinuidades;  
 $B$  = diámetro de la base,  
 $D_s$  = profundidad de empotramiento (roca) de la base.

La teoría que proporciona capacidad de la resistencia de base para los casos de roca de soporte se puede caracterizar por su índice esfuerzo geológica (GSI). Esto se aplica a roca intacta (masiva) o roca altamente fracturada (por ejemplo, "bloques", "desintegrados", etc.). El enfoque se resume a partir de Turner (2006) como sigue:

$$A = \sigma'_{vb} + q_u \left[ m_b \frac{(\sigma'_{vb})}{q_u} + s \right]^a$$

donde  $\sigma'_{vb}$  = tensión efectiva vertical en la base (elevación de punta). La resistencia de base nominal entonces dada por:

$$q_{BN} = A + q_u \left[ m_b \left( \frac{A}{q_u} \right) + s \right]^a$$



**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

En el que los coeficientes  $s$ ,  $a$ , y  $m_b$  son los parámetros de resistencia de Hoek-Brown de la roca intacta o el macizo fracturado como funciones de GSI que proporciona una



correlación mejorada para propiedades de ingeniería del macizo rocoso y debe ser utilizada en lugar de RMR como base para la estimación de parámetros de resistencia. La Ecuación con  $N^*_{cr}$  igual a 2,5 se puede utilizar como un límite superior a la resistencia de base calculada por la ecuación, a menos que la experiencia o de carga pruebas locales pueden ser usados para validar los valores más altos.

### **Pilotes prebarrenado con avance de camisa hincada en materiales granulares**

En los estratos de roca meteorizada que presenta características a materiales granulares. Según Poulos & Davis (1980), en su libro “*Pile Foundation Analysis And Design*”; los métodos convencionales de cálculo de la capacidad de carga nominal en arenas (Broms, 1966; Nordlund, 1963) asumen que el esfuerzo vertical efectivo obedece a un esfuerzo de sobrecarga. Sin embargo investigaciones efectuadas por Vesic (1967) y Kerisel (1961) encontraron que las resistencias unitarias en la base y en el fuste de los pilotes, no necesariamente se incrementan en forma lineal con la profundidad, encontrando un valor constante a cierta profundidad. Por tanto la resistencia por fricción unitaria en la arena se incrementa linealmente hasta una profundidad crítica  $D_c$  y después permanece constante bajo esa profundidad. La profundidad crítica varía entre 10 y 20 veces el diámetro o ancho del pilote, dependiendo de la densidad relativa de la arena.

La profundidad crítica se asume como:

$D_c = 10B$  Para arenas sueltas.

$D_c = 15B$  Para arenas medianamente densas.

$D_c = 20B$  Para arenas densas.

La fricción unitaria se puede determinar mediante la siguiente ecuación:  $R_{SN} =$

$$q_s = \sum (k \sigma'_v \tan \phi'_a)$$

Donde:

$k$ : Coeficiente de presión lateral

$\sigma'_v$ : Esfuerzo efectivo vertical.

$\phi'_a$ : Angulo de fricción drenado entre la pila y el suelo.



**Tabla 3.12 Coeficiente k de presión de tierras (DAS, 2006)**

| TIPO DE PILOTE                  | k                                                                 |
|---------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| Perforado                       | $k \approx k_0 = 1 - \sin \phi$                                   |
| Hincado, de bajo desplazamiento | $k \approx k_0 = 1 - \sin \phi$ a $1,4 k_0 = 1,4 (1 - \sin \phi)$ |
| Hincado, de alto desplazamiento | $k \approx k_0 = 1 - \sin \phi$ a $1,8 k_0 = 1,8 (1 - \sin \phi)$ |

Los valores del ángulo  $\alpha$  se definen en la Tabla.

**Tabla 3.13 Valores del ángulo  $\alpha$  (USACE, 1992)**

| MATERIAL DEL PILOTE | $\phi'_a$               |
|---------------------|-------------------------|
| Acero               | $0,67\phi$ a $0,83\phi$ |
| Concreto            | $0,90\phi$ a $1,00\phi$ |
| Madera              | $0,80\phi$ a $1,00\phi$ |

Aunque de acuerdo con los resultados de varios investigadores el rango se encuentra entre  $0,5\phi$  a  $0,8\phi$ .

La Capacidad o resistencia nominal de los pilotes en el caso de los suelos granulares por su condición drenada, los excesos de presión de poro que se desarrollan por debajo de las cimentaciones profundas, se disipan muy rápidamente, por lo tanto, la capacidad de carga se puede calcular, mediante un análisis con esfuerzos efectivos, para lo cual se puede utilizar la siguiente ecuación y Figura.

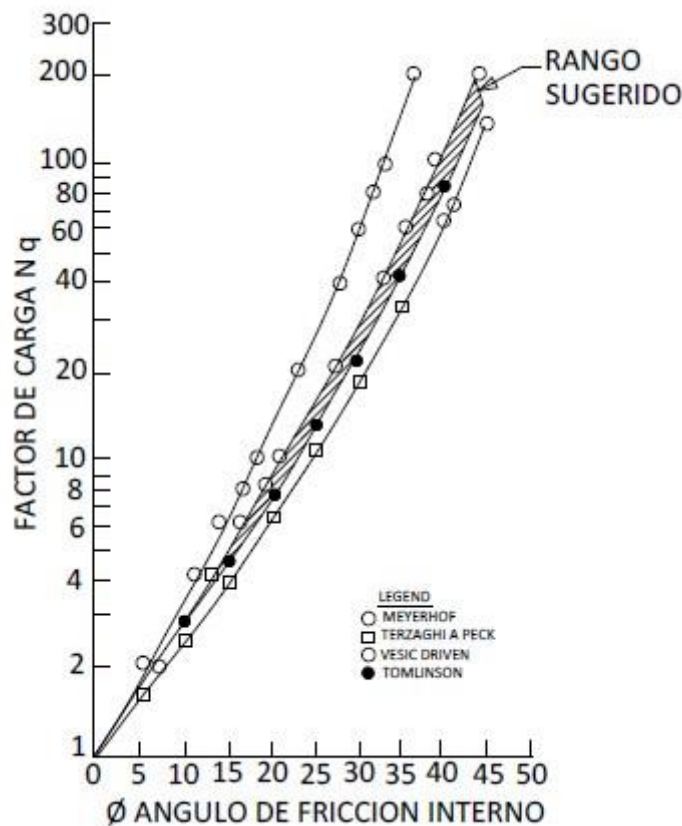
$$R_{BN} = q_p = \sigma'_v N_q$$

El valor de capacidad de carga  $N_q$  se puede obtener de la Figura.





**Figura 3.4: Valor de capacidad de carga  $N_q$  (AASHTO)**



### 3.5. Evaluación del potencial de licuefacción $P_L$

El potencial de licuefacción se puede evaluar con los ensayos de laboratorio y ensayos de campo como el SPT.

La amplia mayoría usa métodos para estimar el Potencial de Licuefacción  $P_L$  en suelos arenosos se utiliza el método propuesto por Seed and Idriss (1971) y sus modificaciones posteriores realizadas por investigadores que incluyen Youd et al 2001 y Seed et al. 2003. El procedimiento basado en el SPT se sigue los siguientes pasos:

- Se corrige el valor del  $N(\text{SPT})$  a  $N_{1,60}$
- Se corrige el  $N_{1,60}$  por el contenido de finos  $FC$

$$N_{1,60,cs} = (1 + 0.004FC)N_{1,60} + 0.05FC; \quad 35\% \geq FC \geq 5\%$$

Donde  $FC$  es el contenido de finos obtenido del porcentaje pasante del tamiz  $N^\circ 200$



c.- Se determina el máximo aceleración horizontal,  $a_{\max}$  de la norma sísmica

d.- Se calcula la relación de esfuerzo de cortante cíclico  $CSR = \frac{\bar{\tau}}{\sigma'_z}$  para el sismo de magnitud  $M_w = 7.5$  obtenido de la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d$$

Donde  $\tau$  es el promedio del esfuerzo cortante,  $\sigma'_z$  y  $\sigma_z$  es el esfuerzo vertical efectivo y total,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $9.8 \text{ m/s}^2$  o  $32 \text{ ft/s}^2$ ) y  $r_d$  la reducción de esfuerzos cortantes es igual a 1.0 en la superficie y decrece conforme a la profundidad (Idriss y Boulanger, 2008).

e.- Cálculo de la relación de esfuerzos modificado,  $CSR^*$

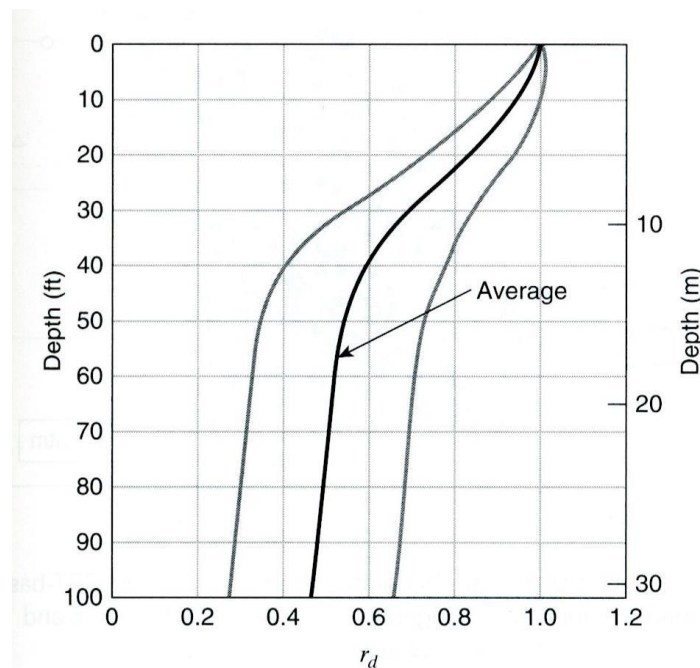
$$CSR^* = \frac{CSR}{DWF_m \times K_\sigma}$$

Donde  $DWF_m$  es el factor dependiente de la magnitud para el sismo de diseño y  $K_\sigma$  es la reducción por sobrecarga.

f.- Se dibuja el punto en la figura  $CSR^*$ ,  $N_{1,60CS}$

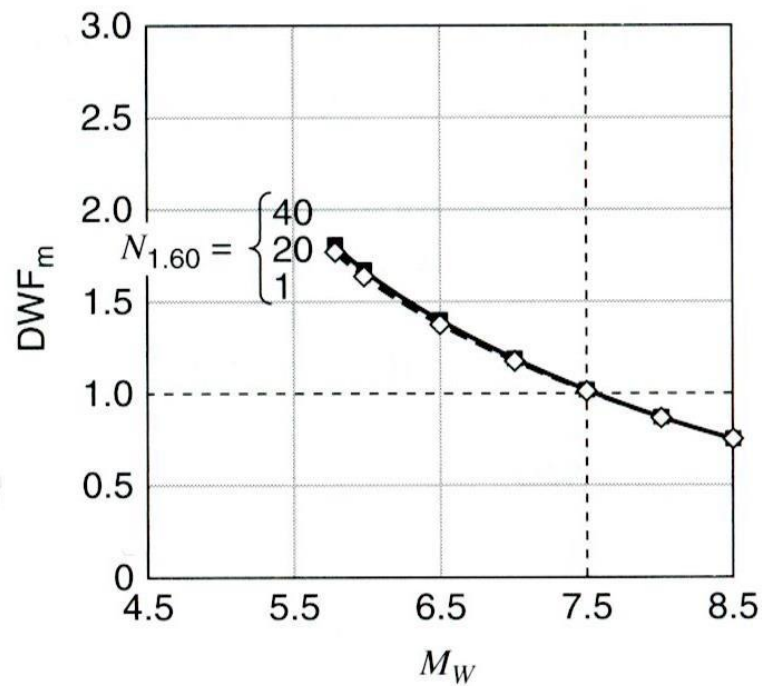
g.- Se identifica la probabilidad de licuefacción  $P_L$

**Figura 3.5: factor de reducción** ◆◆d

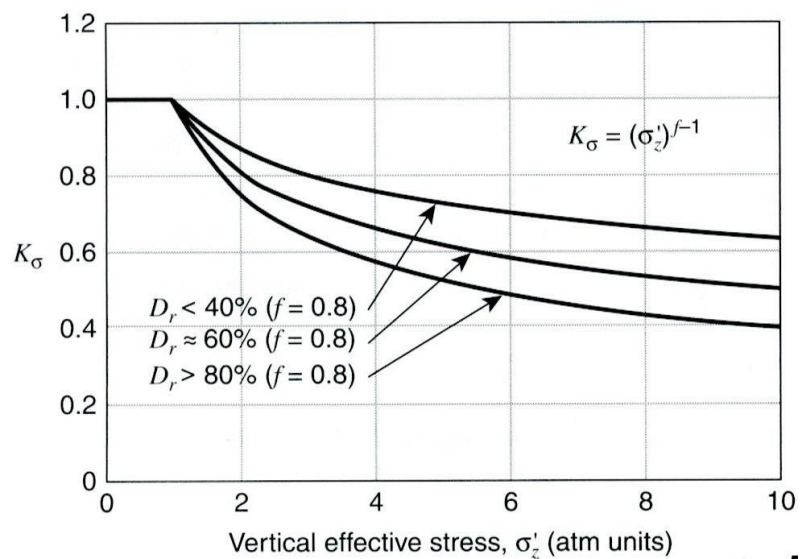




**Figura 3.6: Factor dependiente de la magnitud para el sismo de diseño**

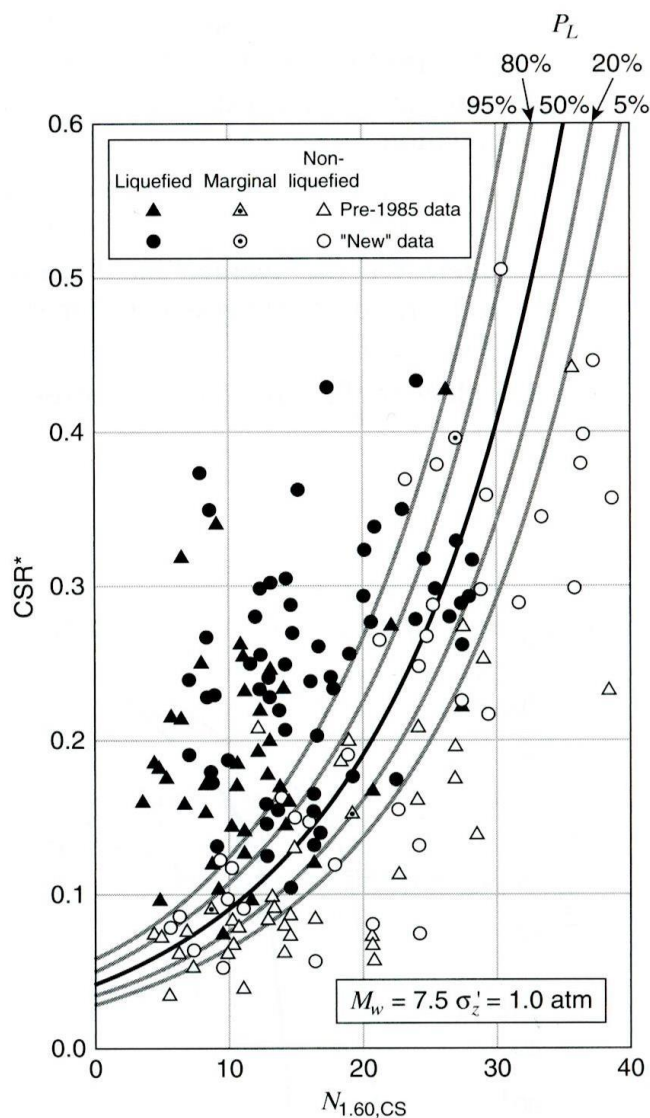


**Figura 3.7: Factor de corrección por confinamiento**





**Figura 3.8: Probabilidad de licuefacción basada en el SPT**



## 4. RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN

### 4.1. Estratigrafía

A continuación se resume la estratigrafía encontrada en los sondeos, el registro completo se presenta en el **Anexo** N°2 y N°3. Log de perforación de los sondeo S1 y S2 respectivamente.



## SONDEO S1 MARGEN DERECHA

| Profundidad | Descripción                                                                                                                                                                         |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0 – 5 m     | Se encuentra un suelo de cobertura, residual de limos arcillosos de alta plasticidad de consistencia media a firme de color café amarillento a verdoso de humedad baja a media      |
| > 5 m       | Se trata de un estrato compacto de suelo de consistencia rocosa sedimentaria, correspondiente a una arenisca lítica altamente intemperizada y meteorizada saturada de color verdosa |

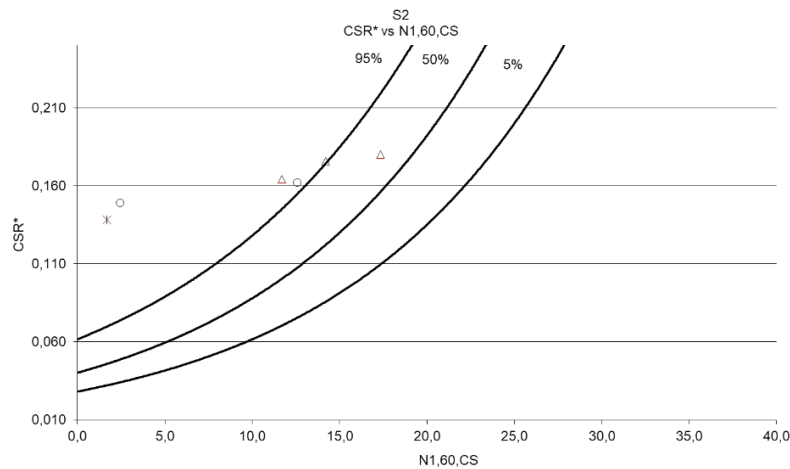
## SONDEO S2 MARGEN IZQUIERDA

| Profundidad | Descripción                                                                                                                                             |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0 – 5.50 m  | Se encuentra una terraza aluvial reciente formada por capa de arenas fina limosa de compacidad muy suelta a suelta húmeda de color café habano          |
| 5.5 – 10 m  | encontramos un estrato de arenas arcillosas y limos de alta plasticidad de compacidad muy suelta a suelta completamente saturada de color gris verdosos |
| 10 – 12 m   | se encuentra un estrato arenas finas y arenas limosas arcillosas de compacidad media de color plomo verdoso                                             |
| >12 m       | se encuentra una roca sedimentaria tipo arenisca lítica completamente intemperizada meteorizada saturada de color verdosa                               |

### 4.2. Potencial de licuefacción

De acuerdo con los estudios de riesgo sísmico realizados por Jc Lema, E. Baque 2012 para la región donde se encuentra ubicado el proyecto basados en catálogo de CERECIS y NEIC la magnitud de la mayoría de los sismos entre los años 1963 a 2020 oscilan entre M de 4 a 5. Sin embargo, acorde con la ubicación del puente zona sísmica VI, la Normas NEC establece  $M=6.5$  y un valor  $a_{max} = 0.5$ , la misma norma NEC recomienda que la demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno:  $k_h = 0.6(a_{max})/g$ .

Con los datos expuestos, se ha realizado el análisis respectivo, en **Anexo N°1** se encuentra el detalle del cálculo. A continuación se presenta el resumen de los resultados obtenidos. Acorde con estos resultados, los estratos ubicados hasta los 9.0 metros de profundidad presentan probabilidad (95%) de licuefacción  $P_L = 1$



### Factor de seguridad a la licuefacción

Análisis del Potencial de Licuefacción Basado en el N-SPT

Referencia: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils,  
edited by Leslie Youd et al, ASCE Geot J. Oct-2001

PEER Taiwan Chi-Chi Earthquake Liquefaction Research Project

Sondeo No. S-2

G.W. Prof = 6,5 (m)

Maxima Aceleración Horizontal 0,30 (g)

= Magnitud de Evento de 6,5 MSF = 1,44 f = 0,7

Diseño =

| Prof. |              | $v_o$  | $v_o'$ | $N_m$ | Lg Barr | $C_R$ | E.R. | $C_E$ | $C_S$ | $C_B$ | $C_N$ | $(N_1)_{60}$ | $r_d$ | CSR   | FC   | $(N_1)_{60, C.S.}$ | $CRR_{m=7.5}$ | K    | K | CRR   | F.S. |
|-------|--------------|--------|--------|-------|---------|-------|------|-------|-------|-------|-------|--------------|-------|-------|------|--------------------|---------------|------|---|-------|------|
| (m)   | ( $kN/m^3$ ) | (kpa)  | (kpa)  |       | (m)     |       |      |       |       |       |       |              |       |       |      |                    |               |      |   |       |      |
| 1,3   | 17,50        | 22,75  | 22,75  | 4     | 2,8     | 0,75  | 60   | 1     | 1     | 1     | 1,70  | 5,1          | 0,992 | 0,193 | 24   | 9,8                | 0,112         | 1    | 1 | 0,161 | 0,83 |
| 2,3   | 17,50        | 40,25  | 40,25  | 2     | 3,8     | 0,8   | 60   | 1     | 1     | 1     | 1,58  | 2,5          | 0,984 | 0,192 | 41,6 | 8,0                | 0,096         | 1    | 1 | 0,139 | 0,72 |
| 3,3   | 17,50        | 57,75  | 57,75  | 12    | 4,8     | 0,85  | 60   | 1     | 1     | 1     | 1,32  | 13,4         | 0,977 | 0,191 | 11,2 | 15,1               | 0,161         | 1    | 1 | 0,232 | 1,22 |
| 4,3   | 17,50        | 75,25  | 75,25  | 6     | 5,8     | 0,85  | 60   | 1     | 1     | 1     | 1,15  | 5,9          | 0,970 | 0,189 | 11,2 | 7,3                | 0,090         | 1    | 1 | 0,130 | 0,69 |
| 5,3   | 17,50        | 92,75  | 92,75  | 4     | 6,8     | 0,95  | 60   | 1     | 1     | 1     | 1,04  | 3,9          | 0,963 | 0,188 | 15,4 | 6,8                | 0,086         | 1    | 1 | 0,124 | 0,66 |
| 6,3   | 17,50        | 110,25 | 110,25 | 2     | 7,8     | 0,95  | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,95  | 1,8          | 0,955 | 0,186 | 58,2 | 7,2                | 0,089         | 0,97 | 1 | 0,125 | 0,67 |
| 7,3   | 17,50        | 127,75 | 119,9  | 3     | 8,8     | 0,95  | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,91  | 2,6          | 0,945 | 0,196 | 41,4 | 8,1                | 0,097         | 0,95 | 1 | 0,132 | 0,67 |
| 8,3   | 17,50        | 145,25 | 127,59 | 13    | 9,8     | 0,95  | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,89  | 10,9         | 0,933 | 0,207 | 23,9 | 16,3               | 0,173         | 0,93 | 1 | 0,232 | 1,12 |
| 9,3   | 17,50        | 162,75 | 135,28 | 15    | 10,8    | 1     | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,86  | 12,9         | 0,918 | 0,215 | 54,9 | 20,5               | 0,221         | 0,91 | 1 | 0,292 | 1,35 |
| 10,3  | 17,50        | 180,25 | 142,97 | 17    | 11,8    | 1     | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,84  | 14,2         | 0,899 | 0,221 | 12   | 16,2               | 0,173         | 0,9  | 1 | 0,224 | 1,01 |
| 11,3  | 17,50        | 197,75 | 150,66 | 19    | 12,8    | 1     | 60   | 1     | 1     | 1     | 0,81  | 15,5         | 0,875 | 0,224 | 29,1 | 22,4               | 0,248         | 0,88 | 1 | 0,316 | 1,41 |

Se obtiene un FS menor a 1.0 hasta los 7.50 m de profundidad que indicaría que es el estrato susceptible de licuefacción. A fin de mitigar los efectos de una posible licuefacción se recomienda; además de reforzar el diseño estructural de los pilotes, la construcción de columnas de grava acorde con los diseños expuestos en el anexo N°5

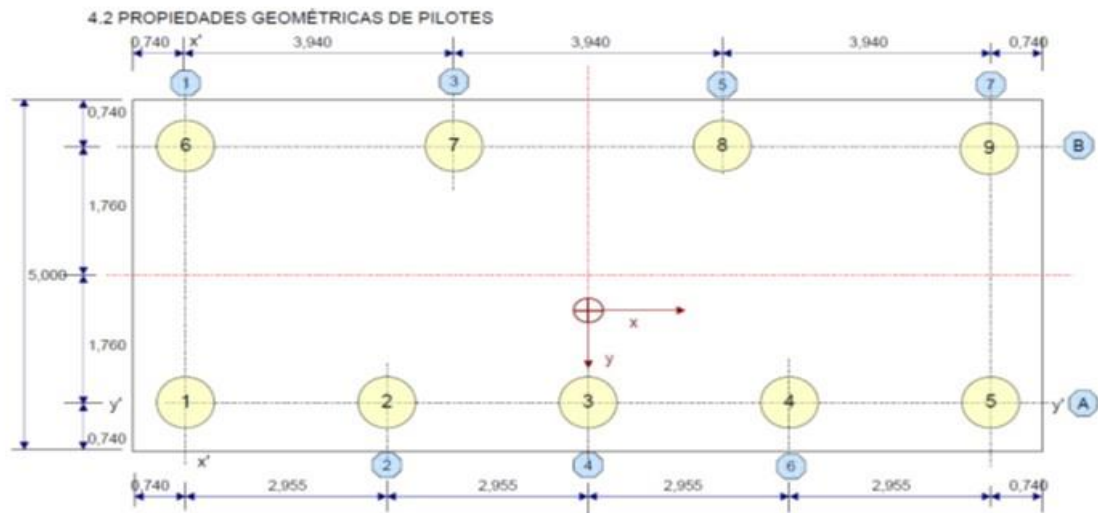


### 4.3. Eficiencia de Grupo de pilotes

Las disposiciones de AASHTO (2017a) para eficiencias de grupo para pozos perforados en suelos sin cohesión (AASHTO 10.8.3.6.3) establecen que para los casos en que la zapata no está en contacto con el suelo:  $\eta = 0.65$  para un espaciado de centro a centro de 2.5 diámetros  $\eta = 0.80$  para un espaciado de centro a centro de 3 diámetros  $\eta = 1.0$  para un espaciado de centro a centro de 4 diámetros o más el valor de  $\eta$  puede determinarse por interpolación lineal para espaciados intermedios. Si la zapata se mantendrá en contacto con el suelo (lo que normalmente no se aplica a los cimientos de puentes), entonces no se aplica ninguna reducción. La lechada a presión a lo largo de los lados y la base también se cita como una medida que mitiga la necesidad de reducción para efectos grupales en suelos sin cohesión. Además, el comentario proporcionado en la Sección 10.8.3.6.1 de AASHTO establece que si la carcasa se avanza frente a la excavación del pozo perforado, no es necesario realizar esta reducción. Sin embargo dadas las condiciones de cimentación en este caso se aconseja aplicar un coeficiente de eficiencia de grupo.

Cuando solo se considera la resistencia a la punta y la disposición de los pilotes no es simétrica, se aplica la formula Ramiah and Chickanagappa (1981), la capacidad final de una pila se reduce en un dieciseisavo por cada pila diagonal o hilera adyacente  $((1 - \text{nad}) / 16)$ . Para el cálculo se puede preparar la siguiente tabla:





D = 0,8 m  
4D = 3,2  
6D = 4,8

| Pi a Pni | s (m) |
|----------|-------|
| 2-6      | 4,596 |
| 2-7      | 0,985 |
| 1-7      | 5,283 |
| 3-7      | 4,034 |

| Pila Tipo      | # Pilas np | # Pilas Ady n ad | Factor de reducción por cada pila | Capacida Ultima $Q_u$ |
|----------------|------------|------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| A              | 2          | 3                | 0,8125                            | 1,625                 |
| B              | 2          | 4                | 0,75                              | 1,5                   |
| C              | 1          | 4                | 0,75                              | 0,75                  |
| D              | 2          | 4                | 0,75                              | 1,5                   |
| E              | 2          | 5                | 0,6875                            | 1,375                 |
| $Q_{g(u)} = 9$ |            |                  |                                   | 6,75                  |

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = 0,75$$

El coeficiente de eficiencia de grupo a considerar en el diseño estructural es de 0.75.



## 5. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo al marco teórico se obtiene los siguientes parámetros para el diseño de cimentación y asentamiento de cada apoyo. Se recomienda cimentación directa en la margen derecha y cimentación profunda mediante pilotes pre barrenados en la margen izquierda con los siguientes datos.

En el cálculo de la capacidad de carga admisible del pilote individual sólo se calcula la contribución a la punta; no se toma en cuenta la contribución de la fricción suelo pilote en razón de que es posible que dicha contribución no se podrá desarrollar por poco asentamiento que tendrá el pilote al llegar a un estrato de suelo compacto rígido de la roca meteorizada y la probabilidad que el estrato entre en licuefacción en caso de sismo.

### ESTRIBO DERECHO

SONDEO: S1

ABSCISA KM: 7+245

Cota de cimentación: 1.00 msnm

#### CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

| Estado Limite         | B(m)     | 6,5    | 7      | 7,5    | 8      | 8,5    | 9      |
|-----------------------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Extremo y Servicio I  | (Kpa)    | 641,03 | 665,93 | 689,43 | 711,57 | 732,38 | 751,88 |
|                       | (Ton/m2) | 65,4   | 67,9   | 70,3   | 72,6   | 74,7   | 76,7   |
| Resistencia ( $q_R$ ) | (Kpa)    | 288,46 | 299,67 | 310,24 | 320,21 | 329,57 | 338,35 |
|                       | (Ton/m2) | 29,4   | 30,6   | 31,6   | 32,7   | 33,6   | 34,5   |

#### ASENTAMIENTO

$E_m = 110000$

Kpa  $v =$

0,4

$L = 13,30 \text{ m}$

|                         |       |       |       |       |       |       |
|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $L/B =$                 | 2,05  | 1,90  | 1,77  | 1,66  | 1,56  | 1,48  |
| $\beta z =$             | 1,091 | 1,087 | 1,083 | 1,080 | 1,077 | 1,074 |
| $\delta v \text{ (mm)}$ | 22,08 | 23,03 | 23,93 | 24,77 | 25,57 | 26,31 |

#### COEFICIENTE DE BALASTO

|           |       |       |       |      |      |      |
|-----------|-------|-------|-------|------|------|------|
| K (Kpa/m) | 11846 | 11000 | 10267 | 9625 | 9059 | 8556 |
|-----------|-------|-------|-------|------|------|------|



## ESTRIBO IZQUIERDO

SONDEO: S2

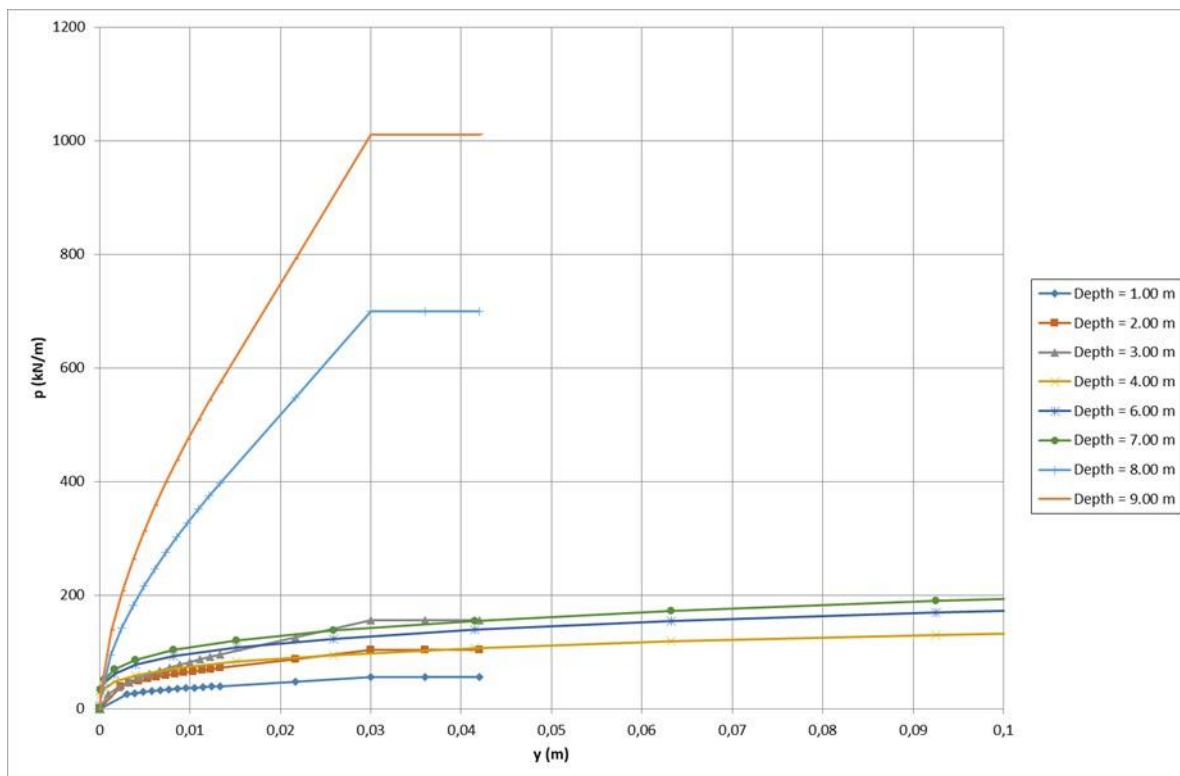
ABSCISA KM: 7 + 295

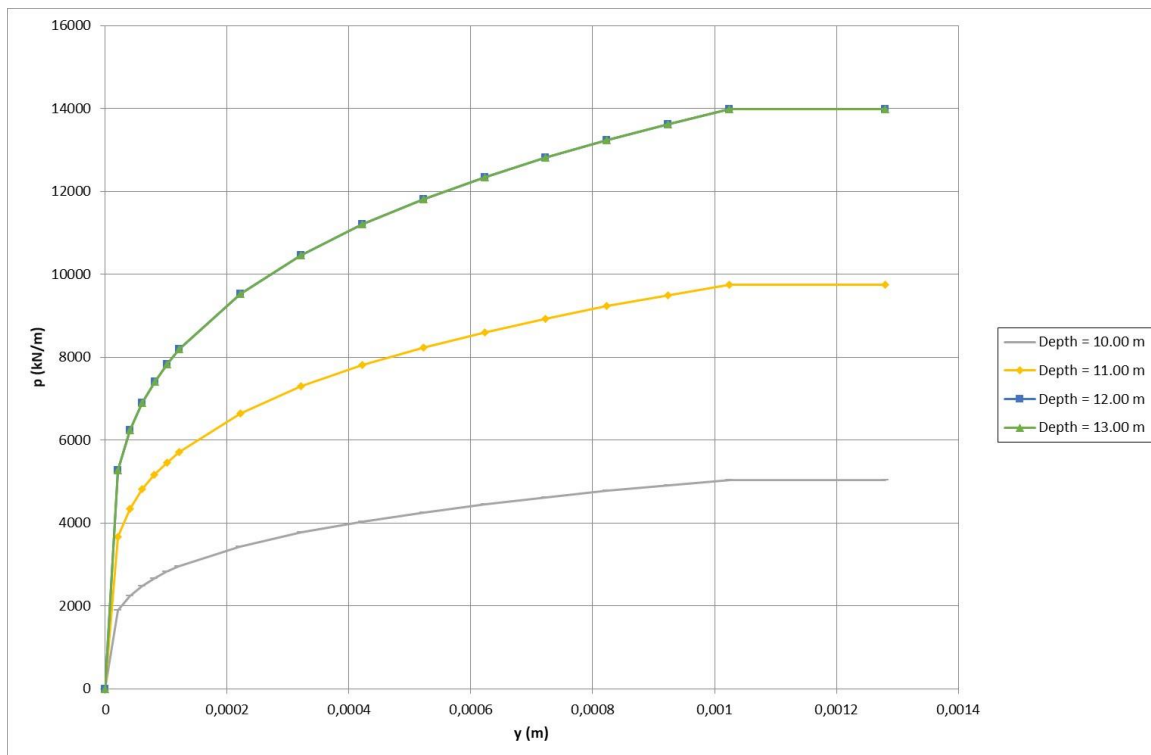
Cota Cabeza de Pila: 6.00 msnm

Cota Punta de Pila -7.50 msnm

| Estado Límite      | Diámetro de Pila (m)                                            | 0,65    | 0,70    | 0,75    | 0,80    | 0,85    | 0,90    | 0,95    | 1,00    |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Extremo y Servicio | Resistencia Nominal de la Base RBN (KN)                         | 2853,75 | 3448,22 | 4117,46 | 4865,71 | 5697,21 | 6616,21 | 7626,94 | 8733,65 |
|                    | Fator de resistencia $\phi_s$                                   | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     |
| Resistencia        | Resistencia Factorizada de la Base $RR = \phi_s \cdot RBN$ (KN) | 1426,88 | 1724,11 | 2058,73 | 2432,86 | 2848,61 | 3308,10 | 3813,47 | 4366,82 |
|                    | $RR = \phi_s \cdot RBN$ (Ton)                                   | 145,60  | 175,93  | 210,07  | 248,25  | 290,67  | 337,56  | 389,13  | 445,59  |

Las curvas p-y para los pilotes de diametro 80 cm se presentan a contiución para cada metro de profundidad del pilote individual







Ubicación: **MARGEN IZQUIERDA**  
Sondeo: **S2**

Módulo del suelo (Es) para cálculo interacción suelo - pilote, método p-y

| Cota (msm) | Geomaterial Estrato N° | Prof. (m) | N(SPT) | N <sub>60</sub> | $\sigma'v$ (Kpa) | (N1) <sub>60</sub> | Es (KN/m <sup>2</sup> ) | N(SPT) prm | Y (KN/m <sup>3</sup> ) | $\phi' ^\circ$ | Su (Kpa) | Compacidad/ consistencia                                                       | nh (KN/m <sup>3</sup> ) | kh1 (KN/m <sup>3</sup> ) |
|------------|------------------------|-----------|--------|-----------------|------------------|--------------------|-------------------------|------------|------------------------|----------------|----------|--------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 8,50       |                        |           |        |                 |                  |                    |                         |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 8,00       |                        | 0,8       | 3      | 2,25            | 13,60            | 6,1                | 4333                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 7,50       |                        | 1,3       | 4      | 3               | 22,10            | 6,4                | 5486                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 7,00       |                        | 1,8       | 2      | 1,5             | 30,60            | 2,7                | 3108                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 6,50       |                        | 2,3       | 2      | 1,5             | 39,10            | 2,4                | 3108                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 6,00       | 1                      | 2,8       | 6      | 4,5             | 47,60            | 6,6                | 7650                    | 6,6        | 17,0                   | 29,7           |          | Arenas y limos<br>Compacidad Suelta                                            | 1250,0                  |                          |
| 5,50       |                        | 3,3       | 12     | 9               | 56,10            | 12,1               | 13506                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 5,00       |                        | 3,8       | 9      | 6,75            | 64,60            | 8,5                | 10667                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 4,50       |                        | 4,3       | 6      | 5,1             | 73,10            | 6,0                | 8477                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 4,00       |                        | 4,8       | 5      | 4,25            | 81,60            | 4,7                | 7300                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 3,50       |                        | 5,3       | 4      | 3,4             | 90,10            | 3,6                | 6079                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 3,00       |                        | 5,8       | 4      | 3,4             | 98,60            | 3,4                | 6079                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 2,50       |                        | 6,3       | 2      | 1,9             | 107,10           | 1,8                | 2993                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 2,00       | 2                      | 6,8       | 10     | 9,5             | 112,66           | 9,0                | 14963                   | 9,8        | 17,0                   |                | 42,2     | arenas arcillosas limos alta plasticidad<br>Consistencia Medianamente Compacta |                         | 24000                    |
| 1,50       |                        | 7,3       | 3      | 2,85            | 116,26           | 2,7                | 4489                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 1,00       |                        | 7,8       | 4      | 3,8             | 119,86           | 3,5                | 5985                    |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 0,50       |                        | 8,3       | 13     | 12,35           | 123,46           | 11,2               | 19451                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| 0,00       |                        | 8,8       | 11     | 10,45           | 127,06           | 9,3                | 16459                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -0,50      |                        | 9,3       | 15     | 14,25           | 130,66           | 12,5               | 22444                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -1,00      |                        | 9,8       | 13     | 12,35           | 134,26           | 10,7               | 19451                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -1,50      |                        | 10,3      | 17     | 17              | 137,86           | 14,6               | 26775                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -2,00      | 3                      | 10,8      | 16     | 16              | 141,96           | 13,5               | 21648                   | 19,7       | 18,0                   | 38,6           |          | Arenas limosas<br>Compacidad Media                                             | 4000                    |                          |
| -2,50      |                        | 11,3      | 19     | 19              | 146,06           | 15,8               | 24924                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -3,00      |                        | 11,8      | 24     | 24              | 150,16           | 19,7               | 30186                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -3,50      | 4                      | 12,3      | 81     | 81              | 155,06           | 65,5               | 81845                   | 107,6      | 19,6                   | 45,9           |          | Rocas Meteorizada<br>a arenas<br>Muy Densa a Rígida                            | 12000                   |                          |
| -4,00      |                        | 12,8      | 85     | 85              | 159,96           | 67,6               | 85144                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -4,50      |                        | 13,3      | 88     | 88              | 164,86           | 69,0               | 87601                   |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -5,00      |                        | 13,8      | 117    | 117             | 169,76           | 90,4               | 110648                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -5,50      |                        | 14,3      | 119    | 119             | 174,66           | 91,0               | 112552                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -6,00      |                        | 14,8      | 119    | 119             | 179,56           | 89,7               | 112552                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -6,50      |                        | 15,3      | 119    | 119             | 184,46           | 88,5               | 112552                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -7,00      |                        | 15,8      | 119    | 239             | 189,86           | 174,5              | 198699                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |
| -7,50      |                        | 16,3      | 119    | 358             | 195,76           | 257,8              | 277073                  |            |                        |                |          |                                                                                |                         |                          |



### **Coeficiente de balasto Bowles Margen Izquierda**

La modelación se realiza considerando la interacción suelo-pilote a través de resortes de rigidez lineal asociados a las constantes del balasto. Se subdivide el pilote en una cantidad finita de capas y para cada capa se determina la constante de resorte, que viene dada por la expresión:

$$K = k_h \cdot h \cdot d$$

dónde:

- $k_h$ : Constante del resorte en el centro de la capa.
- $k_h$ : Constante de balasto horizontal en el centro de la capa.  $h$ : Espesor de la capa en que se subdivide el suelo.
- $d$ : Diámetro del pilote o lado del frente del pilote que se desplaza en contra del suelo.

### **Coeficiente de balasto**

Para la estimación de este parámetro se recurre a dos autores y un documento en que se presentan valores asociados a las propiedades de los suelos. Para estos tres casos, tiene bastante incidencia la profundidad a la cual se desea determinar el coeficiente y el diámetro del pilote.

Bowles establece que el coeficiente de balasto lo determina, en gran medida, el ángulo de fricción interna, cohesión y la densidad natural del suelo. Para Terzaghi y un documento de Naval Facilities Engineering Command (1986), NAVFAC en adelante, es relevante la consistencia de la arcilla y la compacidad de la arena, los resultados de estos métodos son diferentes por lo que los diseños estructurales de los pilotes deberán verificarse para el más crítico.

Bowles (1996) establece que la constante de balasto horizontal, viene dada por la expresión:

$$k_h = k_{h1} + k_{h2}$$

Con:

$$k_{h1} = \frac{1}{1 + \frac{z}{D}} \cdot \left( c \cdot \frac{1}{\sin \phi} + 0.5 \cdot \gamma \cdot \frac{1}{\sin \phi} \right)$$



$$q_h = w^2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot q$$

Dónde:

$h$ : Profundidad de la capa que se mide a partir del inicio del suelo colaborante.

$\alpha$ : Cohesión del suelo.

$\alpha$ : Ángulo de fricción interna del suelo.

$\gamma$ : Densidad natural del suelo.

$d$ : Diámetro del pilote.

$\alpha \cong 40$  usando unidades de kN/m<sup>3</sup>.

$\alpha \sim 1.5 - 2$ .

$\alpha \sim 0.4 - 0.6$ .

$\alpha_1 \sim 1.3 - 1.7$ .

$\alpha_2 \sim 2.0 - 4.4$ .

$\alpha_1, \alpha_2$  y  $\alpha$  son factores de capacidad de carga de pilotes que dependen del ángulo de fricción interna que se encuentran tabulados en libro de Bowles





**Ubicación: MARGEN IZQUIERDA**

**Sondeo: S2**

**D(m) = 0,8 C = 40 KN/m<sup>2</sup>**

**C<sub>m</sub> = 1,5 n =**

**0,4**

**Coeficiente de Balasto para pilotes de Diámetro = 0,8 m**

**F<sub>w1</sub> = 1,3**

**F<sub>w2</sub> = 2**

| Cota (msm) | Geomaterial Estrato N° | Profundidad (m) | N(SPT) | N <sub>60</sub> | σ'v (Kpa) | (N1) <sub>60</sub> | ø' ° | Su (KN/m <sup>2</sup> ) | N <sub>c</sub> | N <sub>q</sub> | N <sub>γ</sub> | kh (KN/m <sup>3</sup> ) | Ah      | Bh      |
|------------|------------------------|-----------------|--------|-----------------|-----------|--------------------|------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------|---------|---------|
| 8,50       |                        | 0,00            |        |                 |           |                    |      |                         |                |                |                |                         |         |         |
| 8,00       | 1                      | 0,80            | 3,00   | 2,25            | 13,60     | 6,14               | 29,7 | 0,0                     | 29,49          | 17,84          | 14,96          | <b>41211,7</b>          | 7932,5  | 36386,3 |
| 7,50       | 1                      | 1,30            | 4,00   | 3,00            | 22,10     | 6,42               | 29,9 | 0,0                     | 30,01          | 18,29          | 15,52          | <b>49669,1</b>          | 8234,1  | 37307,0 |
| 7,00       | 1                      | 1,80            | 2,00   | 1,50            | 30,60     | 2,73               | 26,5 | 0,0                     | 23,05          | 12,48          | 8,68           | <b>36818,6</b>          | 4602,5  | 25466,2 |
| 6,50       | 1                      | 2,30            | 2,00   | 1,50            | 39,10     | 2,41               | 26,1 | 0,0                     | 22,41          | 11,98          | 8,13           | <b>38412,1</b>          | 4314,6  | 24436,1 |
| 6,00       | 1                      | 2,80            | 6,00   | 4,50            | 47,60     | 6,56               | 30,1 | 0,0                     | 30,27          | 18,52          | 15,81          | <b>65408,0</b>          | 8387,5  | 37771,8 |
| 5,50       | 1                      | 3,30            | 12,00  | 9,00            | 56,10     | 12,09              | 33,6 | 0,0                     | 40,87          | 28,20          | 29,28          | <b>108290,9</b>         | 15531,2 | 57537,8 |
| 5,00       | 1                      | 3,80            | 9,00   | 6,75            | 64,60     | 8,45               | 31,4 | 0,0                     | 33,79          | 21,63          | 19,90          | <b>85829,6</b>          | 10557,6 | 44128,6 |
| 4,50       | 1                      | 4,30            | 6,00   | 5,10            | 73,10     | 6,00               | 29,6 | 0,0                     | 29,24          | 17,62          | 14,68          | <b>72201,6</b>          | 7787,7  | 35941,1 |
| 4,00       | 1                      | 4,80            | 5,00   | 4,25            | 81,60     | 4,74               | 28,5 | 0,0                     | 26,89          | 15,62          | 12,25          | <b>66184,9</b>          | 6497,7  | 31870,2 |
| 3,50       | 1                      | 5,30            | 4,00   | 3,40            | 90,10     | 3,61               | 27,5 | 0,0                     | 24,76          | 13,86          | 10,21          | <b>60514,6</b>          | 5413,1  | 28278,3 |
| 3,00       | 1                      | 5,80            | 4,00   | 3,40            | 98,60     | 3,45               | 27,3 | 0,0                     | 24,45          | 13,61          | 9,93           | <b>61366,2</b>          | 5264,6  | 27771,8 |
| 2,50       | 2                      | 6,30            | 2,00   | 1,90            | 107,10    | 1,85               | 0,0  | 8,6                     | 5,14           | 1,00           | 0,00           | <b>7687,4</b>           | 3427,9  | 2040,0  |
| 2,00       | 2                      | 6,80            | 10,00  | 9,50            | 112,66    | 9,01               | 0,0  | 42,8                    | 5,14           | 1,00           | 0,00           | <b>18999,3</b>          | 17139,3 | 864,0   |
| 1,50       | 2                      | 7,30            | 3,00   | 2,85            | 116,26    | 2,66               | 0,0  | 12,8                    | 5,14           | 1,00           | 0,00           | <b>7055,4</b>           | 5141,8  | 864,0   |



**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

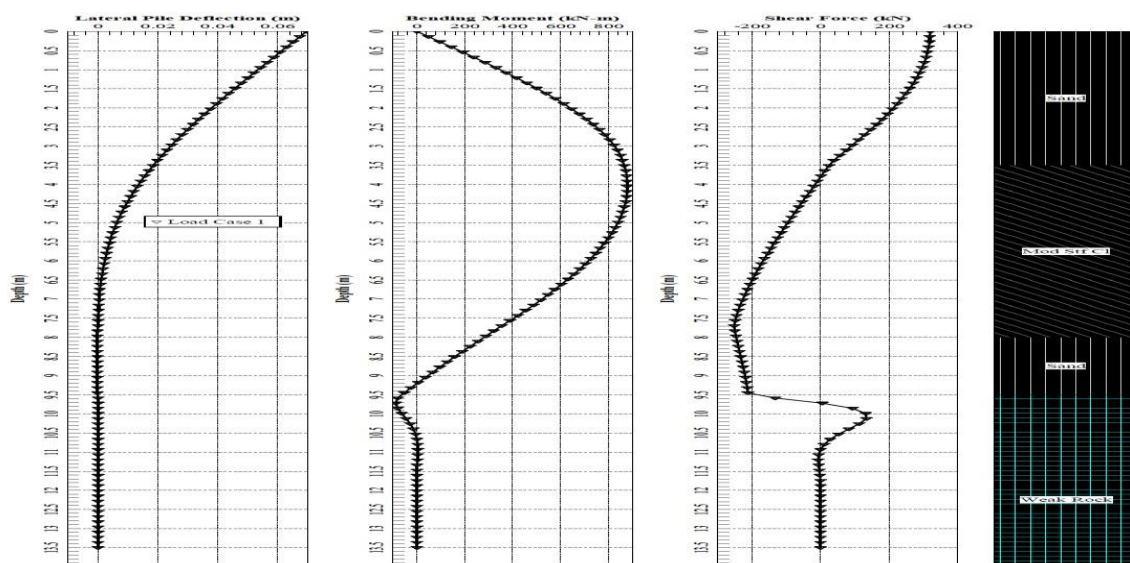
|       |   |       |        |        |        |        |      |      |        |        |        |                  |          |          |
|-------|---|-------|--------|--------|--------|--------|------|------|--------|--------|--------|------------------|----------|----------|
| 1,00  | 2 | 7,80  | 4,00   | 3,80   | 119,86 | 3,49   | 0,0  | 17,1 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>8820,7</b>    | 6855,7   | 864,0    |
| 0,50  | 2 | 8,30  | 13,00  | 12,35  | 123,46 | 11,19  | 0,0  | 55,6 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>24295,5</b>   | 22281,1  | 864,0    |
| 0,00  | 2 | 8,80  | 11,00  | 10,45  | 127,06 | 9,33   | 0,0  | 47,0 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>20915,3</b>   | 18853,3  | 864,0    |
| -0,50 | 2 | 9,30  | 15,00  | 14,25  | 130,66 | 12,55  | 0,0  | 64,1 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>27817,2</b>   | 25709,0  | 864,0    |
| -1,00 | 2 | 9,80  | 13,00  | 12,35  | 134,26 | 10,73  | 0,0  | 55,6 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>24433,9</b>   | 22281,1  | 864,0    |
| -1,50 | 2 | 10,30 | 17,00  | 17,00  | 137,86 | 14,57  | 0,0  | 76,5 | 5,14   | 1,00   | 0,00   | <b>32866,5</b>   | 30670,4  | 864,0    |
| -2,00 | 3 | 10,80 | 16,00  | 16,00  | 141,96 | 13,52  | 37,9 | 0,0  | 60,77  | 48,31  | 62,94  | <b>139250,7</b>  | 16101,5  | 47540,3  |
| -2,50 | 3 | 11,30 | 19,00  | 19,00  | 146,06 | 15,82  | 38,5 | 0,0  | 64,72  | 52,54  | 70,80  | <b>154491,5</b>  | 18114,7  | 51702,2  |
| -3,00 | 3 | 11,80 | 24,00  | 24,00  | 150,16 | 19,71  | 39,4 | 0,0  | 70,81  | 59,19  | 83,65  | <b>177708,8</b>  | 21400,4  | 58241,1  |
| -3,50 | 4 | 12,30 | 81,00  | 81,00  | 155,06 | 65,47  | 44,2 | 0,0  | 121,39 | 119,08 | 221,05 | <b>449705,3</b>  | 67588,5  | 140034,2 |
| -4,00 | 4 | 12,80 | 85,00  | 85,00  | 159,96 | 67,64  | 44,3 | 0,0  | 123,34 | 121,52 | 227,37 | <b>465740,9</b>  | 69519,1  | 142907,3 |
| -4,50 | 4 | 13,30 | 88,00  | 88,00  | 164,86 | 68,98  | 44,4 | 0,0  | 124,53 | 123,01 | 231,25 | <b>478000,4</b>  | 70708,3  | 144665,6 |
| -5,00 | 4 | 13,80 | 117,00 | 117,00 | 169,76 | 90,38  | 45,5 | 0,0  | 142,54 | 146,03 | 293,36 | <b>580365,6</b>  | 89698,3  | 171725,8 |
| -5,50 | 4 | 14,30 | 119,46 | 119,46 | 174,66 | 90,98  | 45,5 | 0,0  | 143,02 | 146,65 | 295,09 | <b>590044,4</b>  | 90227,7  | 172455,3 |
| -6,00 | 4 | 14,80 | 119,46 | 119,46 | 179,56 | 89,73  | 45,5 | 0,0  | 142,01 | 145,34 | 291,46 | <b>591352,4</b>  | 89117,4  | 170923,7 |
| -6,50 | 4 | 15,30 | 119,46 | 119,46 | 184,46 | 88,53  | 45,4 | 0,0  | 141,04 | 144,09 | 287,98 | <b>592614,8</b>  | 88051,9  | 169448,9 |
| -7,00 | 4 | 15,80 | 119,46 | 238,92 | 189,86 | 174,52 | 48,1 | 0,0  | 202,79 | 227,21 | 542,77 | <b>1071065,4</b> | 182890,8 | 294466,2 |
| -7,50 | 4 | 16,30 | 119,46 | 358,38 | 195,76 | 257,80 | 49,7 | 0,0  | 254,43 | 300,84 | 804,41 | <b>1597135,5</b> | 296151,4 | 425987,6 |



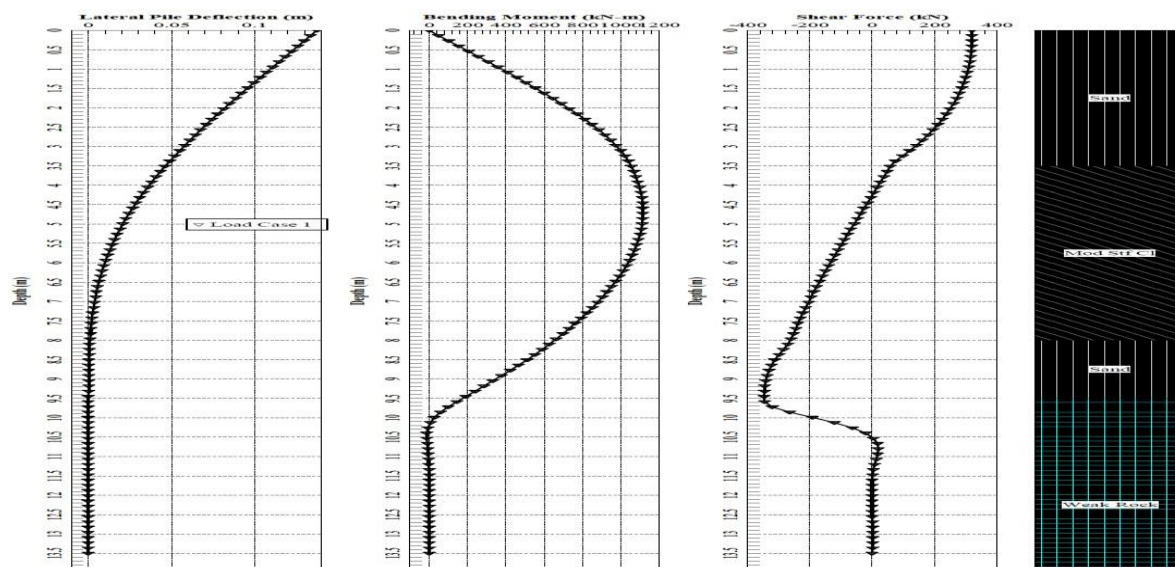
## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha calculado la respuesta de interacción suelo-pilotes individual para la carga axial = 2255 KN carga Horizontal = 320 KN y se ha obtenido la siguiente respuesta. Se recomienda que el especialista estructural verifique para que de ser el caso tome en consideración para el diseño estructural de la cimentación profunda.

### Estático:



### Movilidad Cíclica:





Los rellenos de los aproches se construirán de acuerdo a los diseños de los terraplenes del resto de la vía. En todo caso, se construirán con material gravas y limo – arenoso de préstamo importado, no se recomienda utilizar el mismo material de excavación de la margen derecha para el relleno del trasdós del estribo en la abscisa 7+245, se recomienda utilizar el material de la cantera más cercana, Villamil Rock que está calificada para material de mejoramiento, se compactarán en capas de 30 cm.

Para el cálculo de los empujes se utilizarán los siguientes parámetros: Peso

unitario  $\gamma = 18.60 \text{ KN/m}^3$ , Ángulo de fricción  $\phi = 35^\circ$

$K_a = 0.244$   $K_p = 5.685$   $K_o = 0.426$

La inclinación de los taludes para las excavaciones necesarias serán 1H: 1V.

Si se mantiene abierta la excavación demasiado tiempo necesariamente tendrá que entibarse.

El talud de relleno en el aproche será 2H:1V

Con el fin de prevenir y mitigar la licuefacción se recomienda que previo a la construcción de la cimentación del estribo izquierdo, columnas de grava de 80 cm de diámetro y relleno permeable de 60 cm de espesor.

Para el pre barrenado de los pilotes se utilizarán camisa hincada y de acero recuperable, brocas y botes de perforación para empotrar la punta del pilote en la roca meteorizada e intemperizada.

El proceso constructivo de la cimentación e instalación de pilotes y el terraplén de la margen izquierda; se seguirán estrictamente las siguientes etapas a menos que el fiscalizador ordene por escrito otro proceso. Es necesario construir primero las columnas de grava, luego el terraplén hasta las cotas de diseño y finalmente excavar y construir los pilotes y cimentación, se resume el procedimiento:

a.- Se escavará 50 cm del material de suelo orgánico top soil de toda el área de construcción, el volumen de este material será acopiado cerca del sitio para que una vez construido el terraplén este se utilice en los taludes del terraplén.

b.- Construcción de las columnas de grava y relleno permeable acorde con los planos de diseño y especificaciones que se presentan en anexo N°5.

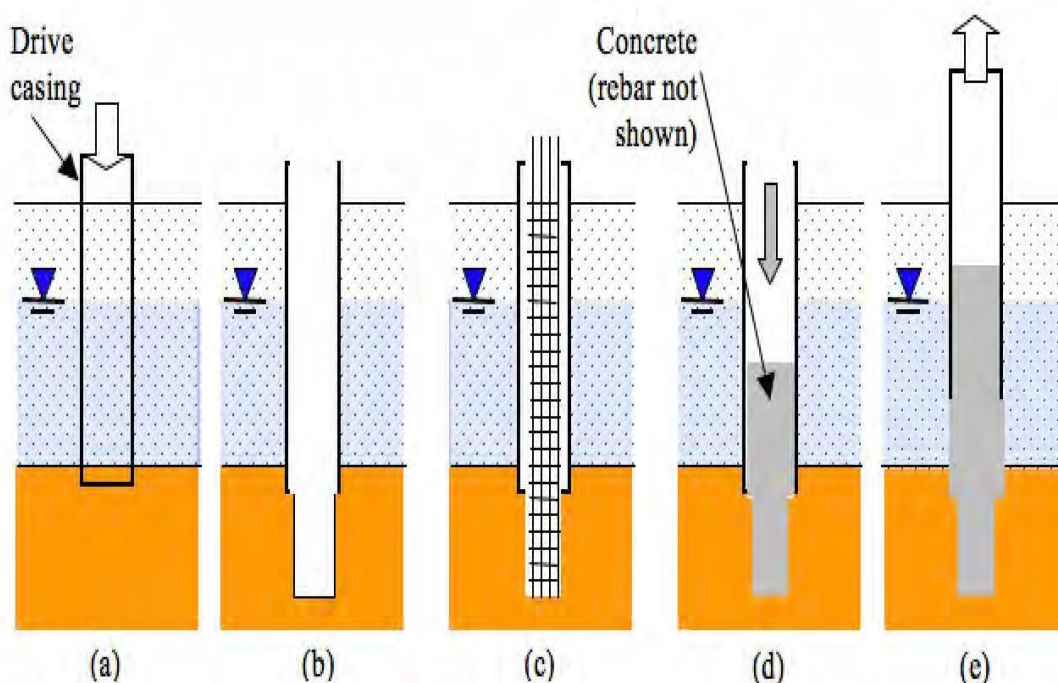


c.- Transporte, acopio, extendido y compactación de la materia de mejoramiento (Villamil Rock) u otra fuente cercana siempre y cuando cumpla con las especificaciones MOP-001-f-2002. La compactación se realizará acorde con las especificaciones y controles de calidad.

d.- Excavación del terraplén construido en el área de la cimentación del estribo. Pre barrenado y construcción de pilotes acorde con los diseños y planos de cimentación. Construcción del estribo y relleno final de aproches.

e.- Extendido en los taludes del terraplén construido del material de suelo orgánico top soil previamente acopiado y ejecución de una proyección de hidrosiembra para una rápida revegetación a fin de prevenir agrietamientos del terraplén por cambio de volumen por pérdida de humedad.

Se recomienda la siguiente metodología de construcción de los pilotes pre barrenado, si se adopta otra metodología será necesarios revisar el cálculos de capacidad de carga de los pilotes. Construcción con revestimiento (camisa) (casing) avanzado mediante hincado antes de la excavación: a) entubación de la carcasa hasta alcanzar el estrato de roca meteorizada cimentación; b) perforar a través de la carcasa; c) limpieza completa del agujero y bajar el conjunto de refuerzo; d) colocar hormigón a una altura superior a la presión externa del agua; e) retirar de la carcasa mientras se añade hormigón.





**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Cíviles, Vías, Estructuras,

Se ha calculado la eficiencia de grupo de pilotes. La cimentación profunda se proyecta 9 pilotes de 0.80 m diámetro distribuidos en dos filas de pilotes denominados A y B figura 2.2, la disposición no es simétrica. El coeficiente de eficiencia obtenido es de 0.75.

---

**Marco Apunte Ordóñez**

**Ingeniero Civil-Consultor**

| <b>Elaborado:</b>           | <b>Revisado:</b>         | <b>Aprobado:</b>            |
|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| MSc.Ing. Patricio Ludeña E. | Ing. Ana Torres Bermeo   | Ing. Jorge Carrillo Tutivén |
| Técnico en Geotecnia        | Supervisora del Contrato | Administrador del Contrato  |



**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

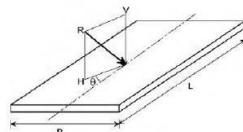
Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

## **Anexo 1 : MEMORIA DE CALCULO**





## ESTRIBO DERECHO



Para  $\phi_f = 0$

$$i_c = 1 - (nH / cBLN_c)$$

Para  $\phi_f > 0$ :

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_q - 1)]$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^n$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi_f} \right]^{(n+1)}$$

$$n = [(2 + L/B) / (1 + L/B)] \cos^2 \theta + [(2 + B/L) / (1 + B/L)] \sin^2 \theta$$

H= 5418,7 KN  
V= 10384,6 KN

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

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

$$N_y = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_{cm} = N_c S_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

$$N_{ym} = N_y s_y i_y$$

|                                    |            |                         |
|------------------------------------|------------|-------------------------|
| Inclinación de la carga (vertical) | $\theta =$ | 27,00 °                 |
| Ancho de Cimentación               | B =        | 9,00 m                  |
| Longitud de la Cimentación         | L =        | 13,30 m                 |
|                                    | D =        | 0,50 m                  |
| Peso unitario del suelo sumergido  | $\gamma =$ | 17,57 kN/m <sup>3</sup> |
| Cohesión                           | C =        | 0,00 kPa                |
| Angulo de fricción                 | $\phi =$   | 42,00 °                 |

|                                                                         |              |            |
|-------------------------------------------------------------------------|--------------|------------|
| <b>Capacidad de carga nominal qn =</b>                                  | <b>751,9</b> | <b>kPa</b> |
| $q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5 \gamma B N_{ym} C_{wy}$ |              |            |

Factor de inclinación del talud

| Factor                            | Angulo de fricción | Término que corresponde a la cohesión ( $s_c$ )                 | Término que corresponde al peso unitario ( $s_y$ ) | Término que corresponde a la sobrecarga ( $s_q$ ) |
|-----------------------------------|--------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| Factores de forma $s_c, s_y, s_q$ | $\phi_f = 0$       | $1 + \left( \frac{B}{5L} \right)$                               | 1.0                                                | 1.0                                               |
|                                   | $\phi_f > 0$       | $1 + \left( \frac{B}{L} \right) \left( \frac{N_q}{N_c} \right)$ | $1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right)$               | $1 + \left( \frac{B}{L} \tan \phi_f \right)$      |

| Angulo de Fricción, $\phi_f$ (grados) | $D_f/B$ | $d_q$ |
|---------------------------------------|---------|-------|
| 32                                    | 1       | 1.20  |
|                                       | 2       | 1.30  |
|                                       | 4       | 1.35  |
|                                       | 8       | 1.40  |
| 37                                    | 1       | 1.20  |
|                                       | 2       | 1.25  |
|                                       | 4       | 1.30  |
|                                       | 8       | 1.35  |
| 42                                    | 1       | 1.15  |
|                                       | 2       | 1.20  |
|                                       | 4       | 1.25  |
|                                       | 8       | 1.30  |

Factor Resistente (AASHTO, 2020) = 0,45

|                                          |               |            |
|------------------------------------------|---------------|------------|
| <b>Capacidad de carga factorada qR =</b> | <b>338,35</b> | <b>Kpa</b> |
|------------------------------------------|---------------|------------|

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi_f (1 - \sin \phi_f)^2 \arctan \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

## LRFD 2020 ,Capacidad de carga nominal

|                                       |        |
|---------------------------------------|--------|
| <b>Factores de capacidad de carga</b> |        |
| Nc =                                  | 93,71  |
| Nq =                                  | 85,37  |
| Ny =                                  | 113,96 |

|                          |      |
|--------------------------|------|
| <b>Factores de Forma</b> |      |
| Sc =                     | 1,62 |
| Sq =                     | 1,61 |
| Sy =                     | 0,73 |

|                              |      |
|------------------------------|------|
| <b>Factor de profundidad</b> |      |
| Dc =                         | 1,00 |
| Dq =                         | 1,01 |
| Dy =                         | 1,00 |

n = 1,44

|                              |      |
|------------------------------|------|
| <b>Factor de inclinación</b> |      |
| Ic =                         | 0,34 |
| Iq =                         | 0,34 |
| Iy =                         | 0,16 |

|       |     |
|-------|-----|
| Cwq = | 0,5 |
| Cwy = | 0,5 |

| $D_w$          | $C_{wq}$ | $C_{wy}$ |
|----------------|----------|----------|
| 0.0            | 0.5      | 0.5      |
| $D_f$          | 1.0      | 0.5      |
| $> 1.5B + D_f$ | 1.0      | 1.0      |



## ESTRIBO IZQUIERDO

| Estado Limite      | Diámetro de Pila (m)                                          | 0,65    | 0,70    | 0,75    | 0,80    | 0,85    | 0,90    | 0,95    | 1,0     |
|--------------------|---------------------------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                    | Dc (m)                                                        | 6,5     | 7       | 7,5     | 8       | 8,5     | 9       | 9,5     | 10,0    |
|                    | $\sigma'v$ (Kpa)                                              | 86      | 89,6    | 93,2    | 96,8    | 100,4   | 104     | 107,6   | 111,2   |
|                    | Nq                                                            | 100     | 100     | 100     | 100     | 100     | 100     | 100     | 100     |
|                    | qp (Kpa)                                                      | 8600    | 8960    | 9320    | 9680    | 10040   | 10400   | 10760   | 11120   |
|                    | Ap (m2)                                                       | 0,33    | 0,38    | 0,44    | 0,50    | 0,57    | 0,64    | 0,71    | 0,79    |
| Extremo y Servicio | Resistencia Nominal de la Base $R_{BN}$ (KN)                  | 2853,75 | 3448,22 | 4117,46 | 4865,71 | 5697,21 | 6616,21 | 7626,94 | 8733,65 |
| Resistencia        | Fator de resistencia                                          | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     | 0,5     |
|                    | Resistencia Factorizada de la Base $R_R = \phi s.R_{BN}$ (KN) | 1426,88 | 1724,11 | 2058,73 | 2432,86 | 2848,61 | 3308,10 | 3813,47 | 4366,82 |
|                    | $R_R = \phi s.R_{BN}$ (Ton)                                   | 145,60  | 175,93  | 210,07  | 248,25  | 290,67  | 337,56  | 389,13  | 445,59  |

Diametro B = 0,80 m  
 Area Pilote = 0,50 m<sup>2</sup>  
 Perim. Pilote = 2,51 m  
 m= 0,8

$\frac{\sigma'_p}{p_s} \approx 0,47 (N_{60})^m$

MEMORIA DE CALCULO

UBICACIÓN: MARGEN IZQUIERDA

SONDEO N°:

S2

**A. Resistencia Lateral. Suelos No Cohesivos**

| Geomaterial Estrato N° | Espesor (m) | Promedio $\phi'$ | $\sigma'v$ (Kpa) | N <sub>60</sub> medio | $\sigma'p$ (Kpa) | OCR  | Kp   |
|------------------------|-------------|------------------|------------------|-----------------------|------------------|------|------|
| 1                      | 3,4         | 29,7             | 34,00            | 5,2                   | 79,01            | 2,32 | 2,97 |
|                        |             |                  |                  |                       |                  |      |      |
|                        |             |                  |                  |                       |                  |      |      |
|                        |             |                  |                  |                       |                  |      |      |

| Geomaterial Estrato N° | K = K <sub>o</sub> | $\delta' = 0,9 \phi'$ | $\beta = K \cdot \tan \delta'$ | Resistencia Unitaria Nominal fricción $f_{SN} = \beta \sigma'v$ | Resistencia Nominal del estrato R <sub>SN</sub> (KN) | Fator de resistencia $\phi_s$ | Resistencia Factorada del estrato $\phi_s \cdot R_{SN}$ (KN) |
|------------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| 1                      | 0,77               | 26,7                  | 0,39                           | 13,12                                                           | 112,14                                               | 0,55                          | 61,68                                                        |
|                        |                    |                       |                                |                                                                 |                                                      |                               |                                                              |
|                        |                    |                       |                                |                                                                 |                                                      |                               |                                                              |
|                        |                    |                       |                                |                                                                 |                                                      |                               |                                                              |

$\Sigma = 112,14$ 
 $\Sigma = 61,68$

**B. Resistencia Lateral. Suelos Cohesivos**

| Geomaterial Estrato N° | Espesor (m) | Promedio Resistencia al corte no drenada Su (Kpa) | Coeficiente $\alpha$ | Resistencia Nominal fricción $f_{SN} = \alpha \cdot Su$ | Resistencia Nominal del estrato R <sub>SN</sub> (KN) | Fator de resistencia $\phi_s$ | Resistencia Factorada del estrato $\phi_s \cdot R_{SN}$ (KN) |
|------------------------|-------------|---------------------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| 2                      | 4,35        | 42,23                                             | 0,61                 | 25,82                                                   | 282,25                                               | 0,45                          | 127,01                                                       |

$\Sigma = 282,25$ 
 $\Sigma = 127,01$

**C. Resistencia de la base. Rock**

| Geomaterial Estrato N° | qu (Kpa) | Resistencia unitaria nominal de la base q <sub>BN</sub> (Kpa) | Resistencia Nominal de la Base R <sub>BN</sub> (KN) | Fator de resistencia $\phi_s$ |  |  | Resistencia Factorada de la Base $\phi_s \cdot R_{BN}$ (KN) |
|------------------------|----------|---------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-------------------------------|--|--|-------------------------------------------------------------|
| 3                      | 3550,00  | 10561,48                                                      | 5308,78                                             | 0,5                           |  |  | 2654,39                                                     |

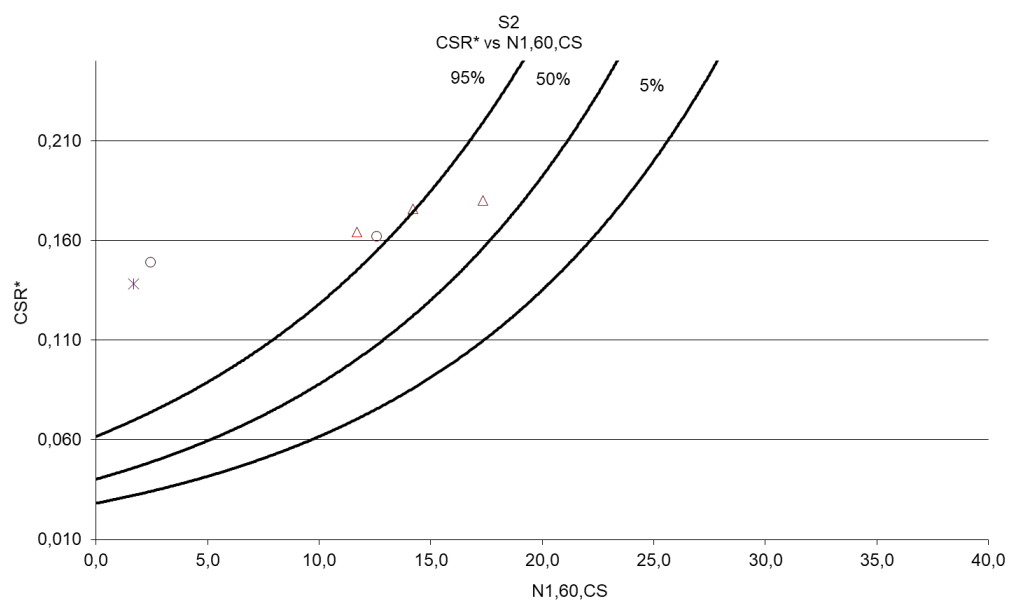
$\Sigma$  Resistencia Factorizada Total (KN) = 2843,08  
 $Q_{dis}(\text{Ton}) = 289,99$

Este gráfico muestra la evolución de la magnitud de la estrella 101 Pegasi a lo largo del tiempo. El eje vertical, etiquetado como 'Magnitud', varía de 3 a 7. El eje horizontal, etiquetado como 'Año', varía de 1933 a 2013. La serie de datos se compone de puntos rojos que representan mediciones individuales y una línea azul que representa una tendencia o ajuste. Se observan variaciones periódicas de 15 años, marcadas por flechas y el texto '15 años'.

52

Ajuste de curva para PL

| CSR* sobre<br>línea 5% | CSR*<br>sobre línea<br>50% | CSR* sobre<br>línea 95% | Categoría<br>PL |
|------------------------|----------------------------|-------------------------|-----------------|
| 0,061                  | 0,087                      | 0,127                   | #NOVEDAD        |
| 0,035                  | 0,051                      | 0,077                   |                 |
| 0,099                  | 0,142                      | 0,200                   |                 |
| 0,046                  | 0,065                      | 0,097                   |                 |
| 0,040                  | 0,057                      | 0,085                   |                 |
| 0,032                  | 0,046                      | 0,070                   | 1,000           |
| 0,034                  | 0,049                      | 0,074                   | 1,000           |
| 0,075                  | 0,107                      | 0,155                   | 1,000           |
| 0,070                  | 0,100                      | 0,145                   | 1,000           |
| 0,086                  | 0,122                      | 0,174                   | 1,000           |
| 0,109                  | 0,156                      | 0,219                   | 2,000           |
| 5,877                  | 8,294                      | 8,993                   | 4,000           |



## **Anexo 2 : LOG DE PERFORACIÓN SONDEO S1**



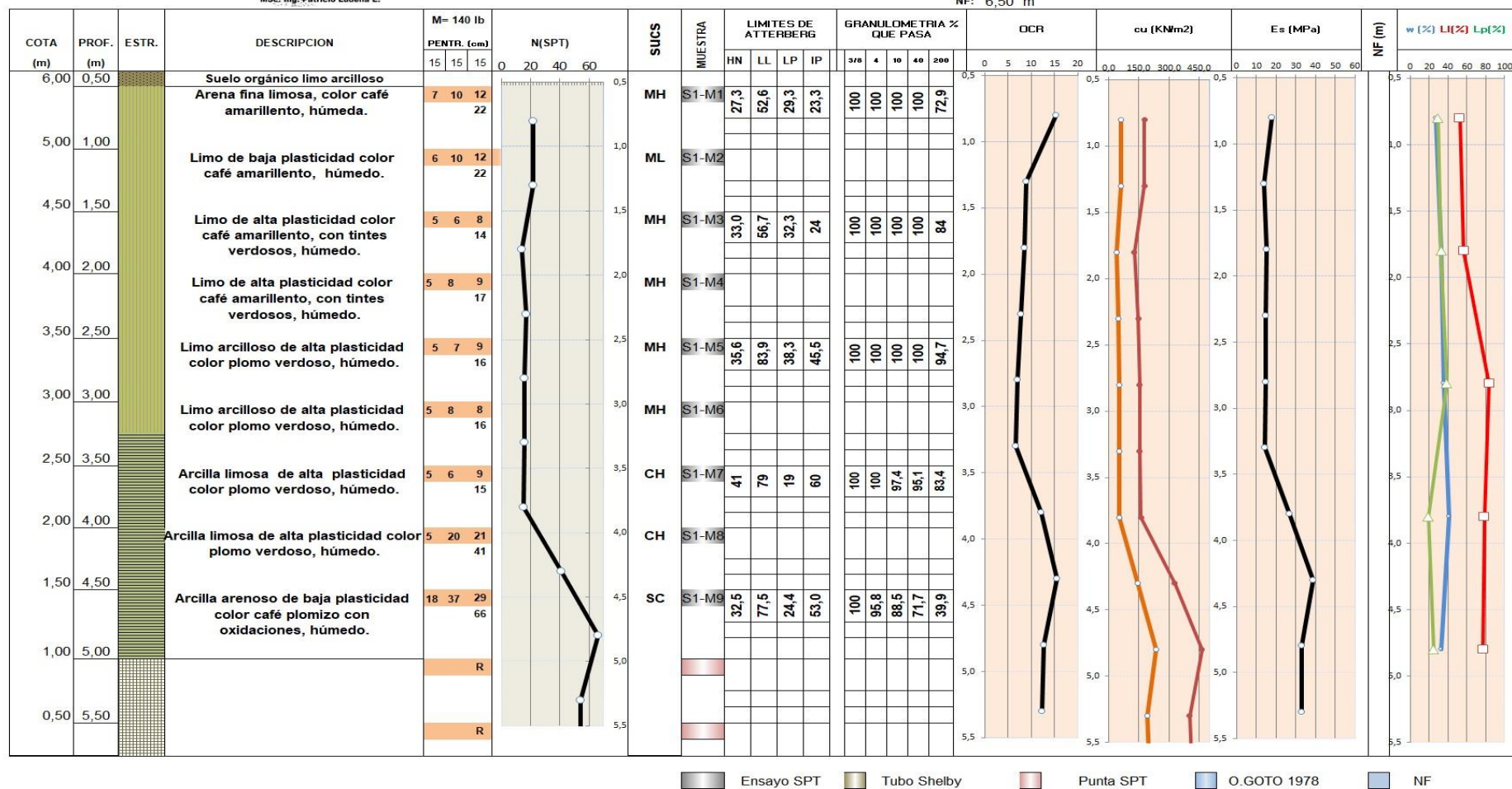
## REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL  
OBRA: PUENTE SAN MIGUEL SOBRE LA Qda. EL MORRO  
UBICACIÓN: MARGEN DERECHA  
FECHA: 28/10/2022

COORDENADAS:  
NORTE: 17N 574546  
ESTE: 9718230  
COTA: 6.5

NF: 6.50 m

HOJA: 1 DE 3  
ABSCISA KM : 07+255  
SONDEO N°: S1  
Perforador : M. Perez  
Jefe de Campo: P. Ludeña



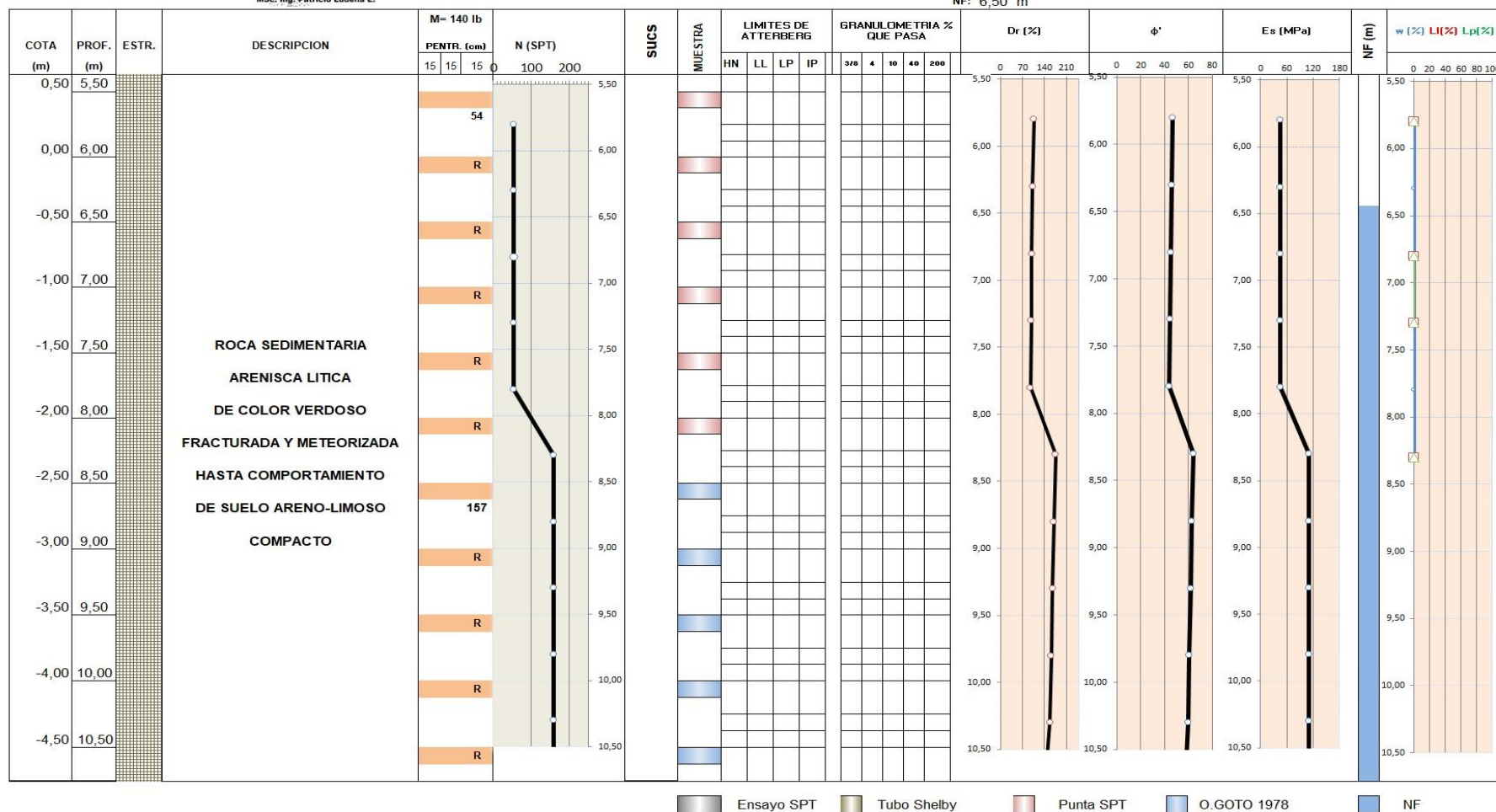


## REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL  
OBRA: PUENTE SAN MIGUEL SOBRE LA Qda. EL MORRO  
UBICACIÓN: MARGEN DERECHA  
FECHA: 28/10/2022

COORDENADAS:  
NORTE: 17N 574546  
ESTE: 9718230  
COTA: 6,5  
NF: 6,50 m

HOJA: 2 de 3  
ABSCISA KM : 07+255  
SONDEO N°: S1  
Perforador : M. Perez  
Jefe de Campo: P. Ludeña







**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

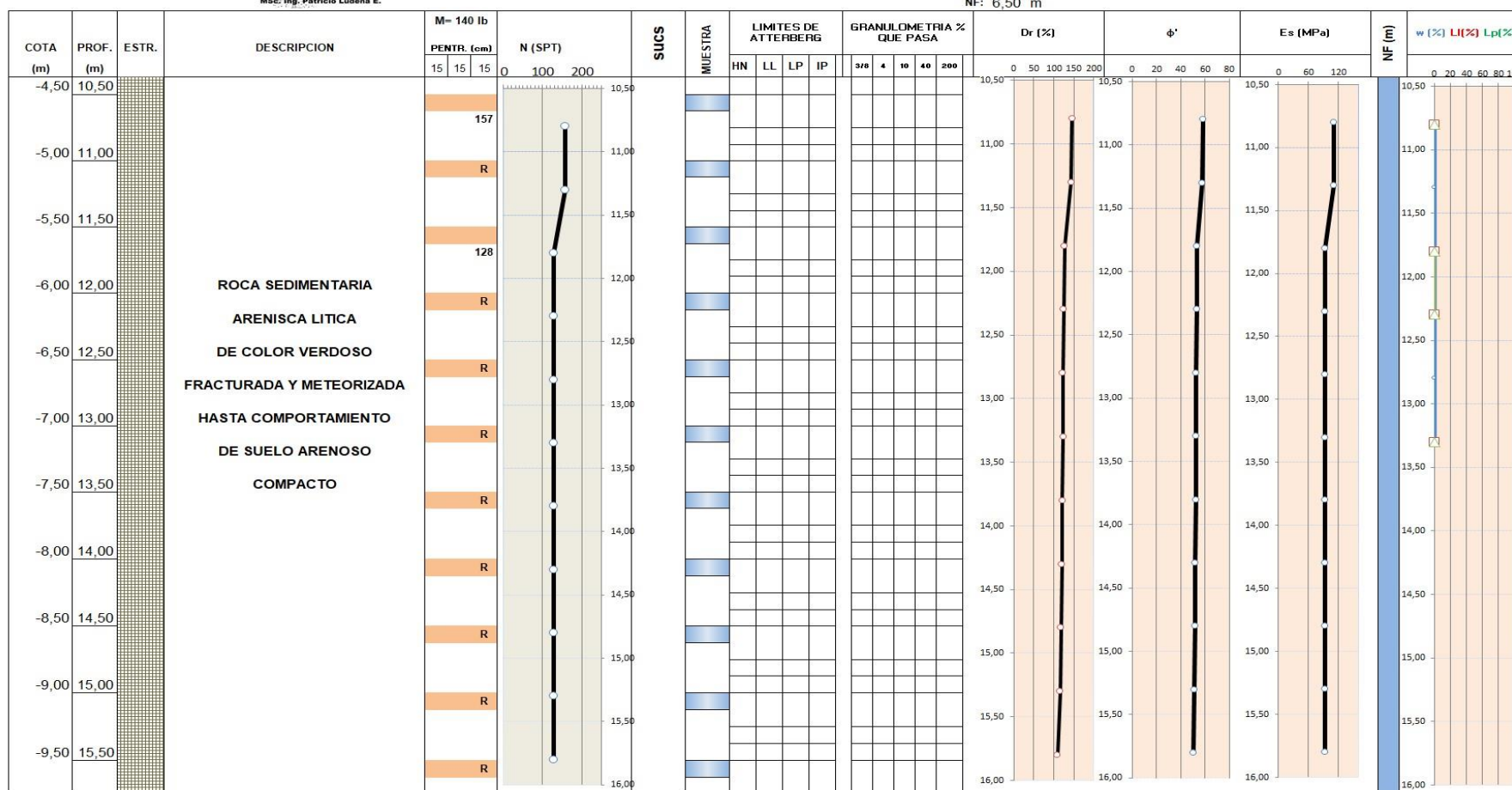


**REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS**

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL  
OBRA: PUENTE SAN MIGUEL SOBRE LA Qda. EL MORRO  
UBICACIÓN: MARGEN DERECHA  
FECHA: 28/10/2022

COORDENADAS:  
NORTE: 17N 574546  
ESTE: 9718230  
COTA: 6,5  
NF: 6,50 m

HOJA: 3 de 3  
ABSCISA KM : 07+255  
SONDEO N°: S1  
Perforador : M. Perez  
Jefe de Campo: P. Ludeña



Ensayo SPT    Tubo Shelby    Punta SPT    O.GOTO 1978    NF





**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

### **Anexo 3 : LOG DE PERFORACIÓN SONDEO S2**



**Marco Apunte Ordóñez**  
Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

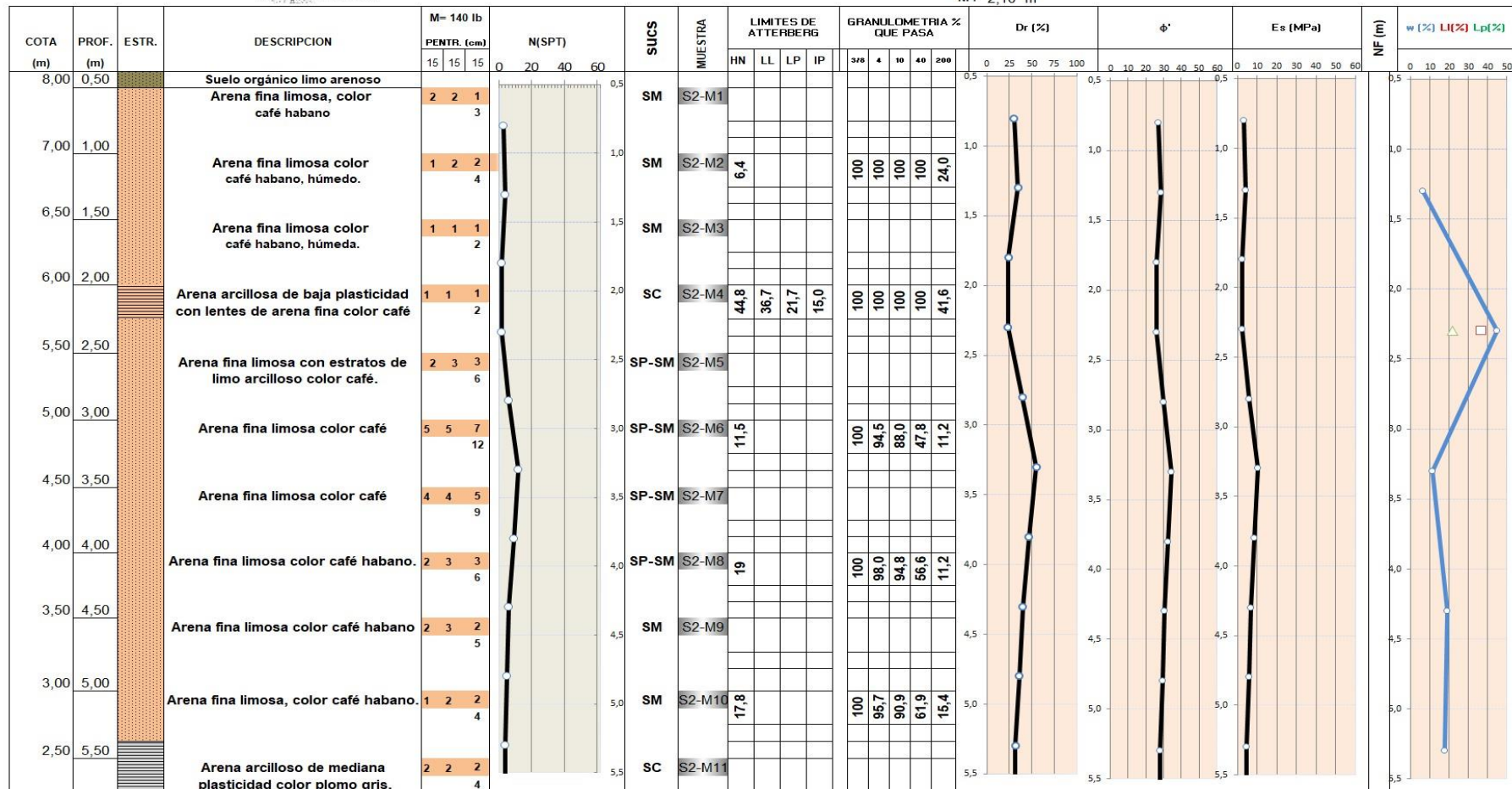


**REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS**

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL  
OBRA: PUENTE SAN MIGUEL  
UBICACIÓN: MARGEN IZQUIERDA  
FECHA: 29/10/2022

COORDENADAS:  
NORTE: 17N 574585  
ESTE: 9718215  
COTA: 8,5  
NF: 2,10 m

HOJA: 1 DE 4  
ABSCISA KM: 07+288  
SONDEO N°: S2  
Perforador: M. Perez  
Jefe de Campo: P. Ludeña



Ensayo SPT    Tubo Shelby    Punta SPT    JRA 2002    NF

EDIFICIO SAMBORONDON BUSINESS CENTER OFICINA 2-22. Mail: [marcoapunte@yahoo.com](mailto:marcoapunte@yahoo.com), Teléfono: 0994095976



**GEOTECNIA  
Y  
PAVIMENTOS**

**MSc. Ing. Patricio Ludeña E.**

|            |                              |
|------------|------------------------------|
| PROYECTO:  | VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL |
| OBRA:      | PUENTE SAN MIGUEL            |
| UBICACIÓN: | MARGEN IZQUIERDA             |
| FECHA:     | 29/10/2022                   |

COORDENADAS:  
NORTE: 17N 574585  
ESTE: 9718215  
COTA: 8.5

HOJA: 2 de 4  
ABSCISA KM : 07+288  
SONDEO N°: S2  
Perforador : M. Perez  
Jefe de Campo: P. Ludeña





## REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL

OBRA: PUENTE SAN MIGUEL

UBICACIÓN: MARGEN IZQUIERDA

FECHA: 29/10/2022

**COORDENADAS:**

NORTE: 17N 574585

ESTE: 9718215

COTA: 8.5

NF: 2,10 m

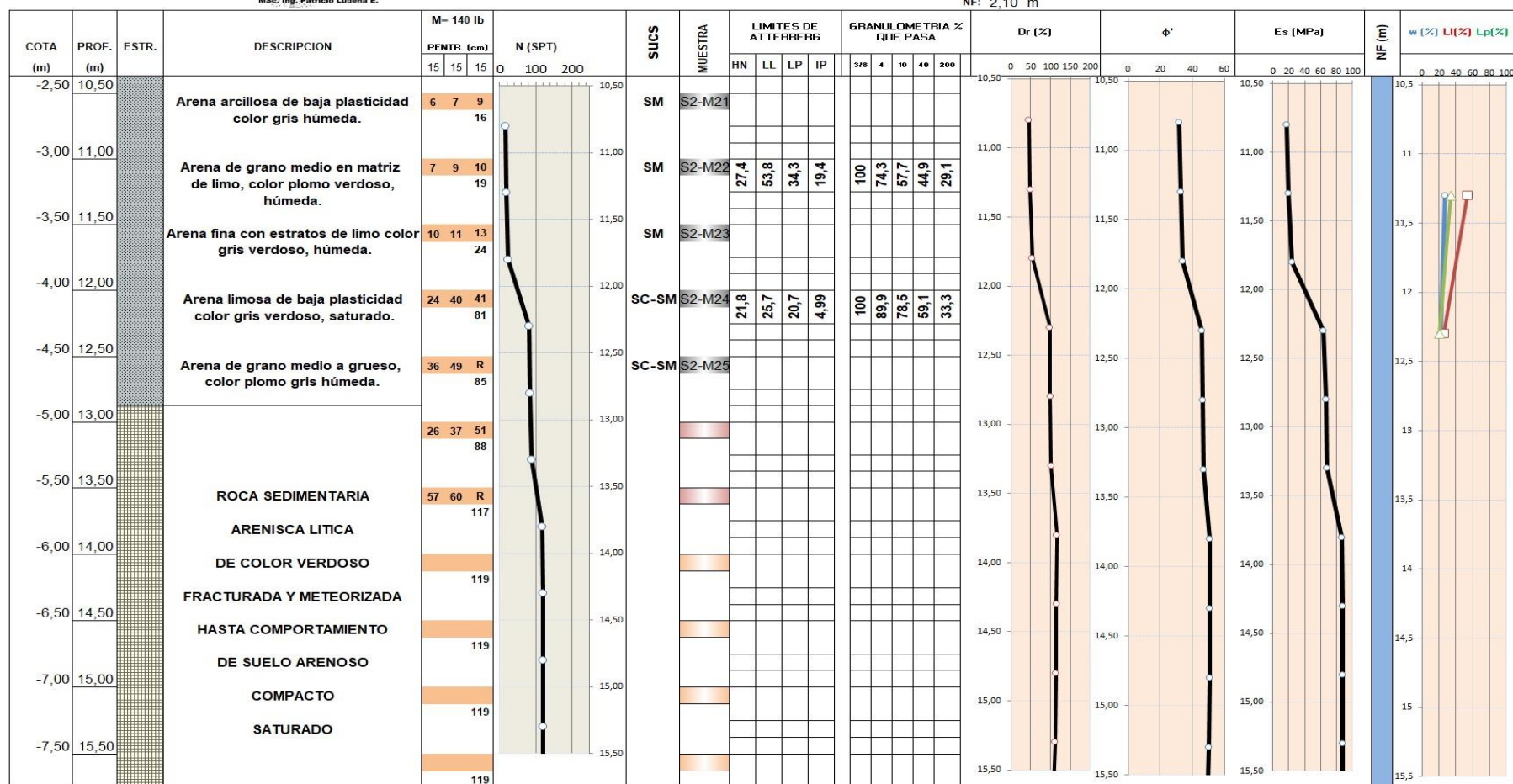
HOJA: 3 de 4

ABSCISA KM : 07+288

SONDEO N°: S2

Perforador : M. Perez

**Jefe de Campo:** P. Ludeña



Ensayo SPT  Tubo Shelby

Punta SPT

 JRA 2002

 NF





## REGISTRO DE PERFORACION Y RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO: VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL

OBRA: PUENTE SAN MIGUEL

UBICACIÓN: MARGEN IZQUIERDA

FECHA: 29/10/2022

**COORDENADAS:**

NORTE: 17N 574585

ESTE: 9718215

COTA: 8.5

NF: 2,10 m

**HOJA:**

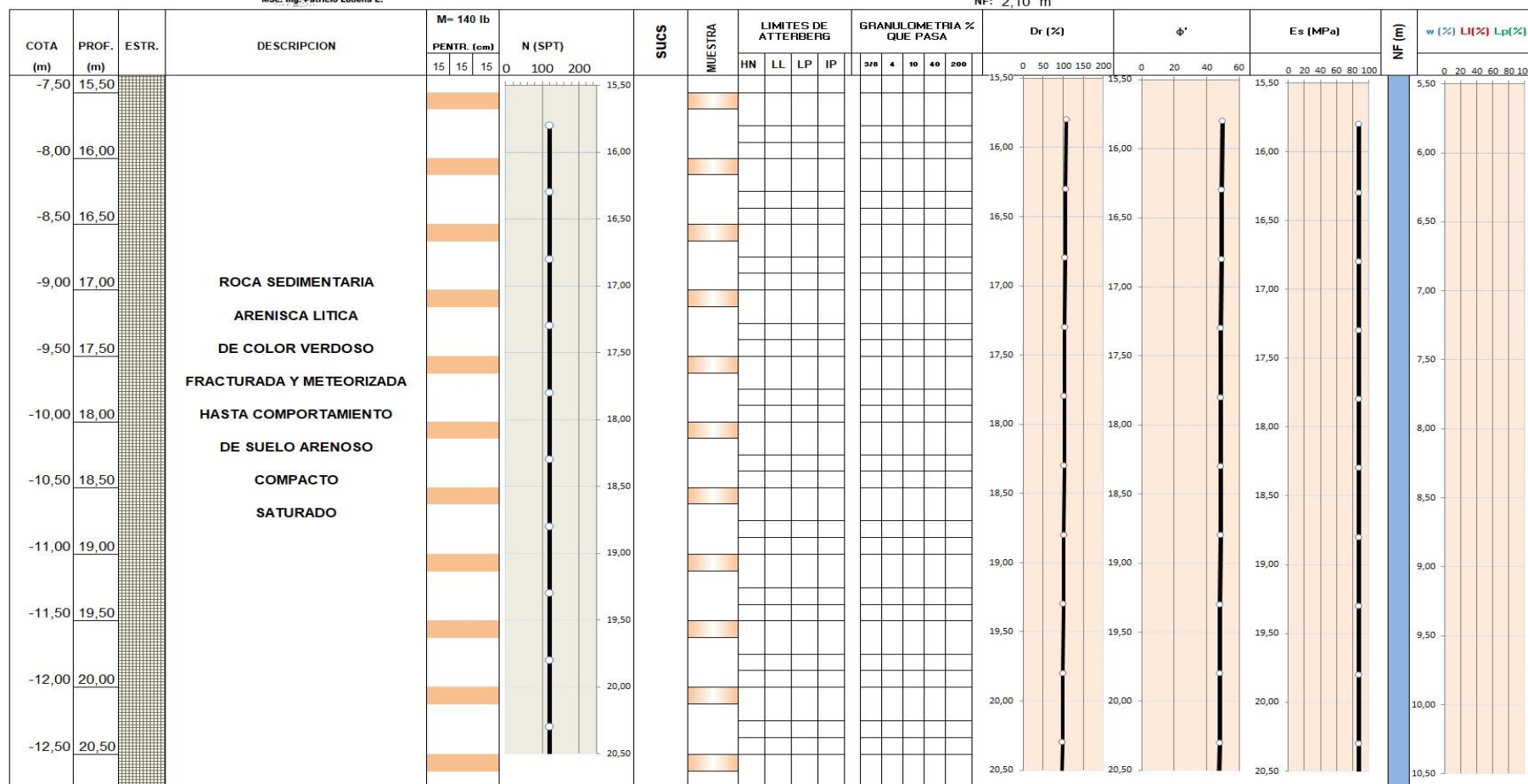
4 de 4

ABSCISA KM : 07+288

SONDEO N°: S2

Perforador : M. Perez

**Jefe de Campo:** P. Ludeña



### Ensayo SPT



Subo Shelby



Punta SPT



JRA 2002



NF



**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

## **Anexo 4 : COLUMNAS DE GRAVA PARA MITIGACIÓN DE LICUEFACCION**



## ESPECIFICACION: **501 (17)E COLUMNAS DE GRAVA DIÁMETRO 0.80 m.**

### **DESCRIPCIÓN**

Las columnas de grava conocidas también por el nombre de pilotes de grava es un método alternativo de refuerzo y mejora del terreno, que consiste en aumentar la resistencia de los suelos con compactación dinámica por hincado y/o vibración, es decir, desplazando el terreno lateralmente para luego incorporar y compactar grava contra él.

Este tratamiento geotécnico del terreno persigue por un lado mejorar el terreno en su conjunto y por otro, acelerar los procesos de consolidación del suelo al permitir el drenaje del suelo a través de las columnas de grava. En caso de sismo, permite el drenaje del agua freática y por lo tanto disminuye la presión de poro causante del fenómeno de licuefacción.

Con esta técnica de mejora del suelo aumentan parámetros inherentes del terreno, tales como: el ángulo de rozamiento, el módulo de deformación y la cohesión; agregándole la interacción de los parámetros del material ya conocido (grava).

Las columnas de grava están compuestas únicamente por este material, sin agregados, ni lechada, ni armadura, así como tampoco agua. Esto permite que el elemento funcione como una mecha drenante lo que acelera los tiempos de consolidación y a su vez permite observar en periodos de tiempo reducidos los asentamientos.

Asimismo, esta técnica geotécnica puede reducir el potencial de deslizamiento en los terrenos, mitigar el potencial de licuación sísmica y reducir los asentamientos globales y locales

La mejora con columnas de gravas está pensada para solventar problemas de asientos de estratos compresibles con cimentaciones directas de grandes áreas, acelerar la consolidación en suelos, obtener altos rendimientos del terreno y servir de tratamiento de anti-licuefacción, aumentando la resistencia al corte.

### **ACTIVIDADES PREVIAS**

Consultar Estudio de Suelos.

Consultar Cimentación en Planos Estructurales. Verificar cotas.

Verificar localización y replanteo.

Disponer en obra de los equipos adecuados.





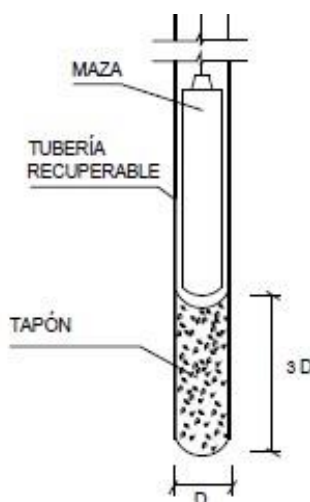
Seguir procesos constructivos consignados en el Estudio de Suelos y en los Planos Estructurales y Geotécnicos.

Ver especificaciones de materiales en el Estudio de Suelos y en los Planos Estructurales.

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Comprende el proceso de hincado tipo pilote con casco de acero recuperable y colocación de grava triturada de acuerdo con los Planos de diseño de columnas de grava. El proceso constructivo es similar al Pilote de desplazamiento con tapón de grava (Figura), para realizar la penetración del pilote lo que se hinca mediante golpeo es un tapón de gravas u hormigón previamente introducido en la entubación, aquí la camisa está abierta por su parte inferior así que podemos recuperarla, este método se usa en suelos blandos e inestables con presencia de agua.

El diámetro final de las columnas de grava obtenido depende de las características mecánicas del suelo circundante. En terrenos blandos o flojos, se obtienen diámetros más grandes que en los suelos más duros. Por lo tanto, una columna presentara un diámetro variable, en función de los suelos atravesados, lo que significa que a priori se puede hacer una estimación del diámetro medio (no del final) con el cual se hace el dimensionado.



El contratista podrá proponer alguna variante y/o alternativa de construcción de columnas de grava siempre y cuando se consiga lo descrito en la descripción de esta especificación y previa aprobación de la fiscalización.



## **METODOLOGÍA**

- A. El equipo se posicionará a una profundidad suficiente para llenar la tolva con agregado.
- B. El equipo se levantará del suelo de manera que el apisonador se quede aproximadamente a un metro sobre la superficie.
- C. Calcular el flujo de agregado. Se hará la medición de la cantidad total de agregado desplazado de la tolva durante un período de tiempo para determinar el volumen por tiempo (m<sup>3</sup>/segundo).
- D. Las operaciones del martillo vibratorio de impacto vertical pueden ser utilizados durante la prueba de flujo, si es necesario, para proporcionar un flujo uniforme y constante de agregado.

Par el control de calidad se deberá tomar registros de instalación durante la construcción de los elementos de demostración.

## **PROCEDIMIENTOS DE INSTALACIÓN**

- A. El equipo se hincará a la profundidad de diseño con fuerza de empuje impuesta por el equipo y energía de impacto vertical impuesta por el martillo.
- B. El equipo y la tolva se llenan de agregado.
- C. El martillo vibratorio de impacto vertical iniciará el funcionamiento y permanecerá en funcionamiento durante la elevación del equipo. El martillo de impacto puede permanecer en funcionamiento durante el descenso de la herramienta dependiendo de los procedimientos de instalación específicos establecidos en el sitio.
- D. El equipo se elevará 1.2 metros a un ritmo constante a una velocidad determinada en pruebas de flujo.
- E. El equipo es entonces hincado nuevamente hasta que una capa de agregado de aproximadamente 30 centímetros sea creada. La presión hidráulica de empuje se registrará para obtener una medida de la fuerza de densificación vertical. Energía de impacto vertical adicional se puede utilizar dependiendo del sitio específico y según los procedimientos de instalación.
- F. Los demás bulbos se construyen siguiendo el mismo procedimiento descrito anteriormente hasta que el elemento esté construido en la parte superior.
- G. Se pueden utilizar alternativas de elevación o reducción de profundidad apropiadas para el sitio del proyecto.



H. Al finalizar la instalación del elemento, el martillo se apaga y El equipo empuja hacia abajo aplicando una presión en la parte superior para imponer una precarga en el elemento.

I. Al término de la instalación del elemento, la piedra que queda en el equipo es vaciada fuera de la ubicación del elemento, para permitir una medida del volumen restante del total, el constructor proporcionará un procedimiento para determinar la cantidad de material que queda en la tolva.

## **DENSIFICACIÓN**

A. Energía especial de alto impacto vertical se emplean para densificar el elemento durante la instalación. El aparato aplicará energía de impacto directo a cada bulbo de agregado construido.

B. La densificación deberá realizarse utilizando un Mástil o mandril, que evite la penetración del suelo por la parte interna del mismo en el momento de la instalación. Esto se requiere para aumentar adecuadamente el empuje lateral en la matriz del suelo durante la instalación.

C. La fuerza de empuje se aplica constantemente a través del mástil o mandril durante el proceso apisonamiento.

## **PLANO DE UBICACIÓN Y ALTURA DE LAS PILAS O COLUMNAS DE AGREGADO COMPACTADO**

La ubicación del centro de cada elemento tendrá una tolerancia de 30 centímetros de desplazamiento de los puntos indicados en los planos.

Los elementos instalados fuera de los límites de tolerancia se consideran no aceptables. Estos se reconstruirán sin costo adicional para la administración.

## **MATERIALES**

A. El agregado utilizado para la construcción de la columna de grava deberá ser agregado triturado pobremente gradado con un tamaño nominal de partícula máximo de 1,0 pulgadas y mínimo de 0,5 pulgadas.

B. El agregado debe presentar una pérdida menor al 20% en el ensayo de la máquina de Los Ángeles.

C. El Contratista proporcionará las áreas adecuadas en el sitio de obra para apilamiento de agregados y estacionamiento de maquinaria asociada a la instalación.



## **EQUIPO BÁSICO**

El equipo básico para la construcción de los elementos consta de:

- Un equipo de orugas con un peso mayor o igual a 40 toneladas.
- Un mástil o mandril de impacto de diámetro y una altura mayor o igual a 15 metros, necesarios para conseguir un diámetro de 0.80 m y longitud mínima de 15 m
- Un martillo vibratorio con capacidad de levantamiento mayor o igual a 40.000 Libras.

## **ELEMENTOS RECHAZADOS**

El elemento mal ubicado o instalado más allá de las tolerancias máximas permitidas será abandonado, a menos que el diseñador apruebe otras medidas correctivas. Todo el material y mano de obra requerida para reemplazar el elemento se proporcionará sin costo adicional, a menos que la causa del rechazo se debe a una imposibilidad debidamente justificada por el fiscalizador.

## **CONTROL TÉCNICO**

El constructor deberá tener una persona dedicada de tiempo completo al control técnico para verificar e informar de todos los procedimientos de instalación. El contratista deberá informar inmediatamente cualquier condición inusual encontrada durante la instalación al ingeniero Fiscalizador. Los procedimientos de calidad debe incluir la preparación de informes de avance de los elementos completados durante cada día de la instalación, los cuales deben contener la siguiente información:

- A. Ubicación del elemento.
- B. Volumen del agregado introducido en la tolva ( $m^3$ )
- C. Profundidad de instalación del elemento.
- D. Procedimiento para la construcción de cada bulbo.
- E. Tiempo para subir y bajar la herramienta para densificar cada bulbo.
- F. Tiempo total de instalación del elemento
- G. Control de presión hidráulica durante la instalación.
- H. Volumen de agregado sin usar.



- I. Volumen neto de agregado utilizado para la construcción del elemento.
- J. Longitud diseño y reales del elemento (con base en la profundidad de instalación).
- K. Documentación de las condiciones inusuales encontradas.
- L. Descripción del agregado.
- M. Reporte de los ensayos de control de la abrasión de los agregados.

## **MEDIDA Y PAGO**

Las cantidades aceptadas y aprobadas por la fiscalización, se pagarán por metro de longitud de columna de columna de grava instalada.

### **501 (17)E RUBRO DE PAGO**

#### **Descripción**

COLUMNAS EN GRAVA CON MATERIAL TRITURADO ENTRE ½" Y 1", EN UN DIÁMETRO APROXIMADO A 0,8 M, Y PROFUNDIDAD APROXIMA DE 12 M DE LONGITUD, CON EQUIPO DE DESPLAZAMIENTO DE MATERIAL, COMPACTADA EN CAPAS DE 0,30 M DE ESPESOR.

#### **Unidad**

METRO LINEAL



## ESPECIFICACION: **402-4 (1)E RELLENO PERMEABLE**

### **DEFINICION.**

Relleno Permeable. Es el material especial que se coloca entre las columnas de grava que permitirá el drenaje por debajo de los elementos estructurales y el terraplén de la carretera, con el objeto de evacuar el agua que se generará en caso de un sismo.

### **DESCRIPCION.**

Este trabajo consiste en la extracción o elaboración, suministro, transporte, almacenamiento y colocación de los materiales del relleno permeable, en los lugares, cotas y dimensiones indicados en los planos, o en los lugares que sea necesario según ordene el fiscalizador.

### **MATERIALES**

#### **REQUISITOS DE LOS MATERIALES.**

Los materiales para la construcción del relleno permeable deben cumplir con lo establecido a continuación.

(a) Relleno permeable. El Contratista debe suministrar material que cumpla con lo establecido en AASHTO M 6, clase B, y/o agregado grueso consistente de partículas de grava, escoria o piedra triturada estables y durables que cumplan con los requisitos de graduación indicados en la siguiente tabla.

Tabla 207-1 Graduación para Relleno Permeable

| Tamaño del Tamiz | Porcentaje en Masa que pasa el Tamiz Estándar (AASHTO T 11 y T 27) |
|------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 75.0 mm          | 100                                                                |
| 19.0 mm          | 50-90                                                              |
| 4.75 mm          | 20-50                                                              |
| 0.075 mm         | 0-2                                                                |

(b) Geotextil Tipo NT 2000 y Geomalla BX 1100.



## **COLOCACION y COMPACTACION**

- (a) Extender el paquete Geotextil y Geomalla acorde con las recomendaciones del fabricante.
- (b) Se debe colocar según se indica en los planos. Este se debe extender en capas que no excedan de 150 milímetros de espesor para compactar hasta el 90% de la Proctor con rodillo vibratorio.
- (c) El relleno permeable se construirá simultáneamente con la construcción del relleno estructural.

### **MEDIDA.**

La medida se debe hacer, del número de metros cúbicos, con aproximación de dos decimales, de Relleno Permeable, colocado satisfactoriamente, de acuerdo con estas Especificaciones Generales.

### **402 -4 (1)E RUBRO DE PAGO.**

#### **Descripción**

El pago se debe hacer por el número de metros cúbicos medidos como se indica anteriormente, al precio unitario de contrato, correspondientes a Relleno Permeable, cuyo precio incluye el trabajo estipulado en esta Sección.

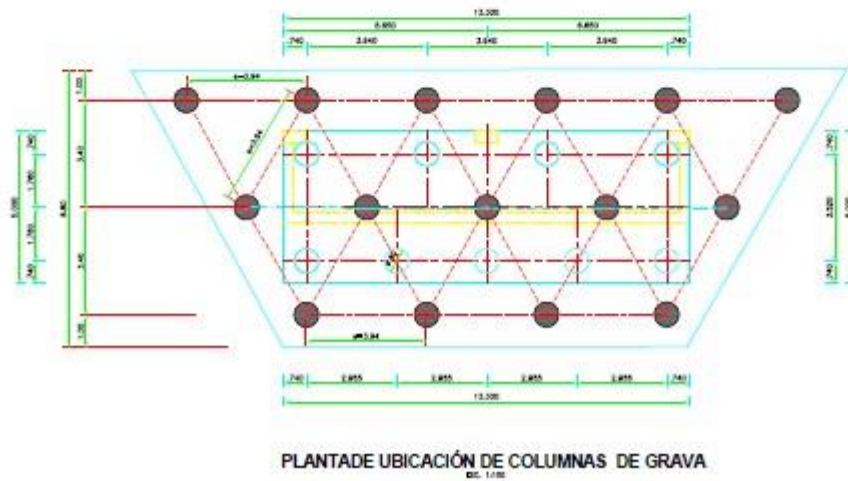
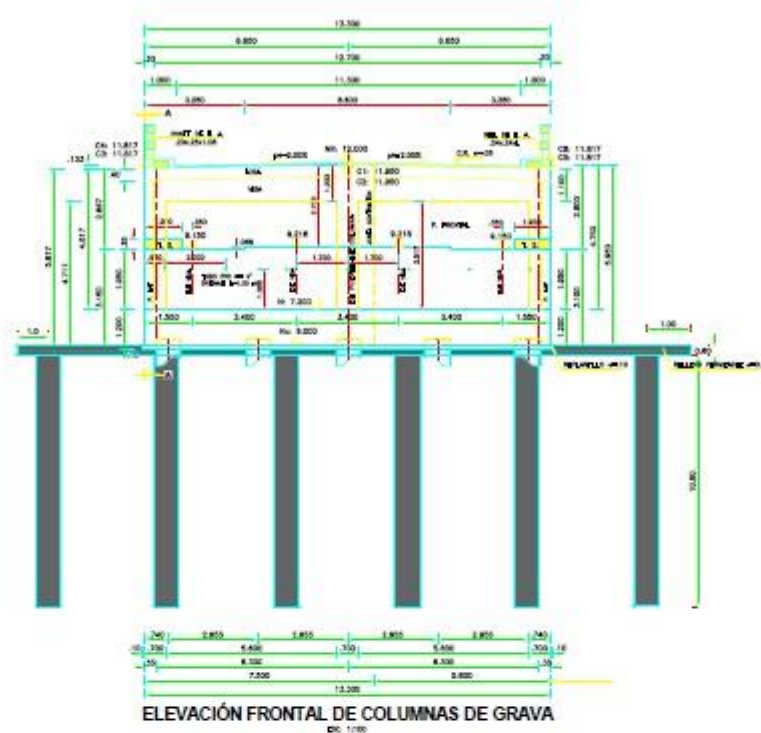
#### **Unidad**

METRO CUBICO

227-2 (2)a Geotextil tipo NT2000 ..... metro cuadrado

227-2(2)b Geomalla tipo BX 1100 ..... metro cuadrado







**Marco Apunte Ordóñez**

Ingeniero Civil – Consultor

Estudios y Fiscalización de  
Obras Civiles, Vías, Estructuras,

## **Anexo 5 : ESTRATIGRAFÍA**

MEI'OOOLOGIA DE OONSTRUION DE CMMT.ACION CON FW.OTES

Antes de proceder con la construcción de la cimentación de la margen izquierda, primero se construirá las columnas de grava y et reiler\O penneable, luego el relleno del aproche con material de melotamiento de la mina Vilam\Roct., se oompaa:ari en capas acorde con la especificaciones MOP-00tf-2002, hasta llegar a las c:Otas de p.oyea.o. Se dejará oonsotldar por al menos 3 meses.

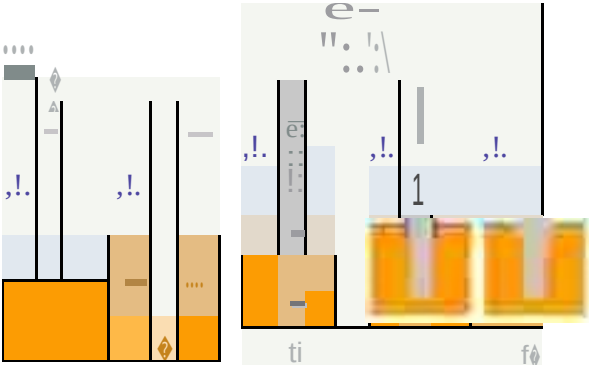
Para la construcción de la dmenutdón se p.:cederá a rultir: la excavación hasta las cota: y pendiente, espe<itbdct\$ en los, ijea" >= le:\$.

Para la construccdn de los plott:s pre blrrtnado, se rultir.rir, con revestimiento (cemlsa)

v, anizado, mediante hlnC:i00. lntts Ot tXCIYMi6n, tntuútc: n de la ce. lst hasta a tcanzar t tstrito c:toce meletuAdipio, al ar t t eimn: e) lmpieza

completo citi IQUitfo y 01J.1r el conUnto de roifo de rti\ltno; d) horTNg6n a una altura su >Of e la pl'.P6n wnt Oel - - ; > rwr.- df: 11 c.mIM mltntRM st 11oCle hormlQ6n

SI H adopte otr1 metodotog&t Ot consttucd6n ltt6 oec ! 11 1ol reVIMrel dltcuk>1 ele c;pacild ele car;a Ot 101 pilotes



ESTRATONAFUL



GOBIERNO  
PROVINCIAL DEL  
GUAYAS

(F"ic5 l D. "''''''I'lovvy-l. ft-  
Eatudloo y Proyocdo

>f Oit,do DC,....mYO N U. .... 1;.H ; >lo,,s,,ll .-JUII.

1, 1 1

