

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACION DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN CON PILOTES  
PERFORADOS DEL NUEVO PUENTE HUIQUISA  
EVALUACION GEOTECNICA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**GEORGE LOUIS RODRIGUEZ ROSALES**

**LIMA – PERU**

**2007**

## INDICE

	Pág.
<b>Resumen</b>	01
<b>Lista de Cuadros</b>	02
<b>Lista de Figuras</b>	03
<b>Lista de Tablas</b>	04
<b>Introducción</b>	05
<b>Cap I. Aspectos generales</b>	
1.1 Generalidades.	06
1.2 Objetivos.	06
1.3 Síntesis de los trabajos realizados.	07
1.4 Ubicación ,extensión y accesibilidad de la zona.	07
1.5 Relieve ,condiciones climáticas.	07
<b>Cap II. Consideraciones generales</b>	
2.1 Correlación entre el N del ensayo SPT el ángulo de fricción para suelos granulares.	08
2.2 Correlación entre el N del ensayo SPT y la compacidad relativa para suelos granulares.	09
2.3 Correlación entre el N del ensayo SPT y la resistencia a la compresión no confinada.	10
2.4 Cálculo de la capacidad de carga admisible en zapatas.	11
2.4.1 Efecto de la excentricidad de la carga	14
2.4.2 Efecto de la compresibilidad del suelo	14
2.5 Cálculo del asentamiento en zapatas.	16
2.5.1 Asentamiento inmediato o Elastico	16
2.5.2 Asentamiento por consolidacion	17
2.5.3 Asentamiento secundario	18
2.6 Cálculo de la capacidad de carga ultima de pilotes bajo carga axial.	18
2.6.1 Método de Aoki y Velloso.	19
2.6.2 Método de Decourt y Quaresma.	25
2.6.3 Programa de computo para el calculo de la capacidad de carga ultima pilotes bajo carga axial mediante fórmulas empíricas (FEPC)	29

	Pág.
2.7 Métodos para la predicción de la eficiencia de grupos de pilotes en suelos cohesivos.	35
2.7.1 Método de Converse - Labarre (Bolin 1941).	35
2.7.2 Método de Poulos y Davis (1980).	36
2.7.3 Método de Feld (1943).	36
2.7.4 Método de Whitaker (1957).	36
2.8 Cálculo de cargas transmitidas a los pilotes.	36
2.9 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes en suelos cohesivos.	38
2.10 Evaluación de estabilidad global de los estribos.	40
2.11 Evaluación del potencial de licuación.	40
2.11.1 Elección de la magnitud y aceleración máxima	42
2.11.2 Evaluación de la resistencia a la licuación	42
<b>Cap III. Aplicación al Puente Huiquisa</b>	
3.1 Investigaciones geotécnicas y ensayos de laboratorio.	43
3.1.1 Exploraciones de campo.	43
3.1.2 Ensayos de laboratorio.	48
3.2 Correlación estratigráfica e interpretación geotécnica para el área de emplazamiento de las estructuras.	51
3.3 Selección de tipo y profundidad de cimentación.	51
3.4 Cálculo de los asentamientos.	52
3.5 Evaluación del potencial de licuación.	52
3.6 Capacidad de carga admisible.	53
<b>Conclusiones</b>	54
<b>Recomendaciones</b>	56
<b>Bibliografía</b>	57
<b>Anexos</b>	

## RESUMEN

El proyecto Carretera Azángaro – Puente Inambari, Tramo 4 del Corredor Vial Interoceánico Sur (305.9 Km) , considera la construcción del puente Huiquisá a ubicarse entre Macusani (Km. 182+250) y San Gabán (Km. 286+700).

El puente Huiquisá (Km. 198+771) es del tipo losa de concreto armado de 30.00 m de longitud (entre ejes de apoyo), con una capa de rodadura de 5 cm de espesor, dos estribos de concreto armado y una sección transversal de dos carriles de 3.00 m cada uno, dos bermas de 0.60 m , dos veredas de 0.60 m y dos barandas de 0.15 m cada una.

La estructura del puente se encuentra en la coordenada del sistema UTM: 8'455,870\_Norte, 339,270\_Este ,en la zona 19 del esferoide internacional.

El informe presenta consideraciones para evaluar la capacidad admisible de los estribos.

La evaluación geotécnica se apoya en la caracterización de los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo de cimentación , obtenidos de correlaciones entre el ensayo de penetración (cono Holandés o ensayo de penetración estándar), con el ángulo de fricción y la cohesión.

Una vez realizada la correlación y definidos los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo, se evalúa la capacidad admisible del suelo. Dado que los parámetros de entrada para esta evaluación son el ancho de la cimentación (B), la excentricidad de las cargas (e) , la inclinación de las cargas ( $\beta^\circ$ ), densidad, nivel freático, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, se la evalúa la capacidad admisible del suelo para varios valores B, e, y  $\beta^\circ$ .

Se presenta además una evaluación de los asentamientos para las cargas admisibles evaluadas.

## LISTA DE CUADROS

	<b>Pag.</b>
Cuadro N° 3.1 Equipos utilizados para la exploracion de campo	43
Cuadro N° 3.2 Relacion de perforacion realizadas	44
Cuadro N° 3.3 Lineas de perforacion realizadas	44
Cuadro N° 3.4Resumen de trabajos de exploración en el puente Huiquisa	45
Cuadro N° 3.5 Relación entre el “N” (SPT), la consistencia de los finos y su resistencia a la compresión simple	46
Cuadro N° 3.6 Relación entre el “N” (SPT) y la densidad relativa de los suelos granulares	46
Cuadro N° 3.7 Resumen de Ensayos de Clasificación	48
Cuadro N° 3.8 Resultados de Ensayos de Compresión No Confinada	49
Cuadro N° 3.9. Coeficiente de Consolidación corregido a partir de ensayos de laboratorio	50
Cuadro N° 3.10 Asentamiento total estimado del grupo de pilotes	52
Cuadro N° 3.11Capacidad de carga admisible de los pilotes perforados	53

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pag.</b>
Figura 2.2a Simbología usada para el calculo de la capacidad admisible	12
Figura 2.2b Conceptos basicos para el calculo de la capacidad de carga de pilotes individuales	20
Figura 2.3c Consideraciones para el calculo de la friccion lateral	24
Figura 2.2d Relación de esfuerzo para causar licuación vs N1, para arenas limosas para terremotos de M = 7.5 (Seed y De Alba, 1986)	41

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pag.</b>
Tabla 2.1 Relacion entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas	09
Tabla 2.2 Relacion entre la consistencia de los suelos arcillosos y la resistencia a la compresion no confinada	10
Tabla 2.3 Valores de K y tipos de suelo	21
Tabla 2.4 Valores de $\alpha$ y tipo de suelo	21
Tabla 2.5 Valores de K y $\alpha$ para distintos tipos de suelo	23
Tabla 2.6 Valores de F1 y F2 para distintos tipos de pilote	25
Tabla 2.7 Valores de $q_s$ y N (golpes/pie)	26
Tabla 2.8 Valores de K	27
Tabla 2.9 Factores De Correlación	31
Tabla 2.10 Parámetros relativos al tipo de pilote (Aoki-Velloso)	32
Tabla 2.11 Factores $\lambda$ y $\theta$ relativos de carga y tipo de pilote (P.P. Velloso)	33
Tabla 2.12 Parámetros de Mn y Nm relativos a la forma de ejecución del pilote (Meyerhof)	34
Tabla 2.13 Factores de Corrección para terremotos de diferentes Magnitudes	42

## INTRODUCCION

El presente informe realiza la evaluación geotécnica de la cimentación del Puente Huiquisa, ubicado en el Kilómetro 198+771, ubicado en el distrito Macusani, Provincia Carabaya y Región Puno. Este puente pertenece al Tramo N° 4, del Proyecto Interoceánica Sur, entre Azángaro y el Puente Inambari.

La evaluación geotécnica permite evaluar y predecir el comportamiento de los suelos de soporte ante las sollicitaciones de carga. Para lograr ese propósito se sigue un proceso consistente en trabajos de campo, ensayos de laboratorio y el análisis de la cimentación con el fin de evaluar la capacidad portante de los suelos que servirán de soporte a los estribos del puente.



## **CAPITULO I.- ASPECTOS GENERALES**

### **1.1 GENERALIDADES.**

El puente Huiquisa se encuentra proyectado dentro de la carretera Interoceánica sur tramo N°4 ; entre el Km 187+050 al Km 235+250,Macusani -Ollachea, este puente esta ubicado en el Km 198+771 dentro de la segunda etapa del proyecto “Corredor Vial Interoceánica Sur” tramo 4;entre Azangaro y el puente Inambari en el departamento de Puno.

El presente informe ha sido preparado sobre las bases de las investigaciones de campo realizadas por la empresa Intersur Concesiones S.A. realizadas en Marzo del 2006.

Debido principalmente al cambio de cargas, diseño y dimensiones de la vía para su adecuación a las nuevas directivas del MTC (Manual de Diseño de Puentes y Carreteras); y además en base a los estudios técnicos realizados por la Empresa Intersur, se ha proyectado la reubicación del puente. Por lo que es importante elaborar este informe sobre la evaluación geotécnica de la cimentación del Nuevo Puente Huiquisa ,porque ya que es el proceso técnico que permitirá evaluar y predecir el comportamiento de los suelos de soporte ante las solicitaciones de carga que a ellas lleguen; ya que la falta de funcionamiento de la cimentación de un puente significaría el aislamiento de las zonas de producción ,interrupción temporal del transito y el aislamiento de poblaciones aledañas ocasionando perdidas al sector publico y privado.

### **1.2 OBJETIVOS.**

El objetivo principal del presente informe es la evaluación geotécnica de la cimentación del puente Huiquisa.

Para conocer las características del suelo de cimentación; se han usado perforaciones diamantinas con recuperación de testigos.

Para la evaluación de la capacidad portante y el asentamiento de las cimentaciones; se han usado los fundamentos teóricos establecidos por la ingeniería geotécnica y la mecánica de suelos.

### **1.3 SINTESIS DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.**

Los trabajos ejecutados durante la etapa de investigación, se puede resumir en la recopilación y análisis de la información existente; incluyendo estudios anteriores, Carta Geológica Nacional 1:100,000; exploraciones de campo, ensayo de laboratorio.

Elaboración de los planos y tablas del área donde se proyectan las obras.

Interpretación de los resultados geotécnicos.

### **1.4 UBICACIÓN, EXTENSION Y ACCESABILIDAD DE LA ZONA.**

El área de estudio esta ubicado en la progresiva 198+771 de la carretera Macusani-Ollachea en el distrito de Macusani; Provincia de Carabaya; Departamento de Puno. Los trabajos se realizaran en ambos márgenes donde se ubicaran los estribos del Puente Huiquisa.

El área de estudio donde se ubicaran la estructura de puente Huiquisa; se encuentra dentro de la siguiente coordenada del sistema UTM:

Norte: 8'455,870 Este: 339,270

En la zona 19 del esferoide Internacional.

El área de estudio es accesible desde la ciudad de lima mediante vuelo aéreo hasta la ciudad de Juliaca. Para llegar a la zona donde será construido el Puente Huiquisa se debe hacer un viaje por carretera asfaltada desde la ciudad de Juliaca San Antón, para luego continuar por carretera afirmada hasta Ollachea y luego por carretera en dirección a Macusani, hasta llegar a la zona del puente a evaluar, haciendo un total de 12 horas de viaje desde la ciudad de Juliaca.

### **1.5 RELIEVE, CONDICIONES CLIMATICAS.**

El área de estudio se sitúa en la cordillera Oriental situándose a una altitud promedio de 4131 msnm.

Se encuentra rodeada por cerros, constituyendo la parte intermedia entre la coordillera Oriental y la Occidental, presenta vegetación típicas de las zonas altas (ichu, yareta, queñual).

Donde se va ha construir el puente existe un río con regular caudal de agua y pendiente moderada, que ha traído depósitos aluviales.

## CAPITULO II.- CONSIDERACIONES GENERALES

En esta parte del informe se presentan las consideraciones teóricas usadas para la evaluación de la capacidad admisible de los estribos de los puentes señalados en los objetivos.

La metodología de la evaluación geotécnica se apoya en la caracterización de los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo de cimentación a través de correlaciones entre el ensayo de penetración con el cono Holandés o el ensayo de penetración estándar, realizadas en la etapa de exploración de campo, con el ángulo de fricción para suelos granulares y con la cohesión para suelos cohesivos.

Una vez realizada la correlación correspondiente y definidos los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo, se ha procedido a la evaluación de la capacidad admisible del suelo. Dado que los parámetros de entrada para esta evaluación son el ancho de la cimentación (B), la excentricidad de las cargas (e) y la inclinación de las cargas ( $\beta^\circ$ ), además de la densidad, el nivel freático, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, se presenta la evaluación de la capacidad admisible del suelo para varios valores B, e, y  $\beta^\circ$ . Para el cálculo de la capacidad admisible se usará un factor de seguridad igual a 2.5.

Se presenta además una evaluación de los asentamientos para las cargas admisibles evaluadas.

Finalmente, con un pre dimensionamiento básico del estribo, se realiza la evaluación de la estabilidad global del estribo.

### 2.1 Correlación entre el N del ensayo SPT y el ángulo de fricción para suelos granulares

Existen diversas correlaciones entre los valores del N del ensayo de penetración estándar (SPT) y el ángulo de fricción de suelos granulares. En el presente informe se presenta la teoría de las correlaciones usadas.

El ángulo de fricción  $\phi$  de suelos granulares se correlaciona con el número de penetración estándar corregido. Peck, Hanson y Thornburn (1974) proporcionan una correlación entre  $N_{cor}$  y  $\phi$  en forma gráfica, que puede ser aproximada como (Wolf, 1989):

$$\phi(^{\circ}) = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2 \quad (4)$$

$$N_{cor} = C_N N_F \quad (5)$$

Donde

$$C_N : \text{Factor de corrección} = \left( \frac{1}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \quad (\text{Liao y Whitman, 1986})$$

$N_F$  : Valor N obtenido en el campo

Recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) propusieron una simple correlación entre  $N_{cor}$  y  $\phi$ , que se expresa como:

$$\phi(^{\circ}) = (20 N_{cor})^{0.5} + 20 \quad (6)$$

## 2.2 Correlación entre el N del ensayo SPT y la compacidad relativa para suelos granulares

La Tabla 2.1 presenta una relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas:

**Tabla 2.1**

Número de Penetración Estándar, $N_{cor}$	Compacidad relativa Aproximada, $C_r$ (%)
0 – 5	0 – 5
5 -10	5 – 30
10 – 30	30 – 60
30 - 50	60 – 95

Los valores presentados en la Tabla 2.1 son aproximados, en especial porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores  $N_F$  de la arena. En un estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977) produjo la siguiente relación empírica:

$$C_r(\%) = 11.7 + 0.76(222 N_F + 1600 - 53\sigma'_v - 50C_u^2)^{0.5} \quad (7)$$

Donde:

$C_r$  = compacidad relativa.

$N_F$  = Número de penetración estándar en el campo.

$\sigma'_v$  = Presión efectiva de sobrecarga (lb/pulg<sup>2</sup>).

$C_u$  = coeficiente de uniformidad de la arena.

### 2.3 Correlación entre el N del ensayo SPT y la resistencia a la compresión no confinada

La consistencia de los suelos arcillosos es correlacionada con la resistencia a la compresión no confinada través en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2

Número de Penetración Estándar, N	Consistencia	Resistencia a la compresión No confinada, $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0 – 2	Muy blanda	0 – 25
2 – 5	Blanda	25 -50
5 – 10	Medio firme	50 – 100
10 – 20	Firme	100 – 200
20 – 30	Muy firme	200 – 400
> 30	Dura	> 400

Las correlaciones para las arcillas requieren de pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla en consideración.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia cortante,  $c_u$ , no drenada de la arcilla. Con base en resultados de pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) sugirió que:

$$c_u = KN \quad (8)$$

Donde:

K = constante = 3.5 a 6.5 kN/m<sup>2</sup> (0.507 a 0.942 lb/pulg<sup>2</sup>).

N = Número de penetración estándar obtenido en campo.

El valor promedio de K es aproximadamente 4.4 kN/m<sup>2</sup> (0.638 lb/pulg<sup>2</sup>).

Hara y otros investigadores (1971) sugirieron también que:

$$C_u (kN / m^2) = 29 N^{0.72} \quad (9)$$

## 2.4 Cálculo de la capacidad de carga admisible en zapatas

Para la evaluación de la capacidad de carga Terzaghi (1943) propuso la siguiente relación para evaluar la capacidad última en una cimentación corrida:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad (10)$$

Donde:

- c : Cohesión del suelo de fundación
- Df : Profundidad de desplante de la cimentación.
- $\gamma_1$  : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.
- $\gamma_2$  : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.
- B : Ancho de la cimentación.
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : Factores de capacidad de carga.

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la ecuación (10) puede modificarse a:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma \quad (11)$$

Los factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi tienen sus propias ecuaciones. Esta metodología fue revisada por Meyerhof (1963) quien propuso su propia ecuación de capacidad de capacidad última. Sin embargo, la ecuación de Terzaghi aún es muy popular y usada en la evaluación de la capacidad última de cimentaciones superficiales. En este estudio se prefiere usar la expresión de Meyerhof porque su expresión evalúa la influencia de la inclinación de la carga que, en el caso de un estribo, juega un factor importante.

La capacidad de carga última en suelos será determinada en base a la ecuación general de capacidad de carga propuesto por Meyerhof (1963). La simbología de la ecuación (12) se presenta en la Figura N° 2.2a.

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + (D_f \gamma_1) N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (12)$$

Donde:

- c** : Cohesión del suelo de fundación
- D<sub>f</sub>** : Profundidad de desplante de la cimentación.
- γ<sub>1</sub>** : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.
- γ<sub>2</sub>** : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.
- B** : Ancho de la cimentación.
- F<sub>cs</sub>, F<sub>qs</sub>, F<sub>γs</sub>** : Factores de forma
- F<sub>cd</sub>, F<sub>qd</sub>, F<sub>γd</sub>** : Factores de profundidad
- F<sub>ci</sub>, F<sub>qi</sub>, F<sub>γi</sub>** : Factores por inclinación de la carga
- N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>** : Factores de capacidad de carga.

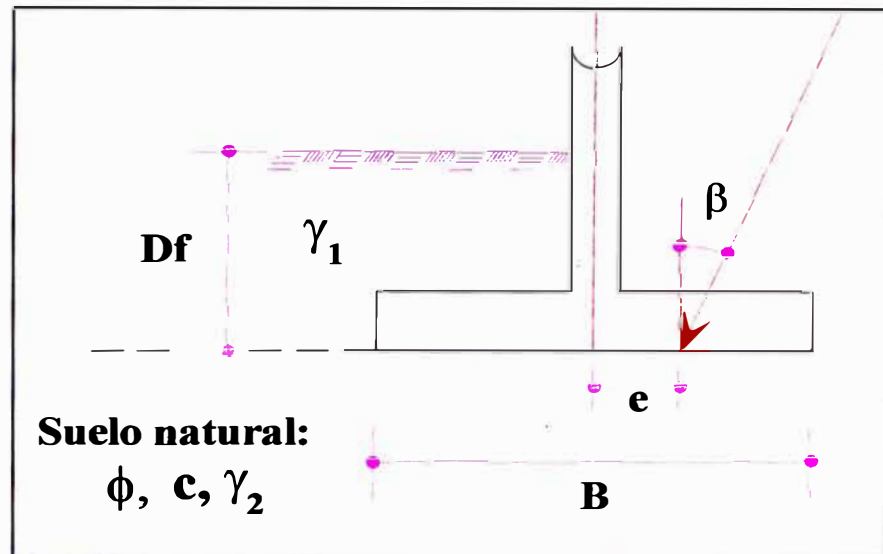


Figura N° 2.2a: Simbología usada para el cálculo de la capacidad admisible.

Factores de capacidad de carga

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

Reissner (1924)

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

Prandtl (1921)

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

Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973)

Factores de forma, [De Beer (1970), Hansen (1970)]

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \qquad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Donde L = longitud de la cimentación (L > B).

Factores de Profundidad,

Condición (a): Df/B ≤ 1

[Hansen (1970)]

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \qquad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{seno } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Condición (b): Df/B > 1

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) \qquad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{seno } \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

Factores de forma, [De Beer (1970), Hansen (1970)]

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$$

Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.



### 2.4.1 Efecto de la excentricidad de la carga

Tratándose del análisis de la cimentación de muros de contención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical. En estos casos se emplearán dimensiones reducidas de la cimentación. El ancho efectivo de la cimentación esta definida como:

$$B' = B - 2e \quad (13)$$

Donde:

- B' : Ancho efectivo
- B : Ancho de la cimentación
- e : Excentricidad paralelo al ancho B

B es reemplazado por B' en la ecuación general de la capacidad ultima de carga. Los factores de forma son determinados empleando B', mientras que los factores de profundidad son determinados empleando B.

La capacidad admisible de carga del suelo será determinada según:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (14)$$

Donde:

- F.S. : Factor de seguridad de carga. Se empleará F.S.=3.

### 2.4.2 Efecto de la Compresibilidad del Suelo

Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo, Vesic (1973) propuso la siguiente modificación a la ecuación general de la capacidad de carga propuesto por Meyerhof (1963).

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + (D_f \gamma_1) N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \quad (15)$$

Donde:

- $F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$  : Factores de compresibilidad del suelo.

Los factores de compresibilidad del suelo, fue obtenido por Vesic (1973) a partir de la analogía de expansión de cavidades. De acuerdo con esta teoría, para calcular  $F_{cc}$ ,  $F_{qc}$  y  $F_{\gamma c}$  deben darse los siguiente pasos:

1. Calcule el índice de rigidez,  $I_r$ , del suelo a una profundidad aproximada  $B/2$  por debajo del fondo de cimentación, o

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi} \quad (16)$$

Donde:

G: Módulo cortante del suelo

q': Presión efectiva de sobrecarga a una profundidad de  $D_f + B/2$

El módulo cortante del suelo puede correlacionarse con el módulo de elasticidad del suelo a través de la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (17)$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del suelo

u: Coeficiente de Poisson

2. El índice de rigidez crítico,  $I_{r(cr)}$ , se expresa como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left[ \exp \left( \left[ 3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right] \cot \left[ 45 - \frac{\phi}{2} \right] \right) \right] \quad (18)$$

3. Si  $I_r \geq I_{r(cr)}$  entonces:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$$

Sin embargo, si  $I_r < I_{r(cr)}$

(19)

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left( \left[ -4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right] \tan \phi + \left[ \frac{(3.07 \sin \phi)(\log 2I_r)}{1 + \sin \phi} \right] \right)$$

Para  $\phi = 0$

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r \quad (20)$$

Para  $\phi > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi} \quad (21)$$

Cuando en el suelo no hay el problema de compresibilidad, la expresión de Vesic es un caso particular de la expresión de Meyerhof cuando se considera que no hay inclinación de la carga.

Adicionalmente, el Reporte N° FHWA-SA-02-054, Geotechnical Engineering Circular N° 6 "Sallow Foundations", de Robert E. Kimmerling, September 2002 dice lo siguiente: "la aplicación simultánea de los factores de inclinación y forma puede resultar en un diseño muy conservador. En consecuencia los factores de inclinación serán omitidos en el cálculo de la capacidad de carga. Una verificación por estabilidad al deslizamiento debe ser realizado para todas las zapatas con cargas inclinadas" (traducción nuestra). En consecuencia, en la evaluación de la capacidad admisible se seguirá esta recomendación.

## 2.5 Cálculo del asentamiento en zapatas

El asentamiento total incluye el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario y se determina según:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (22)$$

Donde:

- St : Asentamiento Total
- Se : Asentamiento elástico
- Sc : Asentamiento por consolidación
- Ss : Asentamiento Secundario

Los asentamientos inmediatos o elásticos predominan en los suelos no cohesivos y en los suelos cohesivos no saturados, mientras que los asentamientos por consolidación predominan en los suelos cohesivos de grano fino que tienen un grado de saturación mayor que el 80% aproximadamente. El asentamiento secundario es una consideración fundamental en los suelos altamente plásticos o que contienen depósitos orgánicos.

### 2.5.1 Asentamiento Inmediato o Elástico

El asentamiento inmediato se puede determinar por diferentes métodos y éstos se describen a continuación:

▪ **Método Elástico**

El asentamiento elástico de las zapatas en suelos no cohesivos o suelos cohesivos rígidos será estimado utilizando la siguiente expresión:

$$S_e (cm) = \frac{[q_o B(1 - \nu^2)] I_f}{E_s} \quad (23)$$

Donde:

- q<sub>o</sub> : Presión de trabajo (ton/m<sup>2</sup>)
- B : Ancho de la cimentación (m)
- E<sub>s</sub> : Modulo de Elasticidad (ton/m<sup>2</sup>)
- ν : Relación de Poisson
- I<sub>f</sub> : Factor de forma (cm/m)

**Valores de I<sub>f</sub> (cm/m)**

Forma de Zapata	Valores de I <sub>f</sub>
Rectangular	
L/B = 2	120
L/B = 5	170
L/B = 10	210
Cuadrada	82
Circular	88

**2.5.2 Asentamiento por Consolidación**

El asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o prácticamente saturados se estimará, en términos de la relación de vacíos, de acuerdo a:

- Para suelos preconsolidados (es decir  $\sigma'_p > \sigma'_0$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{(1 + e_o)} \left[ C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_F}{\sigma'_p} \right] \quad (24)$$

- Para suelos normalmente consolidados (es decir  $\sigma'_p = \sigma'_0$ ):

$$S_c = \frac{H_c}{(1 + e_o)} C_c \log \frac{\sigma'_F}{\sigma'_p} \quad (25)$$

Donde:

- $H_c$  Altura del estrato de suelo compresible
- $e_o$  Relación de vacíos para el esfuerzo efectivo vertical inicial.
- $C_{cr}$  Índice de recompresión.
- $C_c$  Índice de compresión.
- $\sigma'_p$  Máximo esfuerzo efectivo vertical histórico del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.
- $\sigma'_o$  Esfuerzo efectivo vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.
- $\sigma'_f$  Esfuerzo efectivo vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.
- $\sigma'_{pc}$  Esfuerzo efectivo vertical actual del suelo, sin incluir el esfuerzo adicional debida a las cargas de la zapata.

### 2.5.3 Asentamiento Secundario

El asentamiento secundario de las zapatas en suelos cohesivos se puede tomar como:

$$S_s = C_{ae} H_c \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right) \quad (26)$$

Donde:

- $t_1$  Tiempo en el cual comienza el asentamiento secundario, típicamente en un tiempo equivalente al 90% del grado de consolidación promedio.
- $t_2$  Tiempo arbitrario que podría representar la vida de servicio de la estructura.
- $C_{ae}$  Coeficiente estimado a partir de los resultados de ensayos de consolidación realizados en el laboratorio sobre muestras de suelo inalteradas.

### 2.6 Cálculo de la capacidad de carga última de pilotes bajo carga axial

Para la evaluación de la capacidad última de carga axial se ha usado el programa de cómputo FECF. Este programa agrupa las propuestas hechas por Auki-Velloso (1975), P.P. Velloso (1982), Meyerhof (1976) y Decourt-Quaresma. El programa está basado en la utilización de fórmulas empíricas para el cálculo de la

capacidad de carga de pilotes individuales. Este programa fue originalmente presentado por Bortolucci et al (1988) y Modificado por Gillén (1993).

El programa modificado por Gillen (1993) fue realizado como parte de su trabajo de tesis, bajo la asesoría del Dr. Jorge Alva. Los párrafos siguientes presentan la teoría usada para este trabajo de tesis.

## **2.6.1 Método de Aoki y Velloso**

### **Introducción:**

N. Aoki y D. Velloso presentan un método aproximado para estimar la capacidad de carga de distintos tipos de pilotes de acuerdo a los resultados del ensayo de penetración estándar, empleando algunas correlaciones entre SPT,  $r_p$ , y la fricción lateral, que se obtienen a partir de los resultados de ensayos dinámicos y de penetración estática; se introducen además coeficientes de corrección para afinar los resultados obtenidos. Este criterio es aceptable para determinar la profundidad de una cimentación de pilotes basado solamente en los resultados del ensayo de penetración estándar, así como la descripción y clasificación de los estratos de suelo atravesados, la localización del nivel freático y el registro de valores de N (golpes/pie) del ensayo de penetración estándar. Este criterio es válido para el análisis de pilotes individuales; para grupos de pilotes se debe considerar además el efecto de grupo. El análisis efectuado se hace en términos de capacidad de carga última; la capacidad de carga admisible se establece aplicando un adecuado factor de seguridad.

### **2.6.1.1 Capacidad de carga última de pilotes:**

La capacidad carga última de un pilote de perímetro U y área de la base S, está dado por la siguiente fórmula semi-empírica:

$$PR = PP + PL \quad (27)$$

Donde:

- PR : carga última.
- PP : carga transmitida por la punta.
- PL : carga transmitida por el fuste.

Estos términos se define como:

$$P_p = S * r_p' \quad (28)$$

Y

$$P_L = \sum U * \Delta L * r_e' \quad (29)$$

Donde:

$r_p'$  : esfuerzo en la punta.

$r_e'$  : fricción lateral suelo – pilote.

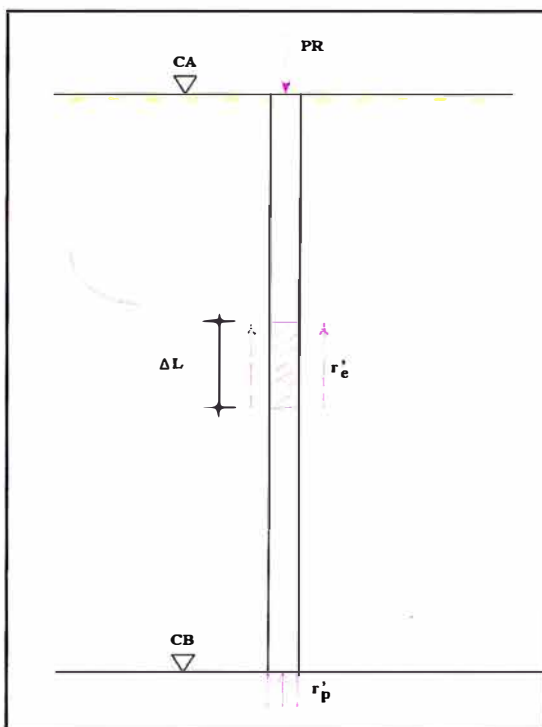


Figura N° 2.2b: Conceptos básicos para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes individuales.

La Figura N° 2.2b ilustra estos conceptos. Este método considera  $r_p < r_p'$  para suelos no cohesivos y pequeñas profundidades, donde  $r_p'$  es la resistencia en la punta en el ensayo de penetración estándar. Para mayores profundidades  $r_p = r_p'$ . El profesor De Beer indica que la influencia del tamaño de la fundación en el caso de suelos no cohesivos es función de la profundidad y la densidad del suelo. Las diferencias entre  $r_e$  y  $r_p'$  disminuyen cuando las profundidades aumentan.

Las experiencias brasileñas presentan las siguientes relaciones para evaluar

$r_p$  y  $r_e$ :

$$r_p = KN \tag{30}$$

Donde:

$r_p$  : resistencia en la punta (kg/cm<sup>2</sup>).

N: número de golpes por cada 30 cm, en el ensayo de penetración SPT.

Los valores de K están dados en la Tabla 2.3:

**Tabla 2.3**

Valores de K y tipos de suelo

Tipo de Suelo	K
Arcilla, arcilla limosa y limo arcilloso	2.0
Arcilla arenosa y limo arenoso	3.5
Limo arenoso	5.5
Arena arcillosa	6.0
Arenas	10.0

La fricción lateral es función del tipo de suelo y de la resistencia de la punta y está dada por la siguiente relación (Begemann):

$$r_e = \alpha R_p \tag{31}$$

Donde:

$\alpha$  : es la fricción lateral local y se obtiene de la Tabla 2.4

**Tabla 2.4**

Valores de  $\alpha$  y tipo de suelo

Tipo de Suelo	$\alpha$
Arena fina y media	0 – 1.6
Arena limosa	1.6 – 2.2
Limo arcilloso arenoso	2.2 – 4.0
Arcillas	> 4

Estas correlaciones permiten estimar  $r_e$  de acuerdo a las siguientes relaciones:

$$r_p = \frac{r_p}{F_2} = \frac{KN}{F_1} \tag{32}$$



$$r_e = \frac{r_e}{F_2} = \frac{\alpha r_p}{F_2} = \frac{\alpha KN}{F_2} \quad (33)$$

Los coeficientes F1 y F2 toman en consideración el tipo de pilote (ver Tabla 2.6).

La formula general para el cálculo de la carga última está dada por la siguiente relación:

$$P_R = S \frac{KN}{F_1} + \sum_{CA}^{CB} U \Delta L \frac{\alpha KN}{F_2} \quad (34)$$

La carga admisible está dada por:

$$P_{adm} = \frac{P_R}{FS} \quad (35)$$

Donde:

FS es el factor de seguridad.

#### a) Proceso de cómputo:

El proceso de cómputo es en siguiente:

Datos relativos a la geometría del pilote

Los datos relativos a la geometría del pilote son el área de la base S, el perímetro U y el nivel de la cota superior del pilote (CA). En el caso de pilotes Franki, el diámetro del fuste (Df) y el área de la base se calculan de acuerdo al volumen necesario de la base esférica mediante las siguientes relaciones:

$$U = \pi D_f \quad (36)$$

$$S = \pi \left( \frac{3V}{4\pi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (37)$$

**Tabla 2.5**  
Valores de K y  $\alpha$  para distintos tipos de suelo

Tipo De Suelo	Código	K	$\alpha$
Arena	100	10.0	1.4
Arena limosa	120	8.0	2.0
Arena limosa arcillosa	123	7.0	2.4
Arena arcillosa	130	6.0	3.0
Arena arcillosa limosa	132	5.0	2.8
Limo	200	4.0	3.0
Limo arenoso	210	5.5	2.2
Limo arenoso arcilloso	213	4.5	2.8
Limo arcilloso	230	2.3	3.4
Limo arcilloso arenoso	231	2.5	3.0
Arcilla	300	2.0	6.0
Arcilla arenosa	310	3.5	2.4
Arcilla arenosa limosa	312	3.0	2.8
Arcilla limosa	320	2.2	4.0
Arcilla limosa arenosa	321	3.3	3.0

### a1) Datos relativos al terreno

Los datos necesarios del terreno son el nivel del terreno y el número de estratos necesarios para la profundidad; el tipo de suelo de cada uno de los estratos y los registros de valores de N (golpes/30 cm) del ensayo de penetración SPT.

### a2) Fórmulas usadas

El cómputo se realiza para cada profundidad múltiplo de  $\Delta L$ , usando la fórmula general y adicionando las siguientes consideraciones:

- 1) La fricción lateral a la profundidad (i) es igual al valor calculado de fricción lateral a la profundidad (i-1), al cual se le suma el valor de la fricción del elemento  $\Delta L$  (ver Figura); donde:

$$\sum_a^{i-1} U \Delta L \frac{\alpha K N}{F_2} + A \quad (38)$$

es la parte correspondiente al cómputo del valor entre el nivel superior del pilote y la profundidad (i-1) ; por consiguiente:

$$P_{Li} = \sum_a^{i-1} U \Delta L \frac{\alpha K N}{F_2} + A + \frac{U \Delta L}{F_2} \left( \frac{N(i-1) + N(i)}{2} \right) \frac{\sum_1^n \alpha_k K_k b_k}{\sum_1^n b_k} \quad (39)$$

- 2) El valor de la fricción lateral, A, es el que corresponde a la parte entre el nivel superior del pilote y la profundidad a la cual corresponde el primer múltiplo de  $\Delta L$ , inmediatamente inferior. Se calcula por la siguiente expresión (ver Figura):

$$A = \frac{U}{F_2} \Delta L_1 \left( \frac{N(a)}{2} \right) \frac{\sum_1^n \alpha_k K_k b_k}{\sum_1^n b_k} \quad (40)$$

Como se puede notar, se ha considerado  $N_{(ca)} = 0$ . La resistencia en la punta a la profundidad i está definida por la siguiente expresión (ver Figura):

$$P_p = \frac{S}{F_1} \left[ \frac{\sum_1^{n+1} b_{(k+1)} K_{(k+1)}}{\sum_1^{n+1} b_{(k+1)}} \right] N_{(i)} \quad (41)$$

El valor de la resistencia en la punta para la última profundidad está definido por la siguiente expresión (ver Figura):

$$P_p = \frac{S}{F_1} K N_{(i,n)} \quad (42)$$

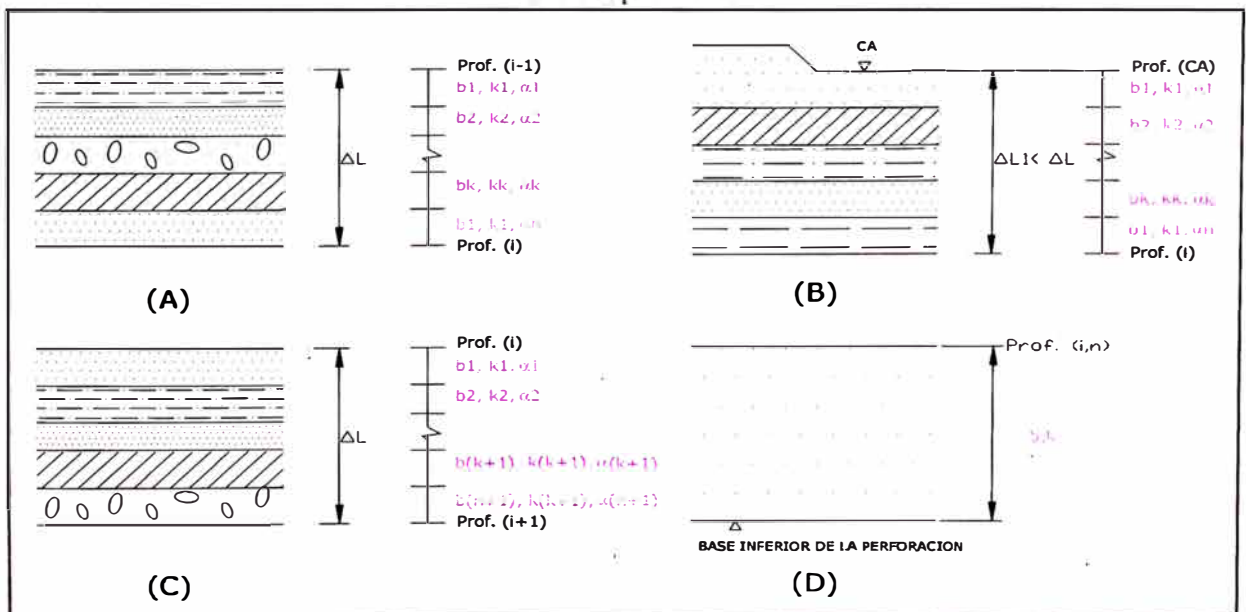


Figura N° 2.2c: Consideraciones para el cálculo de la fricción lateral.

- 3) La Tabla 2.6 establece los valores de F1 y F2 para distintos tipos de pilote:

Tabla 2.6  
Valores de F1 y F2 para distintos tipos de pilote

Tipo de Pilote	F1	F2
Franki	2.50	5.0
Acero	1.75	3.5
Concreto Prefabricado	1.75	3.5

## 2.6.2 Método de Decourt y Quaresma

### Introducción:

Este método fue presentado por Luciano Decourt y Arthur R. Quaresma en el VI Congreso de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (Río de Janeiro, 1978). Determina la capacidad portante de pilotes, en base a registros de valores de N (golpe/30 cm) del Ensayo de Penetración Estándar SPT. Este método considera valores de N entre 3 y 15 ( $3 \leq N \leq 15$ ) en el fuste del pilote, debido a que los pilotes tradicionales no se hincan a través de estratos de suelos de alta consistencia y/o densidad. El método originalmente desarrollado para calcular la capacidad de carga de pilotes tradicionales, tales como los pilotes de concreto prefabricado, pilotes Franki, etc, permite también evaluar la capacidad de carga de pilotes de alta capacidad excavados y moldeados mediante bentonita, especialmente a través de suelos de valores de N altos.

### 2.6.2.1 Capacidad Portante de Pilotes Tradicionales (prefabricado, Franki, etc.)

La capacidad portante se calcula en base a los registros suministrados por las perforaciones, clasificación visual de los estratos de suelos y los registros de valores de N del Ensayo de Penetración Estándar, realizados a cada metro de profundidad. El cálculo de la capacidad portante se realiza mediante los siguientes pasos:

- 1) La capacidad de carga última ( $Q_u$ ) está dada por la siguiente relación:  $Q_u = Q_s + Q_p$ , donde  $Q_s$  es la capacidad de carga última que

resulta según la fricción lateral, y  $Q_p$  es la capacidad de carga que resulta de acuerdo a la resistencia última en la punta del pilote.

- 2) La capacidad de carga que resulta según la resistencia de fricción lateral está dada por:

$$Q_s = pLq_s \quad (43)$$

Donde:

P : Perímetro del pilote

L : Longitud del pilote

$q_s$  : Adhesión a través del fuste del pilote (ton/m<sup>2</sup>)

El valor de  $q_s$  está dado por la siguiente relación:  $q_s = \frac{\bar{N}}{3} + 1$

Donde:

$\bar{N}$  : Promedio de valores de N a través del fuste del pilote.

Esta expresión es válida para todos los tipos de suelo. La Tabla 2.7 presenta estos valores.

Tabla 2.7  
 Valores de  $q_s$  y N (golpes/pie)

N (golpes/pie) (Medidos a lo largo del fuste)	$q_s$ (ton/m <sup>2</sup> )
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
15	6

- 3) La capacidad de carga en la punta de pilotes desplazados esta dada por:

$$Q_p = A_p NK \quad (44)$$

Donde:

$A_p$  : área de la punta del pilote

K : coeficiente que depende del tipo de suelo en la punta del pilote.

Se consideran cuatro tipos de suelo (ver Tabla 2.8)

Tabla 2.8  
Valores de K

Tipo de Suelo	K (ton/m <sup>2</sup> )
Arcillas	12
Limo arcilloso	20
Limo arenoso	25
Arenas	40

- 4) La carga admisible del pilote está dada por la aplicación de un factor de seguridad de 2.

$$Q_{ad} = \frac{Q_u}{2} \quad (45)$$

### 2.6.2.2 Método para determinar la capacidad de carga admisible de pilotes excavados y moldeados mediante suelo bentonítico:

(a) Caso usual

Para las fundaciones diseñadas para soportar pequeños asentamientos diferenciales de alrededor de 5mm, y que usualmente están limitadas a un asentamiento total de 10 mm, el cálculo de la capacidad de carga última resultará según la fricción lateral a lo largo del fuste del pilote usando las expresiones mencionadas anteriormente:

$$Q_s = PLq_s \quad (46)$$

Donde:

$$q_s = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (47)$$

$q_s$  está dado en ton/m<sup>2</sup> y los valores de N menores que 3 se toman como 3 y los valores de N mayores que 50 se toman como 50. En el presente caso, la capacidad de carga por punta no se toma en cuenta.

(b) Caso en el cual se permiten mayores asentamientos

En este caso la resistencia de fricción lateral ( $Q_s$ ) calculada de acuerdo al ítem (A), se debe considerar una resistencia adicional según la capacidad de

carga admisible en la punta ( $Q_p$ )<sub>ad</sub>.

La presión admisible en la punta se obtiene dividiendo por un factor de seguridad de 3 el promedio de valores de N en la punta (un metro por encima y un metro por debajo del nivel de la punta). Este valor de presión admisible resulta en unidades de kg/cm<sup>2</sup>. Para convertir a kN/m<sup>2</sup> se debe de multiplicar por 98.07 lo que da un valor de:

$$Q_p = 32.7 \text{ N (kN/m}^2\text{)}. \quad (48)$$

El diseño de fundaciones bajo este criterio (Decourt, 1978), considera tres componentes para determinar el asentamiento total.

1) Asentamiento de la punta ( $P_p$ ):

$$P_p \text{ (cm)} = \frac{2}{3} D \quad \text{(m)} \quad (49)$$

Donde:

D: diámetro de la base (m)

2) Asentamiento debido a la deformación del suelo contaminado y/o remoldeado ( $P_c$ )

$$P_c = \frac{\sigma L}{E} \quad (50)$$

Donde:

$\sigma$  : Presión en la punta

L : Espesor del estrato contaminado y/o remoldeado

E : Módulo de Young, estimado de acuerdo a correlaciones con valores de N. Decourt (1978) sugiere los siguientes valores:

E = 15 N (Kg/cm<sup>2</sup>) para arcillas

E = 30 N ( Kg/cm<sup>2</sup>) para arenas

3) Asentamiento necesario para la movilización de la resistencia del fuste ( $P_s$ )

El asentamiento total está dado por la suma de las tres componentes:

$$P = P_p + P_c + P_s \quad (51)$$

### 2.6.2.3 Nuevo concepto para determinar el factor de seguridad

El factor de seguridad global está dado por la siguiente relación:

$$F = F_p F_t F_d F_w \quad (52)$$

Donde

$F_p$  : factor de seguridad relativo a los parámetros del suelo.

$F_p = 1.1$  para fricción lateral.

$F_p = 1.35$  para capacidad portante en la punta.

$F_t$  : factor de seguridad relativo a la formulación adoptada. Decourt L. (1978) recomienda  $F_t = 1.0$ .

$F_d$  : Factor de seguridad relativa a la deformación excesiva.

$F_d = 1.0$  para fricción lateral.  $F_d$  varía de 2 a 3 para la punta. Para casos usuales se recomienda  $F_d = 2.5$ .

$F_w$  : Factor de seguridad relativo a las cargas de trabajo. Decourt (1978) recomienda  $F_w = 1.2$

Así tenemos:

Para la fricción lateral:

$$F_s = 1.30$$

Para la punta:

$$F_p = 4.0$$

Luego, la capacidad de carga admisible está dada por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_s}{1.3} + \frac{Q_p}{4} \quad (53)$$

### 2.6.3 Programa de cómputo para el cálculo de la capacidad de carga última de pilotes bajo carga axial mediante fórmulas empíricas (FEPC).

El programa está basado en la utilización de fórmulas empíricas para el cálculo de la capacidad de carga última de pilotes individuales. Estas fórmulas se aplican a tipos de suelos agrupados de acuerdo a la clasificación propuesta por Aoki-Velloso (1975). P.P. Velloso (1982)



establece correlaciones sólo para suelos de dos clases y Meyerhoff (1976) sólo se aplica a suelos no cohesivos y limos no plásticos. Los factores de seguridad los proporciona el usuario y se usan en todas las fórmulas, con excepción de la fórmula de Decourt-Quaresma, donde el FS es 1.3 para carga por fricción y 4.0 para carga por punta. El programa fue presentado originalmente por Bertolucci (1988).

#### **Simplificaciones adoptadas:**

El programa adopta las siguientes simplificaciones:

- 1° El valor del ensayo SPT en el primer metro del sondaje siempre se considera igual a cero SPT (0) = 0.
- 2° El valor de SPT se relaciona al metro inmediatamente inferior, es decir SPT (1) corresponde a un intervalo entre 1.0 y 2.0 m. de profundidad del sondaje.
- 3° En la transición de estratos se adoptan los parámetros del estrato superior, si la transición ocurre después de 0.5 m; en caso contrario, los parámetros que se adoptan son del estrato inferior y el valor del SPT será el que corresponde al metro subsiguiente. Con relación a la última simplificación, es importante un análisis más cuidadoso de los resultados en los niveles de transición y también evitar la introducción de estratos menores de un metro de espesor.

#### **Parámetros generales de entrada de datos**

Los datos comunes de entrada para todos los métodos del programa son: número de estratos, profundidad del sondaje, profundidad final de cada estrato, código de suelo de cada estrato (propuesto por Aoki-Velloso), peso específico efectivo de cada estrato, valores del ensayo SPT para cada metro y el factor de seguridad, (no se aplica a la fórmula de Decourt Quaresma, la que fija 1.3 para carga lateral y 4.0 para carga por punta).

Los factores de correlación indicados en la Tabla 2.9, son definidos por el propio programa, en función al tipo de suelo.

Con relación a las características del pilote se establecen los siguientes datos: cota superficial del pilote, diámetro del fuste (o dimensión del lado en el caso de una sección cuadrada) y el diámetro de la base, en caso de un alargamiento de la misma.

### Métodos mediante fórmulas empíricas

Los métodos usados mediante fórmulas empíricas son:

- 1º Método de Aoki Velloso.
- 2º Método de Decourt - Quaresma.
- 3º Método Pedro Paulo Velloso.
- 4º Método de Meyerhoff (con y sin corrección de SPT).

**Tabla 2.9**

#### Factores De Correlación

TIPO DE SUELO	CODIGO	AOKI-VELLOSO			DECORT-QUARESMA		P.P. VELLOSO (*)	
		Kp (kPa)	$\alpha$ (%)	Kl (kPa)	K (Pa)	a (kPa)	b'	a' (kPa)
Arena	100	1000	1.4	14	400	600	1	5
Arena Limosa	120	800	2	16	400	500	1	8.5
Arena Limosa-Arcillosa	123	700	2.4	16.8	400	500	1	8.5
Arena Arcillosa	130	600	3	18	400	500	1	8.5
Arena Arcillosa-Limosa	132	500	2.8	14	400	500	1	8.5
Limo	200	400	3	12	200	430	1	10
Limo Arenoso	210	550	2.2	12.1	250	430	0.87	10
Limo Arenoso-Arcilloso	213	450	2.8	12.6	250	430	0.87	10
Limo Arcilloso	230	230	3.4	7.82	200	430	1	10
Limo Arenoso-Arcilloso	231	250	3	7.5	200	430	1	10
Arcilla	300	200	6	12	120	250	1	6.3
Arcilla Arenosa	310	350	2.4	8.4	120	250	1	6.3
Arcilla Arenosa-Limosa	312	300	2.8	8.4	120	250	1	6.3
Arcilla Limosa	320	220	4	8.8	120	250	1	6.3
Arcilla Limosa-Arenosa	321	330	3	9.9	120	250	1	6.3

(\*) El parámetro b se asume igual a 1.00 para todos los suelos.

### 1º Método de Aoki-Velloso

La entrada de datos para el cálculo basado en el método de Aoki Velloso se empieza a través de los parámetros relativos al tipo de pilote F1 y F2. Estos valores son proporcionados por el usuario y se indican en la Tabla 2.10..

**Tabla 2.10:**

Parámetros relativos al tipo de pilote (Aoki-Velloso)

Tipo de Pilote	F1	F2
Franki	2.50	5.0
Acero	1.75	3.5
Concreto	1.75	3.5
Strauss	1.70	3.0
Premoldeado	$1 + \frac{D(cm)}{80}$	2 F1
Excavado	3.00	6.0

Los resultados son proporcionados desde 1.00 a 2.00 m. de longitud del pilote hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas son las siguientes:

$$R_l = \frac{A_l L}{F2} \times \sum_{i=CA}^l (N_i \times K_{li}) \quad (54)$$

$$R_p = A_p \times \frac{K_p \times N_p}{F1} \quad (55)$$

Donde:

$R_l$  : resistencia lateral

$A_l$  1: área lateral por metro lineal de pilote

$N_i$  : SPT en el punto i

$K_{li}$  :  $a_i \times K_i$  (factor de correlación)

CA: cota superficial del pilote

L : penetración del pilote

$R_p$  : resistencia por punta

$A_p$  : área de la punta

$K_p$  : factor de correlación

$N_p$  : SPT de la punta

## 2° Método de Decourt-Quaresma

No existe entrada de datos específicos y los resultados se presentan para longitudes del pilote desde 1.00 m. hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_i = 10 \times p \times L \times \left[ \frac{|\bar{N}|_{CA}^L}{3} + 1 \right] \quad (56)$$

$$R_p = A_p \times K \times |\bar{N}|_{P-1}^{P+1} \quad (57)$$

Donde:

$|\bar{N}|_{CA}^L$  : SPT promedio a lo largo del fuste.

p : perímetro del pilote.

K : factor de correlación

$|\bar{N}|_{P-1}^{P+1}$  : SPT promedio en una longitud de 3.0 próximos a la punta (1.0 m. encima de la punta, en la punta y 1.0 m. debajo de la punta).

## 3° Método De Pedro Paulo Velloso

Se empieza la entrada de datos con los valores de  $\lambda$ , y  $\theta$  que son los factores relativos de carga del pilote y el tipo de pilote. Los valores propuestos se indican en la Tabla 2.11.

**Tabla 2.11:**

Factores  $\lambda$  y  $\theta$  relativos de carga y tipo de pilote (P.P. Velloso)

Pilote en tracción	$\lambda = 0.7$
Pilote en compresión	$\lambda = 1.0$
Pilote Hincado	$\theta = 1.0$
Pilote Excavado	$\theta = 0.5$

El programa genera el valor de “ $\beta$ ”:

$$\beta = 1.016 - \frac{0.016 * D_e}{0.035} \quad (58)$$

El valor de B es menor que 0.2 y  $D_e$  es el diámetro efectivo del pilote. Los resultados se presentan desde una profundidad de “ $8D_e$ ” hasta una profundidad de “ $3.5D_e$ ” por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$Rl = A_{11} \times \theta \times \lambda \times \sum_{i=CA}^L (a_i \times N_i^{b_i}) \quad (59)$$

$$Rp = A_p \times \beta \times \theta \times \frac{\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_{P-8D_e}^P + \left| \overline{N_i^b a_i} \right|_P^{P+3.5 D_e}}{2} \quad (60)$$

Donde:

$\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_{P-8D_e}^P$  = promedio de los productos Nb.a desde 8De, por encima de la punta del pilote hasta la punta del pilote (b se adopta igual a 1).

$\left| \overline{N_i^b a_i} \right|_P^{P+3.5 D_e}$  = idem, desde la punta hasta 3.5De, por debajo de la punta del pilote.

De = diámetro efectivo del fuste del pilote.

#### 4º Método de Meyerhoff

La entrada de datos comienza con los parámetros Mm y Nm, que son los factores relativos a la forma de ejecución del pilote. Meyerhof propone la siguiente Tabla:

**Tabla 2.12:**

Parámetros de Mn y Nm relativos a la forma de ejecución del pilote (Meyerhoff)

Tipo de Pilote	Mn	Nm
Franki.	6	1
Punta Cónica.	3	1
Hincado en suelos no cohesivos.	2	1
Hincado en suelos cohesivos.	> 2	1
Excavado.	1	0.3

Los resultados se presentan para longitudes de pilote de 1.0 m hasta una profundidad de 2.0 m por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$Rl = M_n \times A_{11} \times \sum_{i=CA}^L N_i \quad (61)$$

$$R_p = N_m \times A_p \times Q \quad (62)$$

Donde:

Q = es el valor menor entre Q1 y Q2

$$Q1 = 10 \times T_s \times \left| \bar{N} \right|_{P+1}^{P+D_e}$$

Q2 = es el valor mayor entre Q3 y Q4

$$Q3 = T_s \times \frac{Z_b}{D_e} \times \left| \bar{N} \right|_{P-Z_b}^{P-1}$$

$$Q4 = \frac{T_s}{D_e} \times N_p$$

Con:

Ts = 40 kPa para suelos no cohesivos y

Ts = 30 kPa para suelos limosos no plásticos y por extensión a todos los demás suelos.

Zb = longitud del pilote limitada a 10 De.

El método de Meyerhoff se presenta con ó sin corrección de los valores de SPT, en el último caso se emplean las siguientes fórmulas:

$$N_c = N \text{ para } \sigma' < 100 \text{ Kpa}$$

$$N_c = 0.77 \times \log_{10} \frac{2000}{\sigma'} \times N \text{ para } \sigma' > 100 \text{ Kpa}$$

Donde:

Nc : N del ensayo SPT corregido

$\sigma'$  : Esfuerzo efectivo al inicio del metro considerado

## 2.7 Métodos para la predicción de la eficiencia de grupo de pilotes en Suelo Cohesivo.

Las formulas más aceptables para grupos de pilotes en arcillas se resumen a continuación:

### 2.7.1 Método de Converse - Labarre (Bolin 1941).

La eficiencia de un grupo de pilotes  $\eta_g$  se expresa como:

$$\eta_g = 1 - \frac{\zeta}{90} \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right] \quad (63)$$

Donde:

- $\eta_g$  : Eficiencia de un grupo de pilotes.  
M : Número de filas.  
N : Número de pilotes.  
 $\zeta$  : Arctg(d/s) (en grados).  
D : Diámetro del pilote.  
S : Espaciamiento entre pilotes.

### 2.7.2 Método de Poulos y Davis (1980).

La eficiencia de un grupo de pilotes está definida como:

$$\frac{1}{\eta_g^2} = 1 + \frac{(m.n)^2 \cdot Q_o^2}{Q_B^2} \quad (64)$$

Donde:

- $Q_B$  : Capacidad de carga última del grupo de pilotes.  
 $Q_o$  : Capacidad de carga última del pilote individual.

### 2.7.3 Método de Feld (1943).

En este método la capacidad de un grupo de pilotes se define como la suma de las capacidades de los pilotes individuales en el grupo multiplicado por un factor que varía entre 0.72 y 0.94 de acuerdo al número de pilotes.

### 2.7.4 Método de Whitaker (1957).

Whitaker desarrolla cartas de diseño para determinar la eficiencia de grupos de pilotes basados en los resultados de modelos experimentales. Estas cartas se han adaptado en el manual de diseño de la U.S. Army Corps of Engineers y el U.S. Navy.

## 2.8 Cálculo de las cargas transmitidas a los pilotes

Las reacciones que ejercen los pilotes debajo de una zapata sujeta a momento, se calculan de forma similar al cálculo en zapatas apoyadas en suelos. Los cabezales de los pilotes se consideran comúnmente estructuras rígidas. De esta suposición se deduce que la distribución del asentamiento es una superficie plana. Finalmente, si la relación de la reacción al asentamiento se supone

constante, las cargas en los pilotes varían en la misma forma plana. Ni la suposición del cabezal rígido ni la referente a la reacción es directamente proporcional al asentamiento son rigurosamente ciertas, pero se considera generalmente que proporcionan la precisión suficiente para el proyecto.

Por la estática, es evidente que el momento resistente de las reacciones proporcionadas por los pilotes, debe ser igual al momento aplicado,  $\sum M$ . La siguiente ecuación expresa esta relación si los momentos resistentes en las uniones de los pilotes con los cabezales no existieran o se despreciaran.

$$\sum M = P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 d_4 \quad (65)$$

Si las variaciones en las reacciones de los pilotes mostradas en c se suponen lineales, entonces:

$$P_1/d_1 = P_2/d_2 = P_3/d_3 = P_4/d_4 \quad (66)$$

$$P_2 = P_1 d_2 / d_1 \quad (67)$$

$$P_3 = P_1 d_3 / d_1 \quad (68)$$

$$P_4 = P_1 d_4 / d_1 \quad (69)$$

Sustituyendo estos valores de P2, P3, P4 se tiene:

$$\sum M = P_1 d_1^2 / d_1 + P_1 d_2^2 / d_1 + P_1 d_3^2 / d_1 + P_1 d_4^2 / d_1 \quad (70)$$

Despejando  $P_1$ ,

$$P_1 = \frac{\sum M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2} = \frac{\sum M d_1}{\sum d^2} \quad (71)$$

Similarmente, la parte de la carga sobre cualquier otro pilote debida a momento puede calcularse por medio de la ecuación anterior, si  $d_1$  se reemplaza por la distancia del pilote al centroide del grupo.



La reacción total sobre cualquier pilote puede expresarse en la forma:

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum Md}{\sum d^2} \quad (72)$$

Donde:

$P$  : Reacción total del pilote que resulta del momento y de la carga directa

$\sum V$  : Suma de las cargas verticales que actúan en la cimentación.

$\sum M$  : Suma de momentos con relación al centroide del grupo.  $\sum M$  se expresa algunas veces como  $\sum V_e$ .

$n$  : Número de pilotes en el grupo

$d$  : Distancia del centroide del grupo al pilote en cuestión

$\sum d^2$  : Suma de los cuadrados de las distancias a cada pilote del centroide del grupo.

## 2.9 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes en suelos cohesivos

Existe un método simplificado para el cálculo del asentamiento de un grupo de pilotes en un suelo cohesivo. Esta metodología se fundamenta en los siguientes conceptos:

$$1) \quad q_{ad} = \frac{(Q_{VG})_{ad}}{\bar{b} \times \bar{I}}$$

Donde  $\bar{b}$  y  $\bar{I}$  son las dimensiones de la base del grupo de pilotes,  $q_{ad}$  es la presión admisible del terreno y  $(Q_{VG})_{ad}$  es la carga admisible del grupo de pilotes.

2) La presión admisible se transfiere a una profundidad de  $2/3 L$  por debajo de la superficie del terreno. El asentamiento del suelo por debajo de ésta profundidad se asume que es menor y por lo tanto no se toma en cuenta.

3) Se calcula el asentamiento como si una base de dimensiones  $\bar{b} \times \bar{I}$  con una presión admisible  $q_{ad}$  está localizada a una profundidad de  $2/3 L$  por debajo de la superficie del terreno. La presencia del pilote por debajo de esta profundidad no se toma en cuenta.

- 4) Desde que la presión  $q_{ad}$  se aplica en la parte superior de un estrato de arcilla de espesor  $H - 2/3 L$ , entonces el asentamiento por consolidación, se calcula mediante la siguiente relación: (para arcillas normalmente consolidadas).

$$\Delta H = \left[ \frac{C_c}{(1 + e_0)} \right] \left[ H - \frac{2}{3} L \right] \log_{10} \left[ \frac{(\sigma_v + \Delta \sigma_v)}{\sigma_v} \right] \quad (73)$$

Donde:

- $\Delta H$  : Asentamiento por consolidación.  
 $\sigma_v$  : Presión vertical efectiva de sobrecarga a la mitad del estrato ( $H - 2/3L$ )  
 $\Delta \sigma_v$  : Incremento de presión, a la mitad del estrato ( $H - 2/3L$ )  
 $C_c$  : Coeficiente de consolidación.  
 $e_0$  : Relación inicial de vacíos del suelo.

Para arcillas sobreconsolidadas, el cálculo del asentamiento se realiza considerando dos componentes:

$$H = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad (74)$$

Donde:

- $\Delta H_1$  : Asentamiento debido a la aplicación de las cargas en la zona de recompresión.  
 $\Delta H_2$  : Asentamiento debido a la aplicación de las cargas en la zona de la curva virgen.

$$\Delta H_1 = \left[ \frac{C_c}{(1 + e_0)} \right] \left[ H - \frac{2}{3} L \right] \log_{10} \left[ \frac{p_c}{\sigma_v} \right] \quad (75)$$

$$\Delta H_2 = \left[ \frac{C_r}{(1 + e_0)} \right] \left[ H - \frac{2}{3} L \right] \log_{10} \left[ \frac{(\sigma_v + \Delta \sigma_v)}{p_c} \right] \quad (76)$$

Para arcillas altamente sobre consolidadas, los asentamientos a largo plazo no ocurren. Por lo tanto, solamente se calculan los asentamientos a corto plazo porque las presiones de sobre consolidación  $p_0$  son muy elevados y la presión adicional debido a  $\Delta \sigma_v$  no resulta en la consolidación.

## 2.10 Evaluación de la Estabilidad Global de los Estribos:

La evaluación de la estabilidad global de los estribos se realiza con un pre dimensionamiento básico de la geometría del estribo. Para encontrar los factores de seguridad del talud con la presencia del estribo se usa el software de libre distribución Macstars 2000, desarrollado por la Empresa Maccaferri.

Una de las opciones para el análisis de estabilidad de taludes es la metodología de Bishop, quien usa el método de las dovelas para encontrar el factor de seguridad de la estabilidad global de los estribos.

## 2.11 Evaluación del Potencial de Licuefacción:

El potencial de licuación en el área en estudio se ha evaluado mediante el método simplificado de Seed e Idriss el cual esta basado en correlaciones empíricas de las características de resistencia del suelo con el comportamiento observado in-situ.

Este método inicialmente basado en los resultados de ensayos triaxiales cíclicos en arenas limpias, incorpora un criterio el cual establece la importancia del contenido de finos en la resistencia a la licuación de las arenas.

Seed e Idriss propusieron que la relación de esfuerzo cíclico para un suelo a una profundidad determinada durante un terremoto puede ser evaluada mediante la siguiente expresión.

$$\frac{\tau_{pro}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vo}} r_d \quad (77)$$

Donde:

$\tau_{pro}$  : Esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto

$a_{max}$  : Aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  : Aceleración de la gravedad.

$\sigma_v$  : Esfuerzo total vertical a la profundidad considerada

$\sigma'_v$  : Esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada

$r_d$  : Factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 m de profundidad.

La resistencia a la penetración del suelo usada en las correlaciones, es la resistencia a la penetración normalizada N1 bajo un esfuerzo efectivo vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>. El valor de N1 efectivo puede ser determinado por medio de la formula:

$$N_1 = C_N * N \tag{78}$$

Donde:

N= Número de golpes del Ensayo de SPT

Liao y Whitman (1985) propusieron la siguiente relación para evaluar  $C_N$ ,

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}} \tag{79}$$

En la Figura 2.2d se muestra la relación entre:  $\frac{\tau_l}{\sigma'_0}$  (donde:  $\tau_l$  es el esfuerzo de corte resistente del suelo) y el valor de  $N_1$ , propuesto a partir de un estudio extensivo para desarrollar las correlaciones del método simplificado. En esta figura las correlaciones están dadas para arenas con diversos contenidos de finos y para un sismo de magnitud 7.5.

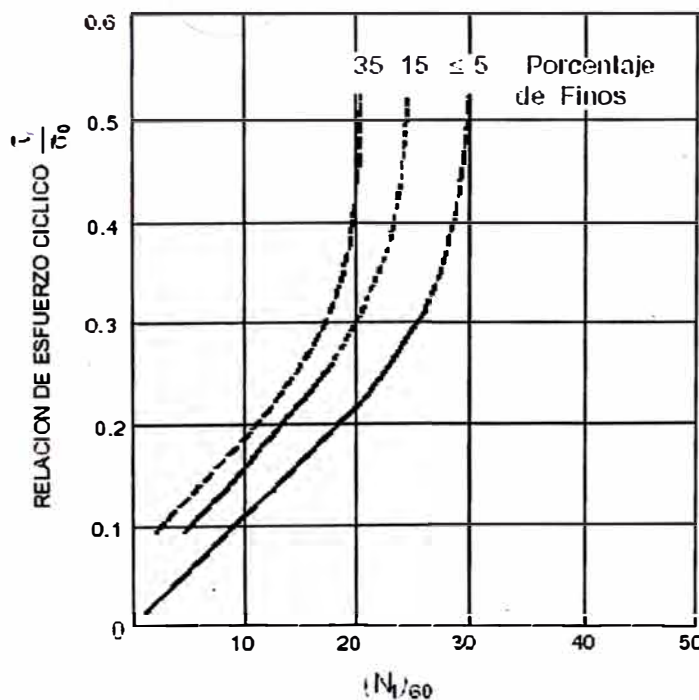


Figura N° 2.2d:: Relación de esfuerzo para causar licuación vs  $N_1$ , para arenas limosas para terremotos de  $M = 7.5$  (Seed y De Alba, 1986)

La relación mostrada puede ser fácilmente extendida a terremotos de diferentes magnitudes, multiplicando la relación de esfuerzos cíclicos calculados por los factores de corrección mostrados en el siguiente cuadro.

**Tabla 2.13:**  
Factores de Corrección para terremotos de Diferentes Magnitudes

Magnitud	Factores de Corrección
8 1/2	0.89
7 1/2	1.00
6 3/4	1.13
6	1.32
5 1/4	1.50

### 2.11.1 Elección de la magnitud y aceleración máxima

De acuerdo al estudio de Peligro Sísmico realizado, se considera que para la zona en estudio y la importancia de un puente, la aceleración máxima en la roca basal que puede ocurrir con una excedencia de 10% en un tiempo de vida útil de 50 años, es de 0.12 g.

Según el estudio realizado por Jorge Alva y Miriam Escalaya "Actualización de los parámetros sismológicos en la evaluación del peligro sísmico en el Perú". Para la fuente N° 12 se tiene como magnitud (Ms) mínimo de 3 y máximo de 7.1. Por lo tanto para la evaluación del potencial de licuación de la zona en estudio se recomienda utilizar un terremoto de diseño de Ms = 7.

### 2.11.2 Evaluación de la resistencia a la licuación:

El método propone una relación para evaluar la relación de esfuerzos que se requiere para causar licuefacción en un suelo dado, cuyas características son conocidas ( $\tau_1 / \sigma'_o$ ), así como la relación de esfuerzos que induce un movimiento sísmico cuyas características son conocidas ( $\tau_{pro} / \sigma'_o$ ). Por lo tanto, se puede definir el factor de seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuefacción (FL), mediante la siguiente expresión:

$$FL = \frac{(\tau_1 / \sigma'_o)}{(\tau_{pro} / \sigma'_o)} \quad (80)$$

Por lo tanto si  $FL > 1$  no se producirá licuación; en caso contrario ocurrirá licuación.

## CAPITULO III.- APLICACIÓN AL PUENTE HUIQUISA

### 3.1 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Las investigaciones geotécnicas fueron elaboradas como parte de las investigaciones geotécnicas, con el objetivo de obtener la información necesaria para el desarrollo del estudio, y ha comprendido los trabajos de:

- Exploraciones de Campo.
- Ensayos de Laboratorios.

#### 3.1.1 Exploraciones de campo

El trabajo de exploración de campo estuvo incluida dentro de los trabajos de exploración realizadas para la evaluación geotécnica de puente.

Para el trabajo de campo se programaron esencialmente trabajos de perforación diamantinas con obtención de testigos y realización de ensayos de SPT y/o Cono Peck a cada 1.50 m de profundidad sí es que el tipo de estrato lo permitía.

#### Personal y Equipos:

La perforación estuvo a cargo de la Empresa de Perforaciones M.D.H. S.A.C.

El cuadro siguiente muestra los equipos utilizados durante todo el programa de exploración de campo:

**Cuadro N° 3.1.- Equipos utilizados para la exploración de campo**

EQUIPOS	CANTIDAD	MODELO
Perforadora Diamantina	1	LY-38
Perforadora Diamantina	1	BBS-37
Perforadora Diamantina	1	LY-38
Bomba de agua	1	Trido – 75
Bomba de agua	1	Trido – 75
Bomba de agua	1	Boyles Bross

Con respecto al puente Huiquisa, las profundidades de perforación alcanzadas son las siguientes:

**Cuadro N° 3.2.- Relación de Perforaciones Realizadas**

<b>Sector</b>	<b>Progresiva Km</b>	<b>Nombre de Quebrada</b>	<b>Tipo Estructura</b>	<b>Punto</b>	<b>Profundidad Realizada (m)</b>
Sector IV	198+771	Huiquisa	Puente	EI	35.00
				ED	40.00

Las líneas de perforación utilizadas fueron los siguientes:

**Cuadro N° 3.3.- Líneas de perforación utilizadas**

<b>LÍNEA</b>	<b>DIÁMETRO SONDEO (mm)</b>	<b>DIÁMETRO DE TESTIGOS (mm)</b>
HQ	95.00	65.00
NQ	75.60	46.00

Al término de las perforaciones, estas fueron señaladas con un dado de concreto, con un tubo de PVC de 75 mm como indicador de su ubicación y en la parte superior del dado están indicados el nombre del puente y la profundidad final investigada.

Para el puente Huiquisa, se tomaron siete (07) muestras inalteradas en Tubo Shelby, según el siguiente detalle:

EI	12.35 a 12.95 m
ED	5.65 a 6.25 m.
	11.65 a 12.25 m
	17.25 a 17.85 m
	22.00 a 22.60 m
	28.45 a 29.05 m
	37.50 a 38.10 m



El siguiente cuadro resume los trabajos de exploración realizados en el puente Huiquisa:

**Cuadro N° 3.4.- Resumen de trabajos de exploración en el puente Huiquisa**

Puente	Sondajes	Fecha		Perforación		Total (m)	Ensayos		Cajas	Shelby
		Inicio	Fin	Suelo (m)	Roca (m)		SPT	Cono Peck		
Huiquisa	2	13.03.06	22.03.06	58.55	16.4 5	75	21	7	16	7

Con respecto a la recuperación de testigos, se obtuvieron los siguientes resultados:

**Estribo izquierdo:**

0.0 - 35.00 = 100%

**Estribo derecho:**

0.0 - 4.40 = 95%

4.40 - 40.00 = 100%

Se realizaron ensayos geofísicos por el método de refracción sísmica y medición de ondas superficiales en arreglos multicanales (MASW), para determinar las características físico-mecánicas y las propiedades dinámicas del terreno de fundación a lo largo del eje de los estribos del puente Huiquisa. Así mismo, se realizó el levantamiento topográfico de las líneas sísmicas de refracción y de MASW, con lo cual se obtendrá los espesores de los estratos y perfiles de ondas S, información que permitirá determinar los parámetros dinámicos del suelo de cimentación.

Además, con la finalidad de realizar una evaluación cualitativa del macizo rocoso se llevó a cabo la evaluación geológica local del área donde se ubicarán los estribos del puente, la cual incluyó la caracterización geomecánica de los afloramientos rocosos.

Los valores del RQD indican la calidad de las rocas encontradas en la perforación. Los valores obtenidos fueron los siguientes:

Estribo izquierdo: Ignimbrita de color gris parduzco a gris claro

PROF. (m)	RQD	CALIDAD
18.55 - 23.80	00%	Muy mala.
23.80 - 26.65	08%	Muy mala.
26.65 - 35.00	00%	Muy mala.



### Ensayos de Penetración Estándar (SPT)

Los ensayos de penetración estándar se realizan exclusivamente en suelos finos y en suelos granulares finos con un contenido de grava de hasta 5%. En suelos gravosos ó en suelos granulares finos con contenido de gravas gruesas los resultados pueden ser usados como referencia.

La prueba consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm. empleando una maza de golpe de 64 Kg. con una caída libre de 75 cm., contando el número de golpes para 3 tramos de 15 cm. cada uno. Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los últimos 2 tramos (30 cm).

El número N de golpes es corregido cuando los ensayos son realizados por debajo del nivel freático, en arenas limpias y arenas limosas. Asimismo es recomendable hacer estos ensayos en sondajes de diámetro no menores a 75.6 mm ni a perforaciones mayores a 20 m.

La correlación empírica entre N y la consistencia de suelos cohesivos (de muy blanda a durísima) define la posible resistencia a la compresión simple, asimismo N esta correlacionada a la compacidad de suelos granulares (de suelta a muy densa).

**Cuadro N° 3.5.**

**Relación entre el "N" (SPT), la consistencia de los finos y su resistencia a la compresión simple**

Consistencia	Muy Blanda	Blanda	Media	Dura	Muy Dura	Durísima
N	< 2	2 – 4	4 – 8	8 – 15	15-30	> 30
q <sub>u</sub>	< 0.25	0.25 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en el SPT

q<sub>u</sub> resistencia a la compresión simple en kg/cm<sup>2</sup>

**Cuadro N° 3.6.**

**Relación entre el "N" (SPT) y la densidad relativa de los suelos granulares**

N	Densidad Relativa
0 – 4	Muy Suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Densa
> 50	Muy Densa

Los ensayos SPT se realizaron de acuerdo al siguiente detalle:

### **PUENTE HUIQUISA**

#### **Estribo Izquierdo**

**N.F: 4.50**

<b>SPT</b>	<b>Profundidad m</b>	<b>SUCS</b>	<b>N</b>
1	1.5	CL	21
2	3.45	CL	12
3	5.4	GM	> 50
4	7.35	CL	8
5	9.3	CL	6
6	11.25	ML	6
7	29.55	Ignimbrita	85

#### **Estribo Derecho**

**N.F: 6.00**

<b>SPT</b>	<b>Profundidad m</b>	<b>SUCS</b>	<b>N</b>
1	1.5	SM	8
2	3.45	SM	37
3	5.65	CH	7
4	7.75	CH	8
5	9.7	CL	8
6	12.25	CL	11
7	16.15	CH	9
8	18.1	CL	7
9	20.05	CL	11
10	22.6	CH	10
11	24.55	CL	12
12	26.5	CL	15
13	29.05	CL	17
14	31	CL	16
15	35.55	CL	13
16	38.1	CH	11
17	40.05	CH	21

### 3.1.2 Ensayos de Laboratorio

Se ha realizado ensayos de clasificación de suelos en las muestras obtenidas en los ensayos SPT o con el tubo Shelby. Los ensayos de clasificación realizados se presentan en el Cuadro 3.7.

**Cuadro N° 3.7. Resumen de Ensayos de Clasificación.**

Sector	IV					
Progresiva	198+771					
Nombre	Huiquisa					
Ubicación	ED					
Profundidad(m)	5,65-6,25	11,65-12,65	17,25-17,85	22,00-22,60	28,45-29,05	37,50-38,10
% de grava	0	0	0	0	0,5	0
% de arena	0,2	7,5	2,2	6,8	16,5	7,4
% de finos	99,8	92,5	97,8	93,2	83	92,6
L.L.	90,6	32,1	52,8	62,4	46,3	56,3
L.P.	35,4	22,1	24,6	26,4	22,6	25,7
I.P.	55,2	10	28,2	36	23,7	36,6
<b>Clasificación</b>	<b>CH</b>	<b>CL</b>	<b>CH</b>	<b>CH</b>	<b>CL</b>	<b>CH</b>

Sector	IV				
Progresiva	198+771				
Nombre	Huiquisa				
Ubicación	ED				
Profundidad(m)	5,65-6,00	7,75-8,2	18,1-18,55	26,5-29,65	35,55-36,0
% de grava	0	0	0	0	0
% de arena	3,9	3,4	0,4	2	4,4
% de finos	96,1	96,6	99,6	98	95,6
L.L.	50,4	57,2	45,5	48,5	47,4
L.P.	24,4	24,2	20,7	24,5	22,2
I.P.	26	33	24,8	24	25,2
<b>Clasificación</b>	<b>CH</b>	<b>CH</b>	<b>CL</b>	<b>CL</b>	<b>CL</b>

Sector	IV				
Progresiva	198+771				
Nombre	Huiquisa				
Ubicación	ED				
Profundidad(m)	4,6-5,0	11,25-11,7	17,5-17,9	26,65-27,10	29,55-30,00
% de grava	41,6	0	0	17,1	32,8
% de arena	32,7	10,7	2,3	74,3	49,9
% de finos	25,7	89,3	97,7	8,6	17,3
L.L.	NP	NP	56,5	NP	NP
L.P.	NP	NP	24,3	NP	NP
I.P.	NP	NP	32,2	NP	NP
<b>Clasificación</b>	<b>GM(*)</b>	<b>ML</b>	<b>CH</b>	<b>SW-SM(*)</b>	<b>SM(*)</b>

(\*): Son muestras de fragmentos de roca disgregadas con la saturación.

También se han realizado ensayos de compresión no confinadas en muestras remoldeadas. Las muestras usadas para estos ensayos han sido obtenidas del tubo Shelby y, para respetar las características de la muestra inalterada, se ha medido el peso volumétrico de los suelos cohesivos y el contenido de humedad natural para que el remoldeo reproduzca las mismas condiciones. El siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos de los ensayos de compresión no confinada:

**Cuadro N° 3.8. Resultados de Ensayos de Compresión No Confinada.**

Sector	IV					
Progresiva	198+771					
Nombre	Huiquisa					
Ubicación	ED					
Profundidad(m)	5,65-6,25	11,65-12,65	17,25-17,85	22,00-22,60	28,45-29,05	37,50-38,10
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1,68	2,01	1,81	1,82	1,86	1,85
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1,09	1,61	1,27	1,3	1,45	1,34
Contenido de humedad (%)	53,77	24,89	42,35	40,8	28,94	28,07
<b>Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0,15</b>	<b>0,45</b>	<b>0,04</b>	<b>0,26</b>	<b>0,45</b>	<b>0,26</b>

Dada la naturaleza cohesiva de los suelos encontrados, se han realizado 03 ensayos de consolidación. Debido a que las muestras obtenidas del Tubo Shelby no coinciden con el diámetro de la muestra de la celda de consolidación del laboratorio, se ha tenido que realizar el ensayo en condiciones remoldeadas, teniendo en cuenta que para el remoldeo de la muestra se han usado los datos del peso volumétrico en suelos cohesivos y su respectivo contenido de humedad. Sin embargo, se tiene en cuenta que el uso de muestras remoldeadas en el ensayo de consolidación arroja valores diferentes que las muestras inalteradas. Por esta razón se ha realizado una corrección a los valores obtenidos del ensayo de laboratorio, en base a la siguiente metodología:

- a) Se considera que el ciclo de descarga y carga en una muestra de arcilla tiene aproximadamente la misma pendiente, es decir  $C_r \approx C_s$  (ver Fig. 3.2, pp 90, "Ingeniería de Cimentaciones", Peck, Hanson, Thornburn).
- b) La curva remoldeada y la curva inalterada se unen aproximadamente a  $0.40e_0$ , donde  $e_0$  es la relación de vacíos inicial (ver Fig. 3.4, pp 91, "Ingeniería de Cimentaciones", Peck, Hanson, Thornburn).

- c) A profundidades mayores a 5.0 m, la presión de preconsolidación ( $P'c$ ) se aproxima al esfuerzo efectivo in situ ( $\sigma'_0$ ) (ver Fig. 10.6.2.2.3c, pp 10-28, Sección 10, Fundaciones, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el Método LRFD")

Con estos criterios, se ha estima el coeficiente de consolidación de los suelos ensayados. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Sector	IV		
Progresiva	198+771		
Nombre	Huiquisa		
Ubicación	ED		
Profundidad (m)	5,65-6,25	11,65-12,65	17,25-17,85
Densidad de húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1,678	2,009	1,81
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1,089	1,62	1,266
Contenido de humedad (%)	54,1	24	36
Índice de Compresión (Cr)	0,189	0,093	0,172
Índice de Consolidación (Cc) [Laboratorio]	0,326	0,247	0,306
Índice de Consolidación (Cc) [Corregido]]	0,554	0,415	0,718
Índice de expansión (Cs)	0,063	0,055	0,126
Gravedad Especifica	2,718	2,739	2,78
Relación de vacios inicial (eo)	1,496	0,691	1,196

**Cuadro N° 3.9. Coeficiente de Consolidación corregido a partir de ensayos de laboratorio**

Para evaluar la deformación bajo condiciones de carga, se han realizado tres (03) ensayos de deformación bajo carga, con una carga de control de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, tanto en muestra saturada como en muestra sin saturar. Los resultados se presentan en al acápite de ensayos de laboratorio.



### **3.2 CORRELACIÓN ESTRATIGRÁFICA E INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA PARA EL ÁREA DE EMPLAZAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS.**

De acuerdo a los registros de las perforaciones presentados por la empresa encargada de las perforaciones y los resultados de los ensayos de laboratorio, se ha realizado la interpretación necesaria para dibujar los perfiles estratigráficos. Estos se presentan en las respectivas láminas y en ellas se indican la ubicación de los puntos de perforación en planta, el eje analizado y el perfil estratigráfico.

A continuación se describe el perfil del suelo encontrado en cada sondaje:

#### **Estribo Izquierdo:**

Presenta una cobertura de suelo limo arcilloso medianamente consistente hasta 0.80 m, sobre una secuencia de arcilla limosa color negro, medianamente plástica y poco consistente, una capa de grava limosa medianamente densa, y otra de bloques y bolones, hasta 18.55 m de profundidad, sobreyaciendo un estrato rocoso de ignimbrita muy alterada y fragmentada hasta los 35.00 m de profundidad.

#### **Estribo Derecho:**

Presenta una cobertura de suelo limo arcilloso medianamente consistente hasta 1.20 m, sobre una arena limosa medianamente densa hasta los 4.10 m, debajo se encuentra una grava limosa medianamente densa hasta 5.65 m y debajo se presunta una secuencia de estratos de arcilla de alta a baja plasticidad, húmeda y medianamente consistente, que hacia el fondo es mas dura, hasta los 40.00 m de profundidad.

### **3.3 SELECCIÓN DEL TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.**

Dada las características del perfil del suelo encontrado en el estribo derecho (estrato profundo de arcilla de alta a baja plasticidad, a partir de los 5.65 m de profundidad) y de acuerdo a la magnitud de las cargas transmitidas por la superestructura hacia los estribos (DL = 295 tn, DW = 56.5 tn, LL = 100.4 tn, Frenado = 16.35 tn, información proporcionada por el ing. Estructural) se seleccionó una cimentación con pilotes.

El tipo de pilotes a usar, se eligió en base a una evaluación previa de las diferentes alternativas de pilotaje que existen en nuestro medio. De esta manera se optó por utilizar los pilotes denominados pilotes perforados. Así, por ejemplo, al realizar un análisis mediante pilotes Franki se hubiesen necesitado pilotes de por lo menos 20.0 de longitud, longitud que sin embargo es difícil de alcanzar con este tipo de pilotes debido a lo complicado que resulta recuperar el tubo de entibación a esa profundidad.

La elección se vio reforzada ya que los pilotes perforados han sido empleados en nuestro medio y vienen siendo empleados en el Tramo 3 de la Carretera Interoceánica Sur.

### 3.4 CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS

En la evaluación de los asentamientos se han usado los lineamientos teóricos presentados en las consideraciones generales del presente informe (punto 2.5.)

Para la estimación de los parámetros elásticos ( $E$ , módulo de elasticidad,  $\nu$ , módulo de Poisson) se ha recurrido a los valores presentados en la Tabla 10.6.2.2.3.b.1 de las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Esta Tabla presenta las constantes elásticas de diferentes suelos modificados de acuerdo con el U. S. Department of The Navy (1982) y Bowles (1988).

**Cuadro N° 3.10.**

Asentamiento total estimado del grupo de pilotes.

<b>Estribo</b>	<b>Izquierdo</b>	<b>Derecho</b>
Asentamiento total del grupo de pilotes (m)	0,04	0,3

### 3.5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

En la zona evaluada no se dan las condiciones para la licuación de suelos. Las condiciones para que exista riesgo de licuación de suelo son: existencia de estratos considerables de arena mal gradada, de poca densidad relativa y en estado saturado. En la zona hay algunos lentes de arena, pero son de pequeños espesores.

### 3.6 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA DE LOS PILOTES

Para la evaluación de la capacidad admisible de carga de los estribos se ha seguido los lineamientos presentados en las consideraciones generales

( puntos 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.6, 2.7 y 2.8)

El nivel de desplante o profundidad de cimentación ( $D_f$ ) se ha establecido en 1.0 m. Este valor se mide desde el nivel más bajo de la profundidad de socavación. La Guía Para el Diseño de Puentes AASHTO recomienda una profundidad de desplante mínimo ( $D_f$ ) de 0.60 m. Pero, considerando que el peralte de las zapatas tendrán un 0.80 m, se ha establecido que un metro de profundidad de desplante es un valor apropiado.

**Cuadro N° 3.11. Capacidad de carga admisible de los pilotes perforados.**

<b>Estribo</b>	<b>Izquierdo</b>	<b>Derecho</b>
Diámetro de los pilotes (m)	0,6	0,6
Longitud de los pilotes (m)	11	26
Capacidad Admisible de carga de los pilotes (tn)	131	88
Pendiente	6,5	5,5



## CONCLUSIONES

- En la presente exploración geotécnica para el proyecto ,se han realizado dos perforaciones ,de 35.0 y 40.0 m con obtención de testigos y realización de ensayos de SPT y/o Cono Peck a cada 1.50 m de profundidad si es posible ,obteniendose muestras alteradas y inalteradas para su caracterizacion fisica y mecánica en el laboratorio.
- EL perfil estratigráfico del sub suelo de fundacion en cada sondaje, se encuentra conformado de la siguiente manera:

### **Estribo Izquierdo:**

Presenta una cobertura de suelo limo arcilloso medianamente consistente hasta 0.80 m, sobre una secuencia de arcilla limosa color negro, medianamente plástica y poco consistente, una capa de grava limosa medianamente densa, y otra de bloques y bolones, hasta 18.55 m de profundidad, sobreyaciendo a estrato rocoso de ignimbrita muy alterada y fragmentada hasta los 35.00 m de profundidad.

### **Estribo Derecho:**

Presenta una cobertura de suelo limo arcilloso medianamente consistente hasta 1.20 m, sobre una arena limosa medianamente densa hasta los 4.10 m, debajo se encuentra una grava limosa medianamente densa hasta 5.65 m y debajo se presenta una secuencia de estratos de arcilla de alta a baja plasticidad, húmeda y medianamente consistente, que hacia el fondo es más resistente, hasta los 40.00 m de profundidad.

- Se ha obtenido los siguientes resultados en la estimación del asentamiento total del grupo de pilotes:

<b>Estribo</b>	<b>Izquierdo</b>	<b>Derecho</b>
Asentamiento total del grupo de pilotes (m)	0,04	0,3

- El asentamiento total estimado para el estribo derecho es apreciablemente mayor de lo que comúnmente se admite ( $1'' = 2.54 \text{ cm}$ ). Sin embargo, tomando en cuenta el criterio de distorsión angular, dada por la Guía de Diseño para Puentes de la AASHTO, donde se especifica una distorsión angular admisible para un puente simplemente apoyado igual a 0.008, la distorsión angular obtenida en este estribo es menor ( $\delta = 0.007$ ).
- En la zona evaluada no se presentan las condiciones para que ocurra el fenómeno de licuación de suelos originado por un sismo.
- Dada las características del perfil del suelo encontrado en el estribo derecho (estrato profundo de arcilla de alta a baja plasticidad, a partir de los 5.65 m de profundidad) y de acuerdo a la magnitud de las cargas transmitidas por la superestructura hacia los estribos se seleccionó una cimentación con pilotes. El tipo de pilotes a usar, se eligió en base a una evaluación previa de las diferentes alternativas de pilotaje que existen en nuestro medio, de esta manera se optó por utilizar los pilotes denominados pilotes perforados.
- Se ha obtenido los siguientes resultados en la evaluación de la capacidad admisible, resultados obtenidos con el programa FEPC, empleando pilotes perforados:

<b>Estribo</b>	<b>Izquierdo</b>	<b>Derecho</b>
Diámetro de los pilotes (m)	0,6	0,6
Longitud de los pilotes (m)	11	26
Capacidad Admisible de carga de los pilotes (tn)	131	88

## RECOMENDACIONES

- Es necesario realizar pruebas de carga en los pilotes, para verificar la capacidad de carga admisible de los mismos. Los ensayos de carga se realizarán para obtener información referente a la capacidad de carga, la respuesta carga-desplazamiento y el comportamiento de los pilotes bajo cargas de diseño, y además permitirán evaluar la validez de las hipótesis de diseño usadas en el presente informe.
- Para ensayar los pilotes se pueden emplear los procedimientos del ensayo de carga estándar para pilotes, desarrollados por ASTM (Método de Ensayo para Pilotes bajo Carga Estática de Compresión Axial - ASTM D 1143).

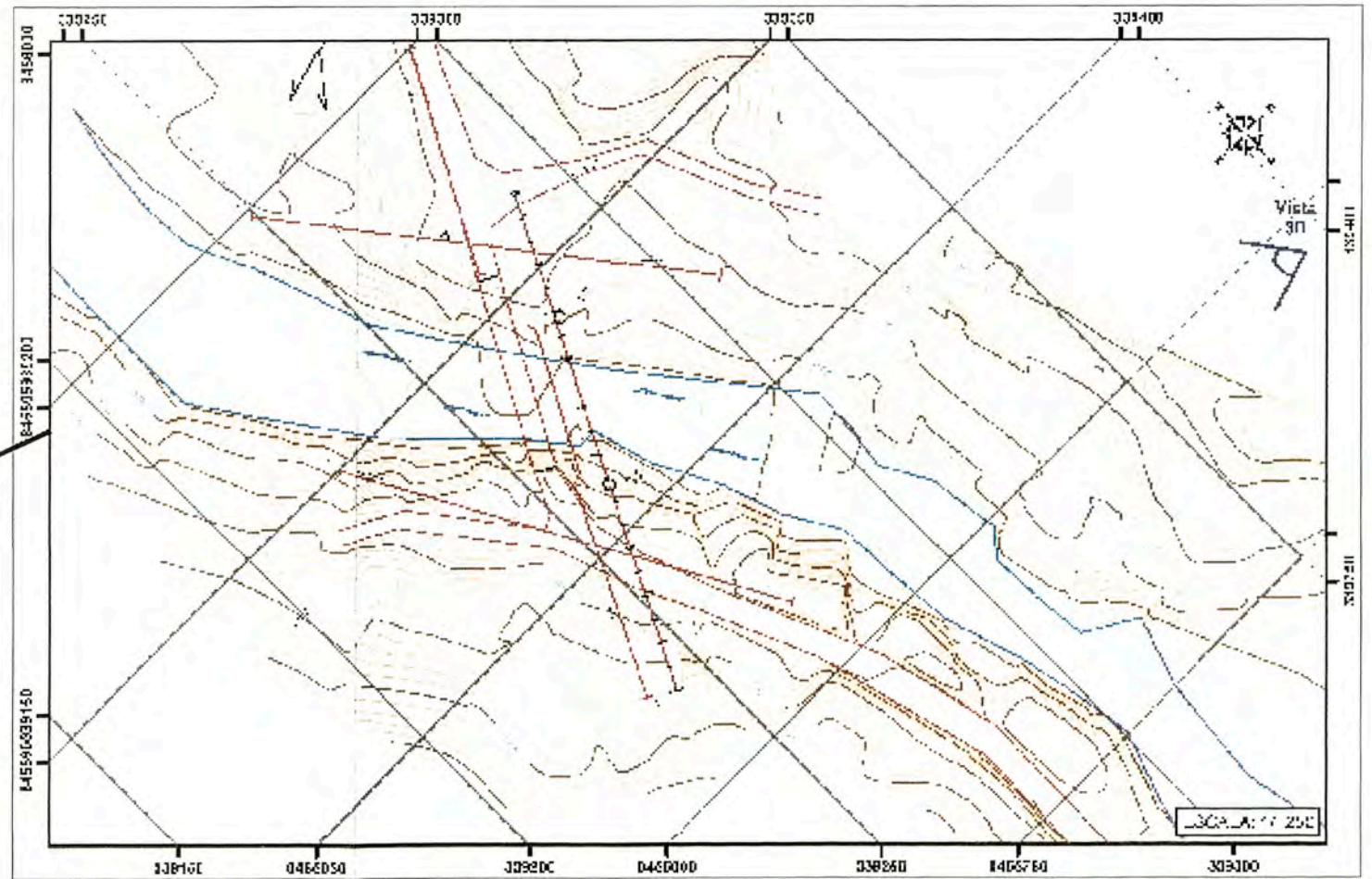
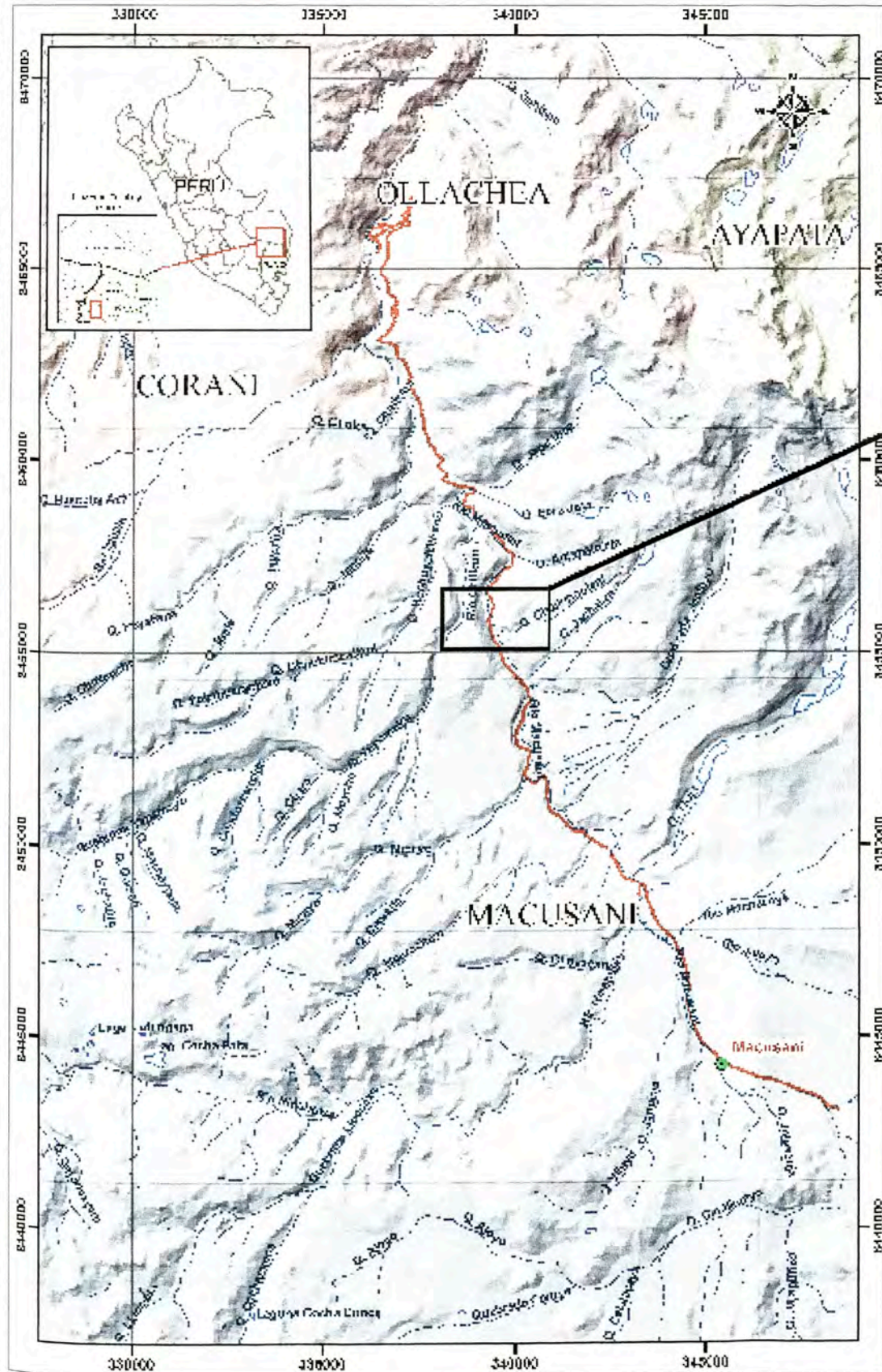
## BIBLIOGRAFIA

- Braja ,Das, “Principios de Ingeniería de cimentaciones”. Cuarta edición.Mexico -1996.
- CAPECO, Reglamento Nacional de Construcciones, CAPECO- 2000
- Delgado Vargas, Manuel, “Ingeniería de cimentaciones-Fundamentos e introducción al análisis geotécnico”, 2da edición, México - 1996.
- Guillen Chavez, Nilton ,“Capacidad de carga última de pilotes en carga axial” , Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. UNI-FIC.
- InterSur – Estudio a Nivel de Factibilidad del Corredor Vial Interoceánico Sur - Tramo IV, InterSur 2007.
- Martinez Vargas, Alberto J. “Geotecnia para Ingenieros. Principios Básicos”.Lluvia Editores
- MTC - Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, “Manual de Diseño de Puentes”, MTC- 2003.
- MTC - Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, “Guía para Inspección de Puentes”, MTC-2006.
- Peck-Hanson-Thornburn, “Ingeniería de Cimentaciones”, 9na edición, México - 1996.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

# ANEXOS

# 1. Plano de ubicación

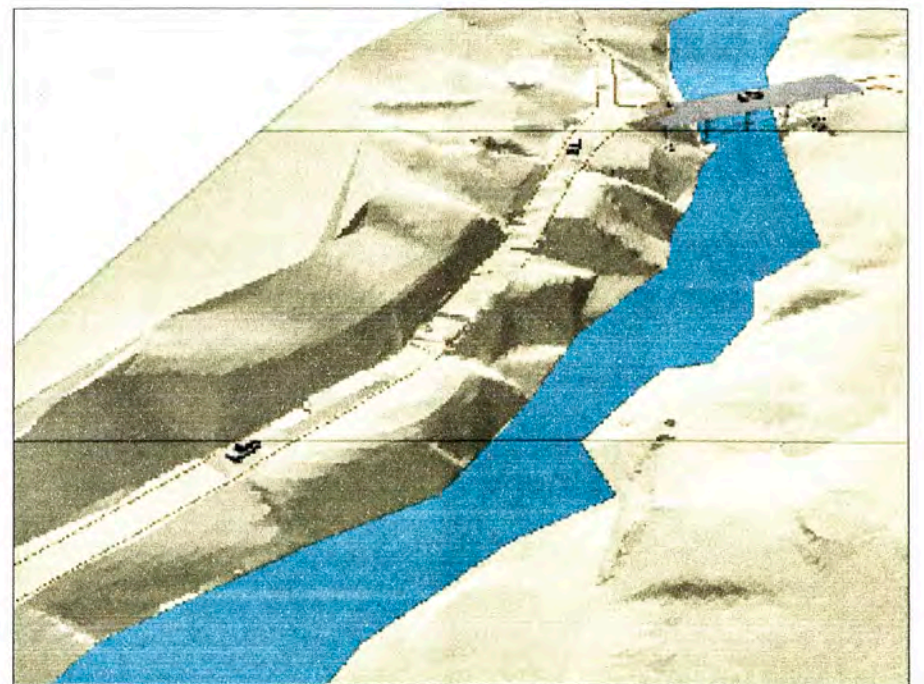




PLANTA PUENTE HUIQUISA  
Progresiva: Km198 + 771



FOTOGRAFIA PANORAMICA



MODELO 3D \_VISTA GENERAL

**LEYENDA**

Red Via	Hidrografía
Carretera	Agua corriente
Carretera	Agua corriente
Carretera	Agua corriente

REVISIONES	
N°	FECHA



## **2. Registro de perforación- sondajes**



# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA N° 01/04

## REGISTRO DE PERFORACION PUEBLO HUIQUIZA

PROGRESIVA	199+030	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	SUPERVISADO POR	CONSORCIO VIAL PUNO
ESTRUCTURA	SONDAJE ESTRIBO IZQUIERDO	EQUIPO	LY-38 N° 10	REGISTRADO POR	ING. JOHN GARCIA
COORDENADAS	N: 8'455,866	AZIMUT DEL SONDEO	---	REVISADO POR	ING. CESAR FLORES
	E: 339,247	NIVEL FREATICO (m)	4.50	APROBADO POR	ING. CESAR FLORES
COTA DE BOCA (msnm)	4.135.50	FECHA DE INICIO	23-03-2006	NO DE CAJAS DE TESTIGO	07
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	35.10	FECHA DE FINALIZACION	25-03-2006		

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT	MUESTRAS INALTERADAS	PARAMETROS DE ROCA		
												ALTERACION	DUREZA	FRAGMENTACION
0.80						LIMO ARCILLOSO A LIMO ARENOSO, HUMEDO, COLOR CAFE. CON RAICES VEGETALES. POCO A MEDIANAMENTE CONSISTENTE. LIMO: 60%, ARCILLA: 20%, ARENA FINA: 20%. 0.00 - 0.80	ML			1.50 N=21				
3.90			4.50			ARCILLA LIMOSA A ARCILLA GRAVOSA, SECA A HUMEDA, COLOR CAFE CLARO A BLANCO PARDUSCO, MEDIANAMENTE CONSISTENTE, ARCILLA MEDIANAMENTE PLASTICA, GRAVA MEDIA, SUB-REDONDEADA A REDONDEADA. ARCILLA: 50%, LIMO: 30%, GRAVA: 20%. 0.80 - 3.90	CL			3.90 N=12				
7.35						GRAVA LIMOSA, SECA, COLOR CAFE CLARO, MEDIANAMENTE Densa, GRAVA MEDIA A GRUESA, SUB-REDONDEADA A SUB-ANGULOSA. GRAVA: 70%, LIMO: 30%. 3.90 - 7.35	GM			5.90 N=50 (RECHAZO)				
10.00						ARCILLA LIMOSA ORGANICA, HUMEDA, COLOR NEGRO. MUY CONSISTENTE A MEDIANAMENTE CONSISTENTE, ARCILLA MEDIANAMENTE PLASTICA. ARENA FINA. 7.35 - 10.00	CL			7.85 N=8				
										7.80 N=6				
										9.30 N=6				
										9.75				

### LEYENDA

CONO PECK  
SPT

ML  
CL

GM

NOTA: DONDE SE INDICA CONO PECK EL VALOR "N" PRESENTADO ES EQUIVALENTE AL "N" DEL SPT

M.D.H. S.A.C.

CONSORCIO VIAL PUNO

# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA N° 02/04

## REGISTRO DE PERFORACION PUENTE HUIQUISA

PROGRESIVA	<u>1.99-0303</u>	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	
ESTRUCTURA	<u>SONDAJE ESTRIBO IZQUIERDO</u>	EQUIPO	<u>LY-38 N° 10</u>	SUPERVISADO POR
COORDENADAS	<u>N: 8'455,866</u>	AZIMUT DEL SONDEO	<u>---</u>	REGISTRADO POR
	<u>E: 339,247</u>	NIVEL FREATICO (m)	<u>4.50</u>	REVISADO POR
COTA DE BOCA (msnm)	<u>4.135.50</u>	FECHA DE INICIO	<u>23-03-2006</u>	APROBADO POR
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	<u>35.10</u>	FECHA DE FINALIZACION	<u>25-03-2006</u>	No. DE CAJAS DE TESTIGO
				CONSORCIO VIAL PUNO
				ING. JOHN GARCIA
				ING. CESAR FLORES
				ING. CESAR FLORES
				07

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT			PARAMETROS DE ROCA			
										ROD	N	TIPO SHELBY	ALTERACION	DUREZA	FRACTURAMIENTO	
7.35						ARCILLA LIMOSA ORGANICA, HUMEDA, COLOR NEGRO. MUY CONSISTENTE A MEDIANAMENTE CONSISTENTE, ARCILLA MEDIANAMENTE PLASTICA. ARENA FINA.	CL									
11.00						LIMO ARENOSO, HUMEDO, COLOR CAFE OSCURO, POCO A MEDIANAMENTE CONSISTENTE, ARENA FINA.	ML									
13.45						BLOQUES Y BOLONES DE IGNIMBRITA, COLOR GRIS CLARO A BLANCO GRISACEO, OE 8", 10", 6" Y 25". CON GRAVA SUB-ANGULOSA, FINA A MEDIA.	OD									
17.25						ARCILLA, HUMEDA, MUY PLASTICA, MEDIANAMENTE CONSISTENTE, COLOR CAFE ROJIZO.	CH									
18.55						IGNIMBRITA COLOR CAFE ROJIZO, MUY ALTERADA, HASTA SUELO ARENO LIMOSO, POCO DENSA. RQD: 00%.	?							A-5	D-5	F-5
19.50						IGNIMBRITA COLOR BLANCO GRISACEO A BLANCO ROJIZO, MUY ALTERADA, FRACTURAS RUGOSAS MUY ALTERADA, CON ARENA COMO RELLENO, ABERTURA 1mm. RQD: 00%.								A-4	D-4	

### LEYENDA

CONO PECK  
SPT

ML

IGNIMBRITA

CL

### PARAMETROS DE ROCA

GRADOS DE ALTERACION DE LA ROCA		GRADOS DE DUREZA DE LA ROCA		GRADOS DE FRACT. DE LA ROCA	
A-1	ROCA NO ALTERADA (FRESCA)	D-1	MUY DURA	F-1	< 1 FRACTURA/m
A-2	ROCA POCO ALTERADA	D-2	DURA	F-2	2 - 5 FRACTURAS/m
A-3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA	D-3	MEDIANAMENTE DURA	F-3	6 - 10 FRACTURAS/m
A-4	ROCA MUY ALTERADA	D-4	LIGERAMENTE DURA	F-4	11 - 20 FRACTURAS/m
A-5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA	D-5	DEBIL O SUAVE	F-5	> 20 FRACTURAS/m

M.D.H. S.A.C.

CONSORCIO VIAL PUNO

# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA Nº 03/04

## REGISTRO DE PERFORACION PUENTE HUIQUISA

PROGRESIVA	199+030	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	SUPERVISADO POR	CONSORCIO VIAL PUNO
ESTRUCTURA	SONDAJE ESTRIBO IZQUIERDO	EQUIPO	LY-38 N° 10	REGISTRADO POR	ING. JOHN GARCIA
COORDENADAS	N: 8°45'55.866	AZIMUT DEL SONDEO	---	REVISADO POR	ING. CESAR FLORES
	E: 339,247	NIVEL FREATICO (m)	4.50	APROBADO POR	ING. CESAR FLORES
COTA DE BOCA (msnm)	4,135.50	FECHA DE INICIO	23-03-2006	No. DE CAJAS DE TESTIGO	07
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	35.10	FECHA DE FINALIZACION	25-03-2006		

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION EN %	ORTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT			PARAMETROS DE ROCA		
										ROQ	N	TIPO SHELBY	ALTERACION	DUREZA	FRAGMENTACION
21.40	HQ					IGNIMBRITA COLOR BLANCO GRISACEO A BLANCO ROJIZO, MUY ALTERADA, FRACTURAS RUGOSAS MUY ALTERADA, CON ARENA COMO RELLENO, ABERTURA 1mm. RQD: 00%.			00	20	40	60	A-4	D-4	F-5
23.80	HQ					IGNIMBRITA MUY ALTERADA HASTA EL ESTADO DE SUELO ARENOSO, COLOR BLANCO GRISACEO, POCO DENSO. RQD: 00%.			08	20	40	60	A-5	D-5	F-4
26.65	HQ					IGNIMBRITA MUY ALTERADA, COLOR BLANCO GRISACEO, FRACTURAS ABIERTAS, RUGOSAS, CON ARENA COMO RELLENO, ABERTURA 1mm. RQD: 23.80-26.65: 8%.			08	20	40	60	A-3	D-3	F-4
30.00	HQ					IGNIMBRITA MUY ALTERADA, COLOR BLANCO GRISACEO, HASTA EL ESTADO DE ARENA, POCO DENSA A SUELTA. RQD: 00%.			00	20	40	60	A-5	D-5	F-5
										29.55					
										30.00			N=85		

### LEYENDA

CONO PECK  
SPT

IGNIMBRITA

### PARAMETROS DE ROCA

GRADOS DE ALTERACION DE LA ROCA		GRADOS DE DUREZA DE LA ROCA		GRADOS DE FRACT. DE LA ROCA	
A-1	ROCA NO ALTERADA (FRESCA)	D-1	MUY DURA	F-1	< 1 FRACTURA/m
A-2	ROCA POCO ALTERADA	D-2	DURA	F-2	2 - 5 FRACTURAS/m
A-3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA	D-3	MEDIANAMENTE DURA	F-3	6 - 10 FRACTURAS/m
A-4	ROCA MUY ALTERADA	D-4	LIGERAMENTE DURA	F-4	11 - 20 FRACTURAS/m
A-5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA	D-5	DEBIL O SUAVE	F-5	> 20 FRACTURAS/m

M.D.H. S.A.C.

CONSORCIO VIAL PUNO

**"CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"**

HOJA Nº 04.04

**REGISTRO DE PERFORACION PUENTE HUIQUISA**

<b>PROGRESIVA</b>	<u>199+030</u>	<b>INCLINACION DEL SONDEO</b>	<u>VERTICAL</u>	<b>SUPERVISADO POR</b>	<u>CONSORCIO VIAL PUNO</u>
<b>ESTRUCTURA</b>	<u>SONDAJE ESTRIBO IZQUIERDO</u>	<b>EQUIPO</b>	<u>LY-38 N° 10</u>	<b>REGISTRADO POR</b>	<u>ING. JOHN GARCIA</u>
<b>COORDENADAS</b>	<u>N: 8'455,866</u>	<b>AZIMUT DEL SONDEO</b>	<u>---</u>	<b>REVISADO POR</b>	<u>ING. CESAR FLORES</u>
	<u>E: 339,247</u>	<b>NIVEL FREATICO (m)</b>	<u>4.50</u>	<b>APROBADO POR:</b>	<u>ING. CESAR FLORES</u>
<b>COTA DE BOCA (msnm)</b>	<u>4,135.50</u>	<b>FECHA DE INICIO</b>	<u>23-03-2006</u>	<b>No. DE CAJAS DE TESTIGO</b>	<u>07</u>
<b>PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)</b>	<u>35.10</u>	<b>FECHA DE FINALIZACION</b>	<u>25-03-2006</u>		

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION EN %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUJCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT			PARAMETROS DE ROCA						
										TIPO SHELBY	ALTERACION	DUREZA	FRAGMENTAMIENTO						
31.30	PERFORACION ROTATORIA DIAMANTINA DIAMETRO INQ	HQ	31.60			IGNIMBRITA MUY ALTERADA, COLOR BLANCO GRISACEO, HASTA EL ESTADO DE ARENA, POCO DENSA A SUELTA. RQD: 00%.		?	00	40	60	80	100	20	40	60	A-5	D-5	F-5
26.65 - 31.30						65													
35.10						IGNIMBRITA, COLOR BLANCO GRISACEO, MUY ALTERADA, FRACTURAS RUGOSAS CON ARENA COMO RELLENO, ABERTURA 1mm. RQD: 31.60-33.10: 63%. RQD: 33.10-34.60: 23%. RQD: 34.60-35.10: 00%.			25								A-2	D-3	F-4
31.30 - 35.10									00										

**LEYENDA**

CONO PECK  
SPT

IGNIMBRITA

**PARAMETROS DE ROCA**

GRADOS DE ALTERACION DE LA ROCA		GRADOS DE DUREZA DE LA ROCA		GRADOS DE FRACT. DE LA ROCA	
A-1	ROCA NO ALTERADA (FRESCA)	D-1	MUY DURA	F-1	< 1 FRACTURAS/m
A-2	ROCA POCO ALTERADA	D-2	DURA	F-2	2 - 5 FRACTURAS/m
A-3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA	D-3	MEDIANAMENTE DURA	F-3	6 - 10 FRACTURAS/m
A-4	ROCA MUY ALTERADA	D-4	LIGERAMENTE DURA	F-4	11 - 20 FRACTURAS/m
A-5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA	D-5	DEBIL O SUAVE	F-5	> 20 FRACTURAS/m



# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA Nº 01/05

## REGISTRO DE PERFORACION PUEBLO HUIQUISA

PROGRESIVA	<b>199+030</b>	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	SUPERVISADO POR	
ESTRUCTURA	<b>SONDAJE ESTRIBO DERECHO</b>	EQUIPO	<b>BBS-37 N° 6</b>	REGISTRADO POR	<b>CONSORCIO VIAL PUNO</b>
COORDENADAS	<b>N: 8'455,912</b>	AZIMUT DEL SONDEO	---	REVISADO POR	<b>ING. JOHN GARCIA</b>
	<b>E: 339,272</b>	NIVEL FREATICO (m)	<b>6.00</b>	APROBADO POR	<b>ING. CESAR FLORES</b>
COTA DE BOCA (msnm)	<b>4.133.50</b>	FECHA DE INICIO	<b>22-03-2006</b>	No. DE CAJAS DE TESTIGO	<b>09</b>
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	<b>40.50</b>	FECHA DE FINALIZACION	<b>24-03-2006</b>		

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION EN %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT			PARAMETROS DE ROCA		
										ROD	N	TIPO SHELBY	ALTERACION	DUREZA	FRACTURAMIENTO
0.00 - 1.20	PERFORACION ROTATORIA DIAMANTINA DIAMETRO HQ	HW				LIMO ARCILLOSO, HUMEDO, COLOR CAFE OSCURO, MEDIANAMENTE CONSISTENTE, CON RAICES VEGETALES.		ML	20 40 60 80 100	20 40 60	1.50 N=6				
1.20 - 4.10						ARENA LIMOSA, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO, POCO A MEDIANAMENTE DENSA, ARENA FINA A MEDIA.		SM			3.45 N=7				
4.10 - 5.65						GRAVA LIMOSA, SECA, COLOR BLANCO GRISACEO, GRAVA MEDIA A GRUESA, REDONDEADA DE IGIMBRITA, ARENA FINA.		GM			5.55 N=7				
5.65 - 9.00			6.00			ARCILLA MUY PLASTICA, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO.		CH			6.00 N=8	6.25 M-1			
						ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO.		CL			8.20 N=9	6.85			

### LEYENDA

CONO PECK	ML	GM
SPT	CH	SM
		CL

NOTA: DONDE SE INDICA CONO PECK EL VALOR "N" PRESENTADO ES EQUIVALENTE AL "N" DEL SPT

M.D.H. S.A.C.

CONSORCIO VIAL PUNO





# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA Nº 04/05

## REGISTRO DE PERFORACION PUENTE HUIQUISA

PROGRESIVA	199+030	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	SUPERVISADO POR	CONSORCIO VIAL PUNO
ESTRUCTURA	SONDAJE ESTRIBO DERECHO	EQUIPO	BBS-37 N° 6	REGISTRADO POR	ING. JOHN GARCIA
COORDENADAS	N: 8'455,912	AZIMUT DEL SONDEO	---	REVISADO POR	ING. CESAR FLORES
	E: 339,272	NIVEL FREATICO (m)	6.00	APROBADO POR	ING. CESAR FLORES
COTA DE BOCA (msnm)	4.133.50	FECHA DE INICIO	22-03-2006	No. DE CAJAS DE TESTIGO	09
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	40.50	FECHA DE FINALIZACION	24-03-2006		

PROFUNDIDAD (m)	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	SPT		PARAMETROS DE ROCA		
										N	TIPO SHELBY	ALTERACION	DUREZA	FRACTURAMIENTO
32.40	PERFORACION ROTATORIA DIAMANTINA DIAMETRO NQ HQ					ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO.		CL	31.00	N=5	31.45			
32.40 - 32.40						BLOQUES Y BOLONES DE IGNIMBRITA, COLOR BLANCO GRISACEO, DE 6", 10" Y 15".		BLOQUES + CANTOS						
32.40 - 33.90						ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO.		CL	31.55	N=1	36.00			
33.90 - 37.00						ARCILLA MUY PLASTICA, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO, MEDIANAMENTE CONSISTENTE.		CH	36.10	N=11	38.55	37.50	M-6	38.10

### LEYENDA

CONO PECK  
SPT

CH

CL



# "CORREDOR VIAL INTER-OCEANICO SUR"

HOJA Nº 05/05

## REGISTRO DE PERFORACION PUEBLO HUIQUISA

PROGRESIVA	: 199+030	INCLINACION DEL SONDEO	VERTICAL	SUPERVISADO POR	CONSORCIO VIAL PUNO
ESTRUCTURA	: SONDAJE ESTRIBO DERECHO	EQUIPO	BBS-37 N° 6	REGISTRADO POR	ING. JOHN GARCIA
COORDENADAS	: N: 8'455,912	AZIMUT DEL SONDEO	---	REVISADO POR	ING. CESAR FLORES
	: E: 339,272	NIVEL FREATICO (m)	6.00	APROBADO POR	ING. CESAR FLORES
COTA DE BOCA (msnm)	: 4,133.50	FECHA DE INICIO	22-03-2006	No DE CAJAS DE TESTIGO	09
PROFUNDIDAD EJECUTADA (m)	: 40.50	FECHA DE FINALIZACION	24-03-2006		

RO	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACION	DIAMETRO DE REVESTIMIENTO	NIVEL FREATICO	PERDIDA DE AGUA DE PERFORACION EN %	OBTENCION DE MUESTRAS	DESCRIPCION LITOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	SUCS	LONGITUD DE CORRIDA (m)	ROD	SPT	MUESTRAS INALTERADAS TIPO SHELBY	PARAMETROS DE ROCA		
	NQ	8"									N		ALTERACION	DUREZA	FRACTURAMIENTO
40.50						ARCILLA MUY PLASTICA, HUMEDA, COLOR CAFE OSCURO A CAFE ROJIZO, MEDIANAMENTE CONSISTENTE. 37.00 - 40.50	CH	CH	20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	N=21 40.50				

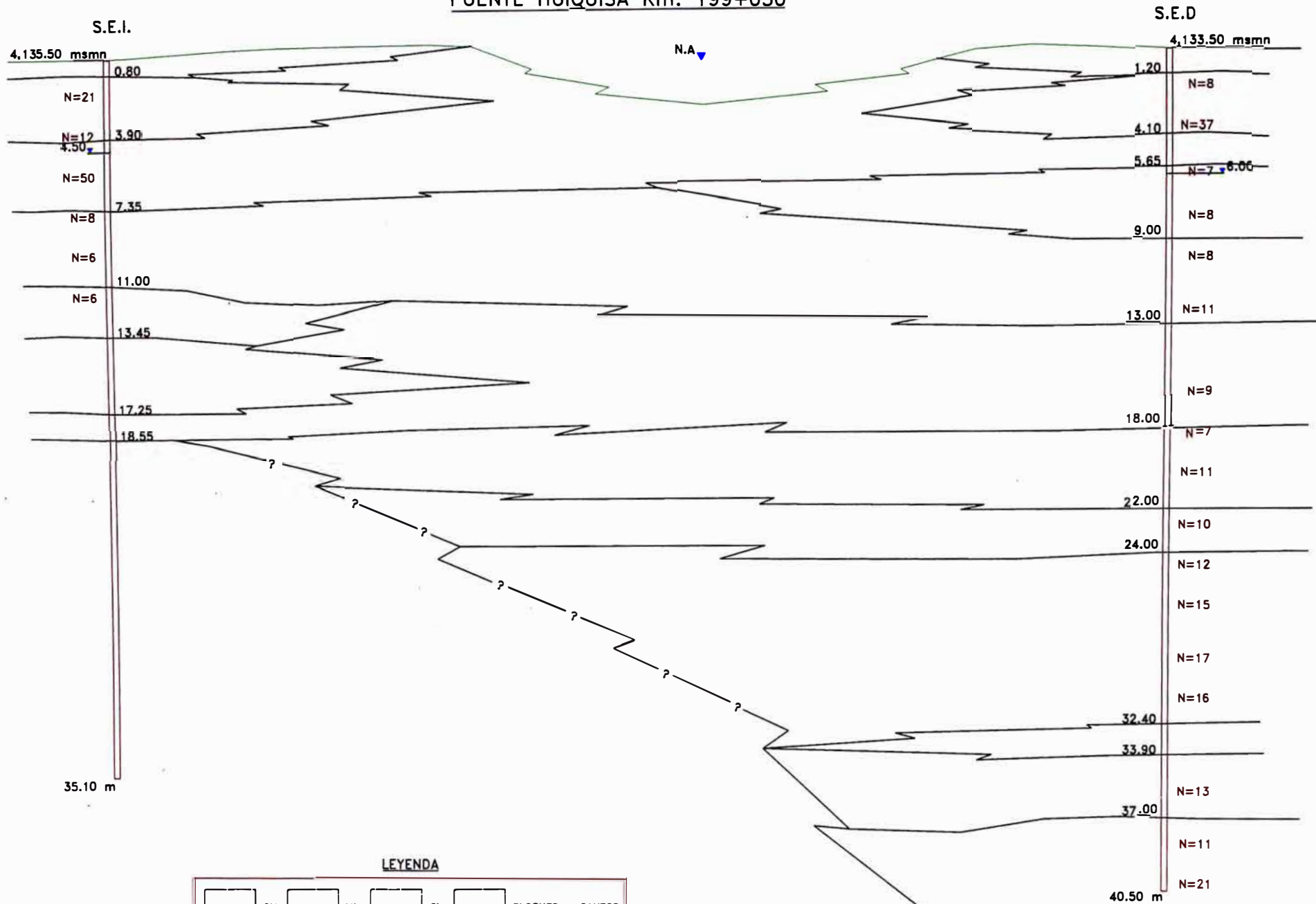
### LEYENDA

CONO PECK  
SPT

CH

CL

PUENTE HUIQUISA Km: 199+030



LEYENDA

<input type="checkbox"/>	GM	<input type="checkbox"/>	ML	<input type="checkbox"/>	CL	<input type="checkbox"/>	BLOQUES + CANTOS
<input type="checkbox"/>	SM	<input type="checkbox"/>	CH	<input type="checkbox"/>	IGNIMBRITA		

ELABORADO POR: Ing. John Garaña  
 REVISADO POR: Ing. Cesar Flores  
 APROBADO POR: Ing. Cesar Flores

ESCALA GRAFICA

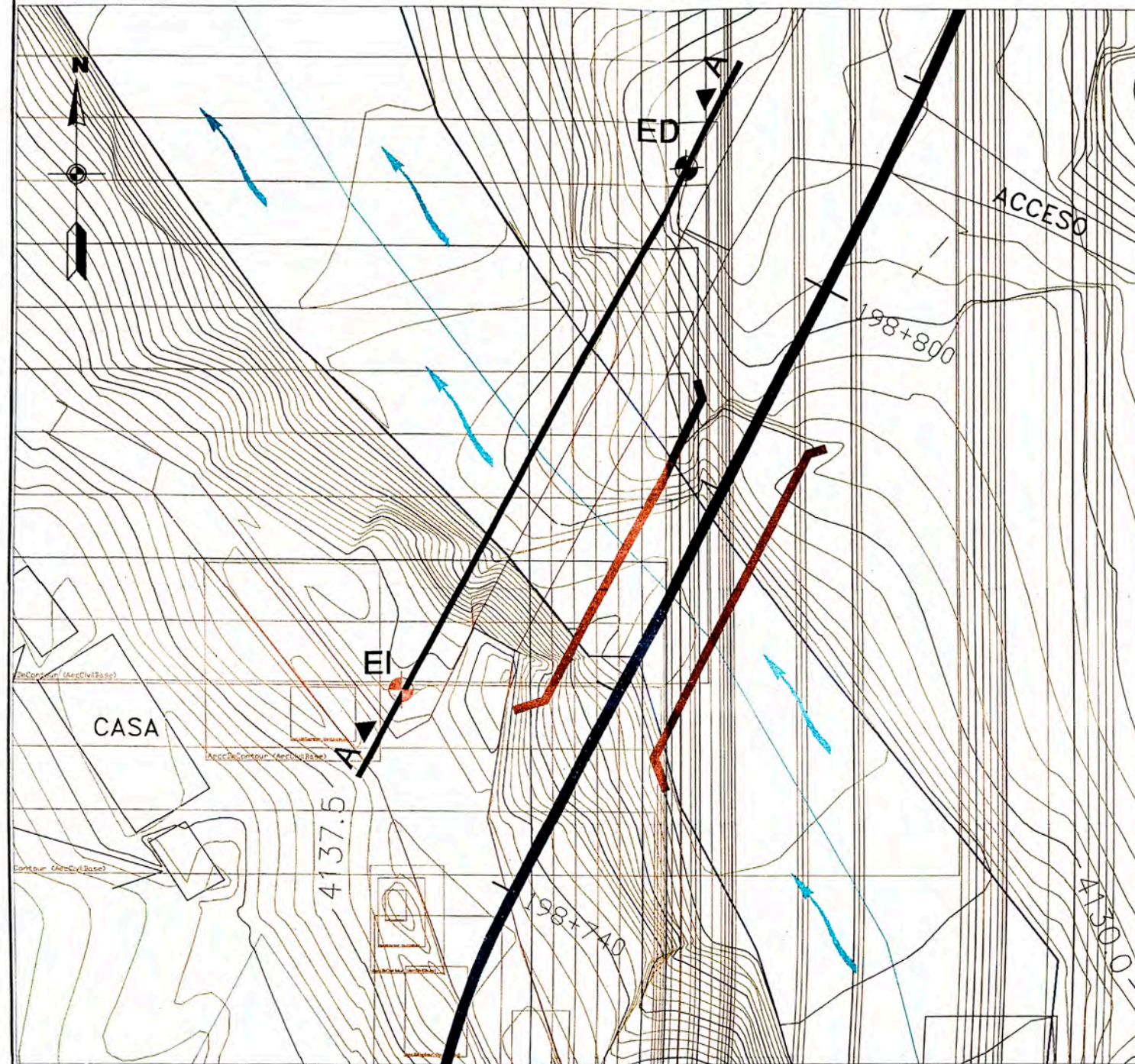


## **3. Perfil estratigráfico**



**PLANO: PERFIL ESTRATIGRAFICO**  
**PUENTE: HUIQUISA Km 198+771**

**UBICACIÓN**



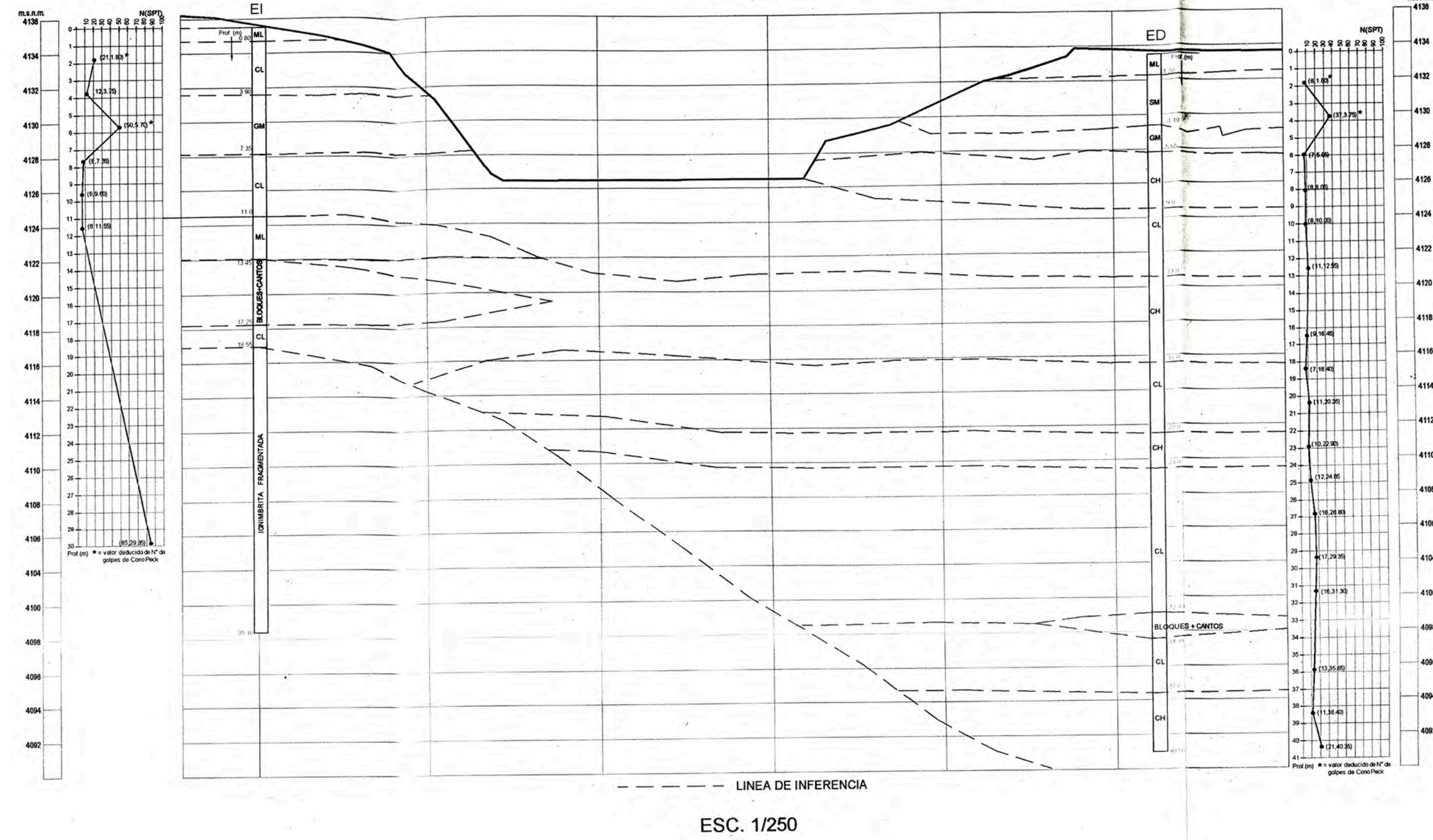
ESC. 1/500

LEYENDA	
	PERFORACIÓN P-n xx
	EJE VIAL PROYECTADO
	CARRETERA AFIRMADA
	BORDE DE CAUCE DE QUEBRADA
	PUENTE PROYECTADO

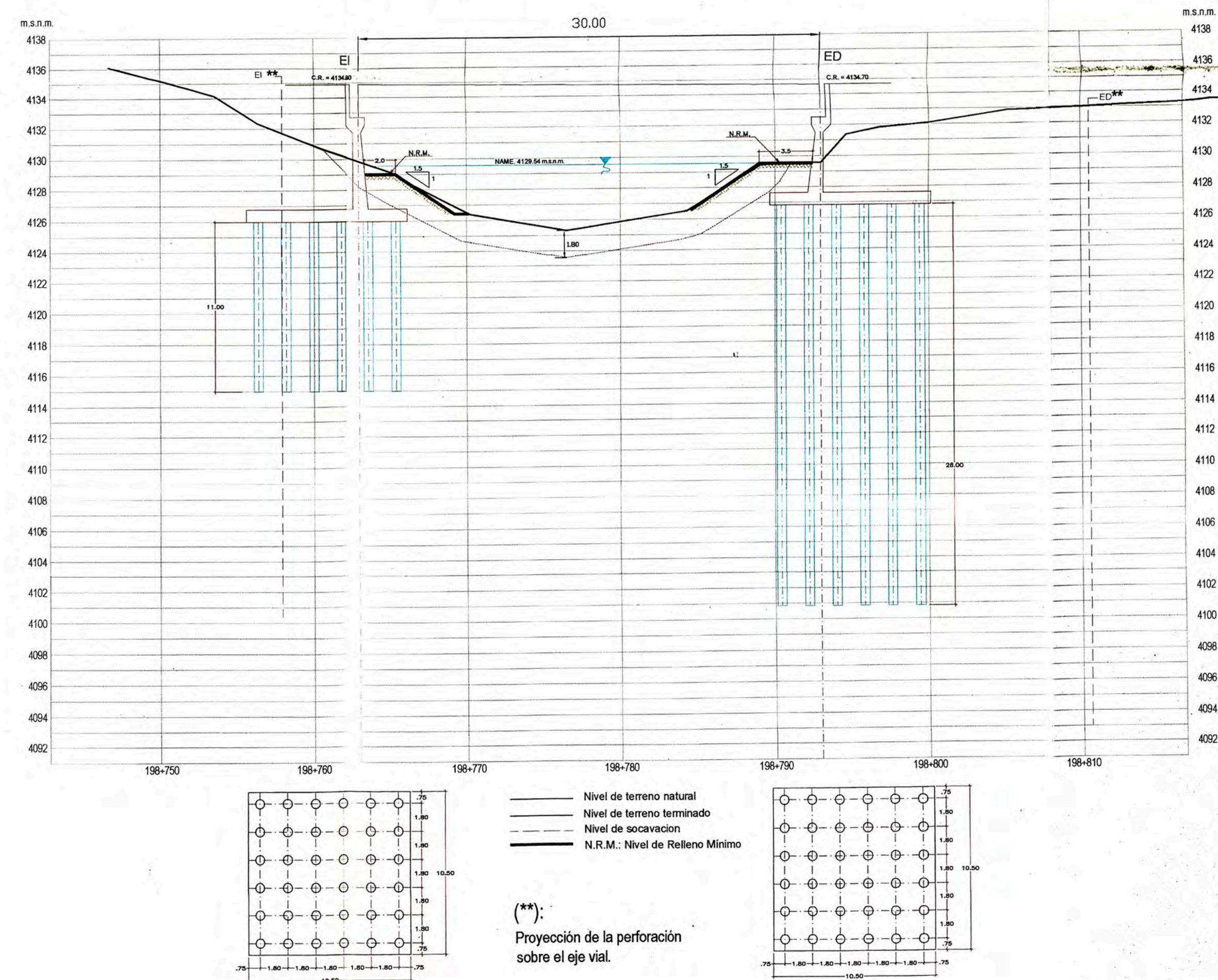
**PARAMETROS DE DISEÑO DE LOS PILOTES PERFORADOS**

Estribo :	EI	ED
Terreno en punta de pilote:	Ignimbrita	CH
Diametro c/pilote d(m)	0.60	0.60
Longitud c/pilote Lp(m)	11	26
Capacidad Admisible de Carga c/pilote (tn)	131	88
Pendiente m	6.50	5.50

**PERFIL A-A**



**PERFIL EJE VIAL Y UBICACIÓN DE ESTRIBOS**



ESC. 1/250

REVISIONES	
N°	FECHA



## **4. Diseño de estribo izquierdo**

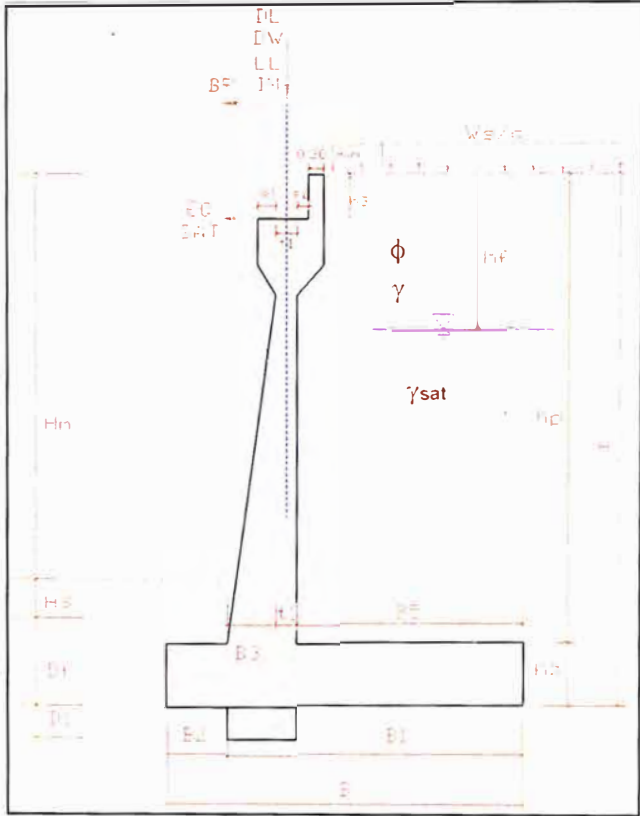
**RESUMEN**

**Proyecto :** Corredor Vial Interoceanica Perú - Brasil  
**Puente :** Hulquisa  
**Ubicación :** 198+771  
**Elemento :** Estribo Izquierdo

DL (tn/m):	29.80	Carga muerta proveniente del puente/m
DW (tn/m):	5.70	Carga de carpeta asfáltica/m
LL (tn/m):	10.00	Carga viva proveniente del puente/m
IM (tn/m):	2.03	Carga de impacto proveniente del puente/m
BR (tn/m):	1.60	Fuerza de frenado de los vehículos/m
SAT (tn/m):	2.98	Fuerza por contraccion o temperatura
EQ (tn/m):	3.28	Fuerza de sismo
L (m):	30.00	Luz entre estribos
W (m):	9.90	Ancho del Puente
H (m):	10.00	Altura del muro de contencion
Hm (m):	7.00	Altura del terreno al nivel de la rasante
Hs (m):	0.00	Profundidad de Socavacion
Df (m):	3.00	Profundidad de desplante minimo
Ws/c (t/m2):	1.14	Sobrecarga vehicular
hf (m):	7.50	Profundidad de nivel freatico
hp (m):	9.20	Altura de la pantalla
t1 (m):	0.50	
e1 (m):	0.25	
e2 (m):	0.20	
h3 (m):	2.20	
hz (m):	0.80	Altura de la zapata
B (m):	10.50	Ancho de la zapata
B1 (m):	8.00	
B2 (m):	2.50	
B3 (m):	0.50	
B4 (m):	0.00	
B5 (m):	7.00	
D1 (m):	0.00	

Tipo de Pilote :	Excavado	
Df (m) :	0.60	Diámetro del fuste del pilote
Dp (m) :	0.60	Diámetro de la punta del pilote
Lp (m) :	11	Longitud del pilote

**Figura N° 1.- Variables consideradas**



**Proyecto** : Corredor Vial Interoceánica Perú - Brasil  
**Puente** : Huiquisa  
**Ubicación** : 198+771  
**Elemento** : Estribo izquierdo

**1.0 DATOS:**

**1.1 Del Relleno:**  
 Peso volumétrico del material de relleno  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>): 1.90  
 Peso volumétrico saturado del material de relleno  $\gamma_{sat}$  (t/m<sup>3</sup>): 2.00  
 Angulo de fricción del material de relleno  $\phi$  °: 35.0

**1.2 Del Concreto:**  
 Densidad del Concreto  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>): 2.4

**1.3 Datos Geométricos:**

Altura del terreno al nivel de la rasante  $H_m$  (m): 7.00  
 Profundidad de socavación  $H_s$  (m): 0.00  
 Profundidad mínima de desplante  $D_f$  (m): 3.00  
 Ancho del Puente  $W$  (m): 9.90  
 Luz entre estribos  $L$  (m): 30.00

**1.4 Datos de Diseño:**

Profundidad del nivel freático  $h_f$  (m): 7.50  
 Coeficiente de aceleración  $A$ : 0.11  
 Carga muerta proveniente del puente/m  $DL$  (tn/m): 29.80  
 Carga de carpeta asfáltica/m  $DW$  (tn/m): 5.70  
 Carga viva proveniente del puente/m  $LL$  (tn/m): 10.00  
 Carga de impacto proveniente del puente/m  $IM$  (tn/m): 2.03  
 Fuerza de frenado de los vehículos/m  $BR$  (tn/m): 1.60  
 Fuerza por contracción o temperatura/m  $SAT$  (tn/m): 2.98  
 Fuerza de sismo/m  $EO$  (tn/m): 3.28

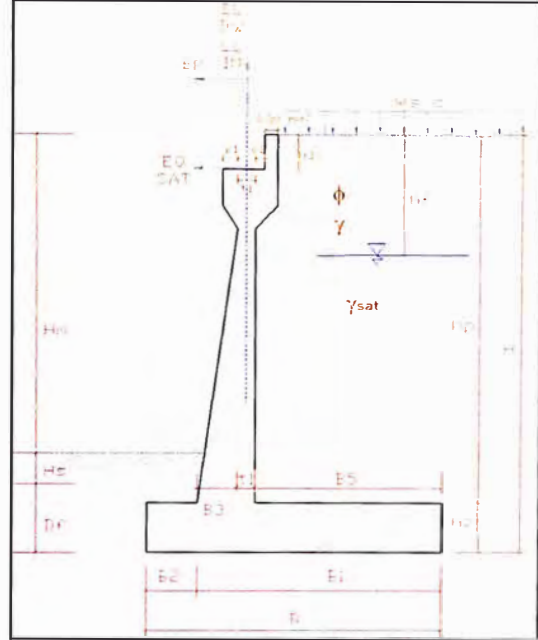


Figura N° 1.- Geometría del muro de contención

**2.0 PREDIMENSIONAMIENTO:**

**2.1 Calculos Previos:**

Altura del muro de contencion (Hm + Hs + Df) :

Coefficiente de empuje activo :   $k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

Tabla 3.11.6.4-1 NORMA AASHTO - Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al trafico

Altura del muro H (m)	Altura equivalente He (m)
1.50	1.20
3.00	0.90
6.00	0.60
> 6.00	0.60

Interpolando He (m) = 0.60

**2.2 Zapata**

**2.2.1 Altura de zapata (hz)** Se recomienda que ( hz ) : H/12 - H/10  
 Entonces se usará:

Altura de la pantalla (hp = H - hz) :

**2.2.2 Ancho de la zapata (B)**  
 Altura efectiva (he) para el predimensionamiento por efecto de Ws/c he (m): 10.60  
 Dimensionamiento por estabilidad al deslizamiento:  
 Con  $\gamma_m$  (Vm3): 2.0, se tiene:  $B_1 \geq 6.822$

$$h_e = H + \frac{W_{s/c}}{\gamma}$$

$$B_1 \geq h_e (FSD) \frac{k_a \gamma}{2 f \gamma_m}$$

Se usará:

Se recomienda que: B2 (min) : B/3  
 Dimensionamiento por estabilidad al volteo:  $B_2 \geq -2.763$

$$B_2 \geq h_e \left( \frac{fFSV}{3FSD} - \frac{B_1}{2h_e} \right)$$

Se usará:



Se recomienda que  $B : 0.4 H - 0.7 H$   
 Ancho de la zapata **B (m): 10.50**

2.2.3 Espesor B5  
 $B_5 = B_1 - (B_3 + t_1 + B_4)$  **B<sub>5</sub> (m): 7.00**

2.3 Pantalla

2.3.1 Espesor t1  
 Se recomienda que el espesor (t1) :  $h_p/15 - h_p/18$   
 Entonces se usará: **t<sub>1</sub> (m): 0.50**

2.3.2 Espesor B3  
 Se recomienda que  $B_3/H_3$  (Min) = 0.02  
 Entonces se usará: **B<sub>3</sub> (m): 0.50**

2.3.3 Espesor B4  
 Se recomienda que  $B_4 > B_5$   
 Entonces se usará: **B<sub>4</sub> (m): 0.00**

2.3.4 Espesor e1  
**e<sub>1</sub> (m): 0.25**

2.3.5 Espesor e2  
**e<sub>2</sub> (m): 0.20**

2.3.6 Espesor h3  
**h<sub>3</sub> (m): 2.20**

**MÉTODO ASD**

- BR: Fuerza de frenado de los vehículos
- DC1: Carga muerta de la superestructura
- DC2: Carga muerta de la subestructura
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EHA: Empuje horizontal del suelo
- EQ: Fuerza de sismo
- EV: Presión vertical de peso propio del suelo de relleno
- IM: Carga de impacto
- LL: Carga vehicular
- LS: Sobrecarga viva
- SAT: Fuerza por contracción y temperatura
- WA: Carga hidráulica y presión de flujo de agua

**COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA**

Combinación de carga	BR	DC1	DC2	DW	EHA	EHP	EQ	EV	IM	LL	LS	SAT	WA
Caso I	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Caso II	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Caso III	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Caso IV	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Caso V	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Caso VI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Caso VII	0.00	0.00	1.00	0.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Sismico	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00

**CARGAS DE DISEÑO FACTORADAS**

Cargas verticales Vu (t/m)													
Items	1	2	3	4	5 (a)	5 (b)	DL	DW	LL	IM	VL	%	Vu Total
Notations	DC2	DC2	DC2	DC2	EV	EV	DC1	DW	LL	IM	LL	%	Vu Total
Vi	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41		
Caso I	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	100%	210.55
Caso II	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	125%	152.89
Caso III	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	125%	168.44
Caso IV	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	125%	168.44
Caso V	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	140%	136.51
Caso VI	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	140%	150.39
Caso VII	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100%	155.61
Sismico	20.16	12.00	0.45	2.48	114.73	5.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	133%	143.69

Momento debido a Vu (t-m/m)													
Items	1	2	3	4	5 (a)	5 (b)	DL	DW	LL	IM	VL	%	Mvu Total
Notations	DC2	DC2	DC2	DC2	EV	EV	DC1	DW	LL	IM	LL	%	Mvu Total
Mvi	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72		
Caso I	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	100%	1215.79
Caso II	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	125%	898.38
Caso III	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	125%	972.63
Caso IV	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	125%	972.63
Caso V	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	140%	802.12
Caso VI	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	140%	868.42
Caso VII	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100%	1007.59
Sismico	105.84	37.50	1.29	9.46	831.79	21.71	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	133%	844.34

Cargas horizontales Hu (t/m)												
Items	Ph1	Ph1-2	Ph2	HL	BR	SAT	Hw	Ph3	Hw2	%	Vu Total	
Notations	EHA	EHA	EHA	LS	BR	SAT	WA	EHP	WA	%	Vu Total	
Hi	14.48	9.65	0.85	3.09	1.60	2.98	3.13	0.00	0.00			
Caso I	18.82	12.55	1.11	3.09	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00	100%	38.70	
Caso II	18.82	12.55	1.11	3.09	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00	125%	30.96	
Caso III	18.82	12.55	1.11	3.09	1.60	0.00	3.13	0.00	0.00	125%	32.24	
Caso IV	18.82	12.55	1.11	3.09	0.00	2.98	3.13	0.00	0.00	125%	33.34	
Caso V	18.82	12.55	1.11	3.09	0.00	2.98	3.13	0.00	0.00	140%	29.77	
Caso VI	18.82	12.55	1.11	3.09	1.60	2.98	3.13	0.00	0.00	140%	30.91	
Caso VII	18.82	12.55	1.11	3.09	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00	100%	38.70	
Sismico	14.21	9.48	0.83	3.03	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00	133%	23.07	

Momento debido a Hu (t-m/m)												
Items	Ph1	Ph1-2	Ph2	HL	BR	SAT	Hw	Ph3	Hw2	%	Mhu Total	
Notations	EHA	EHA	EHA	LS	BR	SAT	WA	EHP	WA	%	Mhu Total	
MHi	72.40	12.06	0.71	15.45	18.88	23.24	2.61	0.00	0.00			
Caso I	94.12	15.68	0.92	15.45	0.00	0.00	2.61	0.00	0.00	100%	128.78	
Caso II	94.12	15.68	0.92	15.45	0.00	0.00	2.61	0.00	0.00	125%	103.02	
Caso III	94.12	15.68	0.92	15.45	18.88	0.00	2.61	0.00	0.00	125%	118.13	
Caso IV	94.12	15.68	0.92	15.45	0.00	23.24	2.61	0.00	0.00	125%	121.62	
Caso V	94.12	15.68	0.92	15.45	0.00	23.24	2.61	0.00	0.00	140%	108.59	
Caso VI	94.12	15.68	0.92	15.45	18.88	23.24	2.61	0.00	0.00	140%	122.07	
Caso VII	94.12	15.68	0.92	15.45	0.00	0.00	2.61	0.00	0.00	100%	128.78	
Sismico	71.05	47.40	4.15	15.15	0.00	0.00	2.61	0.00	0.00	133%	105.53	

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD - MÉTODO ASD

Cargas no factoradas

Las Cargas verticales y horizontales no factoradas son:

CARGAS VERTICALES ELEMENTO (i)	Vi (tn)	di (m)	Vi*di (tn-m)
1	20.16	5.25	105.84
2	12.00	3.13	37.50
3	0.45	2.88	1.29
4	2.48	3.81	9.46
5 (a)	114.73	7.25	831.79
5 (b)	5.79	3.75	21.71
DL	29.80	3.25	96.85
DW	5.70	3.25	18.53
LL	10.00	3.25	32.50
IM	2.03	3.25	6.60
VL	7.41	7.25	53.72

CARGAS HORIZONTALES ELEMENTO (i)	Hi (tn)	di (m)	Hi*di (tn-m)
Ph1	14.48	5.000	72.40
Ph1-2	9.65	1.250	12.06
Ph2	0.85	0.833	0.71
HL	3.09	5.000	15.45
BR	1.60	11.800	18.88
SAT	2.98	7.800	23.24
Hw	3.13	0.833	2.61

Cargas horizontales considerando el efecto del sismo

Ka 0.28  
Kv 0.05

CARGAS HORIZONTALES ELEMENTO (i)	Hi (tn)	di (m)	Hi*di (tn-m)
Ph1	14.21	5.00	71.05
Ph1-2	9.48	5.00	47.40
Ph2	0.83	5.00	4.15
HL	3.03	5.00	15.15
EQ	3.28	7.80	25.58

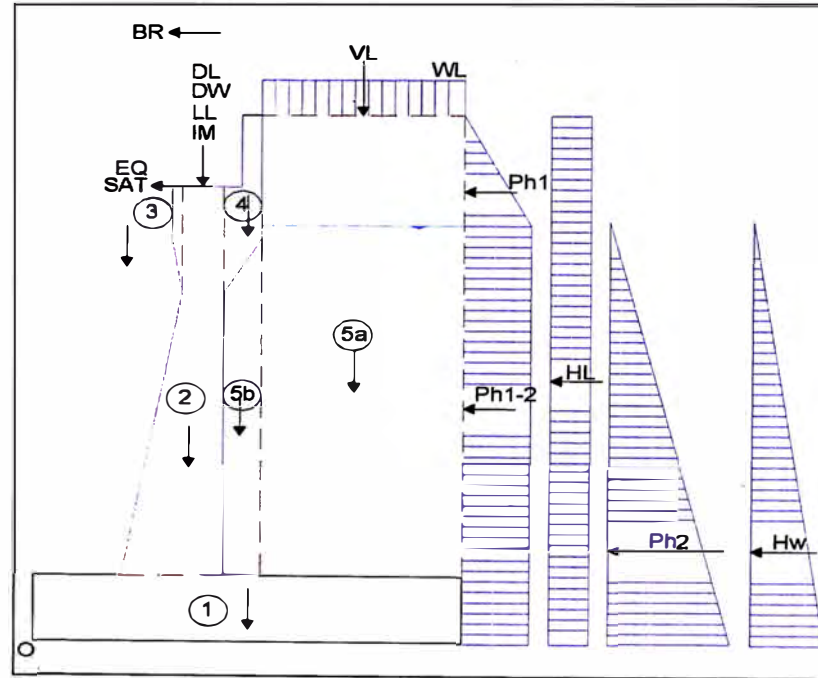


Figura N° 2.- Fuerzas existentes

**Distribucion de Pilotes**

n : Número de pilotes en el ancho de la base	n :	6.0	
d <sub>1</sub> : Ubicación del eje delantero de pilotes	d <sub>1</sub> (m) :	0.75	Separación de pilotes a lo ancho :
d <sub>2</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>2</sub> (m) :	2.55	S (m): 1.80
d <sub>3</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>3</sub> (m) :	4.35	
d <sub>4</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>4</sub> (m) :	6.15	
d <sub>5</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>5</sub> (m) :	7.95	
d <sub>6</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>6</sub> (m) :	9.75	1/S
S <sub>1</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila delantera	S <sub>1</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>2</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>2</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>3</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>3</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>4</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>4</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>5</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>5</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>6</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>6</sub> (m) :	1.8	0.556
d <sub>ap</sub> : Ubicación del eje del grupo de pilotes	d <sub>ap</sub> (m) :	5.3	Σ 1/S = 3.333
	Ig (m <sup>4</sup> ) :	31.5	

**3.- Cargas en los pilotes [t,m]**

	VL	HL	MV	MH	d <sub>L</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>
	1	2	3	4	(3-4)/1	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote
Caso I	210.55	38.70	1215.79	128.78	5.163	65.78	64.74	63.69	62.64	61.59	60.55
Caso II	152.89	30.96	898.38	103.02	5.202	46.91	46.50	46.08	45.66	45.24	44.82
Caso III	168.44	32.24	972.63	118.13	5.073	54.79	53.09	51.38	49.68	47.98	46.27
Caso IV	168.44	33.34	972.63	121.62	5.052	55.30	53.39	51.48	49.58	47.67	45.77
Caso V	136.51	29.77	802.12	108.59	5.081	44.25	42.93	41.61	40.29	38.97	37.66
Caso VI	150.39	30.91	868.42	122.07	4.963	51.28	48.82	46.35	43.88	41.42	38.95
Caso VII	155.61	38.70	1007.59	128.78	5.648	37.84	41.37	44.91	48.45	51.99	55.53
Sismico	143.69	23.07	844.34	105.53	5.142	45.32	44.44	43.55	42.66	41.78	40.89

Qd : 66 tn Carga de diseño para un pilote individual, = F<sub>1</sub> max  
 Qd (g) : 1498 tn Carga de diseño para el grupo de pilotes, = V<sub>L</sub> (caso II) . W Considerando solo cargas permanentes  
 W : ancho del puente

F<sub>i</sub> : Fuerza de reacción en el pilote de la fila i Considerando: F (+)  
 F (-)

**CAPACIDAD GEOTECNICA ULTIMA EN PILOTES****Capacidad última de un pilote individual****Resultados Obtenidos con el programa FEPC, empleando pilotes excavados**

Para:

Lp :	11 m	Longitud del pilote
Df :	0.6 m	Diámetro del fuste del pilote
Dp :	0.6 m	Diámetro de la punta del pilote

Metodo	Aoki Velloso	Decourt Quaresma	Pedro Paulo Velloso
Q <sub>s</sub> (kN)	444.2	837.9	662.8
Q <sub>p</sub> (kN)	6597.3	3769.9	2852.6
Q <sub>u</sub> (kN)	7041.5	4607.8	3515.4

Donde:

- Q<sub>s</sub> : Capacidad de carga por fricción lateral  
 Q<sub>p</sub> : Capacidad de carga por punta  
 Q<sub>u</sub> : Capacidad de carga ultima, = Q<sub>s</sub> + Q<sub>p</sub>

Finalmente, seleccionamos el menor valor. Es decir:

Q <sub>u</sub> :	3515 kN
Q <sub>u</sub> :	<b>359 tn</b>

**Verificación por carga de un pilote individual**

Se debe cumplir:

$$Q_d \leq Q_{adm} = \frac{Q_u \eta}{FS}$$

Donde:

- Q<sub>d</sub> : Carga de diseño  
 Q<sub>adm</sub> : Capacidad de carga admisible  
 Q<sub>u</sub> : Capacidad de carga ultima  
 η : Eficiencia del grupo de pilotes  
 FS : Factor de seguridad

Q <sub>d</sub> :	<b>66 tn</b>	
Q <sub>u</sub> :	<b>359 tn</b>	
η :	<b>0.91</b>	Debido a que la separación de pilotes = 1.8 m
FS :	<b>2.5</b>	
Q <sub>adm</sub> :	<b>131 tn</b>	
Q <sub>adm</sub>	>	Q <sub>d</sub> <b>OK!</b>

## Cálculo del asentamiento elástico

(Considerando al grupo de pilotes como un bloque)

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)\sqrt{A}}{E_s\beta_z}$$

Donde:

Se : Asentamiento elástico

q : Máxima presión en el terreno.  $V_L$  para el Caso I (Ver pág. 7-9) $\nu$  : Modulo de Poisson $\beta_z$  : Factor de Forma. Depende de  $L_g/B_g$ 

A : Area de la zapata equivalente

Bg : Ancho de zapata equivalente

Lg : Largo de zapata equivalente

 $E_s$  : Modulo de Elasticidad del suelo de fundación

Df :	0.6 m	Diámetro de fuste del pilote
$n_1$ :	6	Número de pilotes a lo ancho
$n_2$ :	6	Número de pilotes a lo largo
n :	36	Número total de pilotes
S :	1.80 m	Separación entre pilotes
Lg :	9.60 m	Largo del grupo de pilotes
Bg :	9.60 m	Ancho del grupo de pilotes

q (kPa) :	219
$B_g$ (m) :	9.60
$L_g$ (m) :	9.60
E (MPa) :	50
$\nu$ :	0.3
$L_g/B_g$ :	1.00
$\beta_z$ :	1.09

 **$S_e$  (m) : 0.04**

## Asentamiento total esperado

**St (m): 0.04**

Asentamiento diferencial	$\Delta S$ (m) :	0.026
Luz del puente	L (m) :	30.00
Distorción Angular Admisible	$\rho_{adm}$ :	0.008
Distorción Angular esperado	$\rho$ :	$\Delta S / L$
	$\rho$ :	0.001

&lt;

 $\rho_{adm}$ **OK!**



RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA FEPC, EMPLEANDO PILOTES EXCAVADOS

DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : George Rodriguez  
 LOCALIDAD DE LA OBRA : Puente Huiquisa Puno  
 IDENTIF. DE SONDAJE : estribo izquierdo  
 IDENTIF. DE PILOTE : S-IZQUIERDO  
 TIPO DE PILOTE : EXCAVADO  
 DIAMETRO DEL PILOTE : .6  
 COTA DEL TERRENO : 100  
 COTA SUP. DEL PILOTE : 90.5

METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	11	6	33.9	226.2	260.1	104.0
3	12	12	56.5	452.4	508.9	203.6
4	13	8	101.8	754.0	855.8	342.3
5	14	9	137.0	848.2	985.2	394.1
6	15	10	176.6	942.5	1119.1	447.6
7	16	11	220.5	1036.7	1257.2	502.9
8	17	14	268.9	263.9	532.8	213.1
9	18	15	321.7	282.7	604.4	241.8
10	19	15	378.2	1413.7	1791.9	716.8
11	20	70	444.2	6597.3	7041.5	2816.6
12	21	71	752.1	6691.6	7443.7	2977.5
13	22	72	1064.4	6785.8	7850.2	3140.1
14	23	74	1381.0	6974.3	8355.3	3342.1
15	24	76	1706.5	7162.8	8869.3	3547.7
16	25	78	2040.8	7351.3	9392.1	3756.8
17	26	80	2383.8	7539.8	9923.6	3969.4
18	27	81	2735.7	7634.1	10369.8	4147.9
19	28	82	3092.0	7728.3	10820.3	4328.1
20	29	83	3452.6	7822.6	11275.2	4510.1
21	30	85	3817.7	8011.1	11828.8	4731.5

METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	10	6	84.8	203.6	288.4	116.1
3	11	6	141.4	452.4	593.8	221.9
4	12	12	197.9	490.1	688.0	274.8
5	13	8	296.9	1093.3	1390.2	501.7
6	14	9	366.3	1017.9	1384.2	536.2
7	15	10	442.4	1131.0	1573.4	623.1
8	16	11	525.1	1319.5	1844.6	733.8
9	17	14	614.2	452.4	1066.6	585.6
10	18	15	722.9	497.6	1220.5	680.5
11	19	15	837.9	3769.9	4607.8	1587.0
12	20	70	952.5	5881.1	6833.6	2203.0
13	21	71	1426.8	8029.9	9456.7	3105.0
14	22	72	1905.3	8180.7	10086.0	3510.8
15	23	74	2388.3	8369.2	10757.5	3929.5
16	24	76	2882.7	8595.4	11478.1	4366.3
17	25	78	3388.8	8821.6	12210.4	4812.2
18	26	80	3906.7	9010.1	12916.8	5257.7
19	27	81	4436.4	9160.9	13597.3	5702.8
20	28	82	4971.8	9274.0	14245.8	6143.0
21	29	83	5512.9	9424.8	14937.7	6596.9

METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
6	15	10	321.0	503.7	824.7	329.9
7	16	11	368.1	508.9	877.0	350.8
8	17	14	420.0	558.9	978.9	391.6
9	18	15	503.1	1219.4	1722.5	689.0
10	19	15	592.2	1935.1	2527.3	1010.9
11	20	70	662.8	2852.6	3515.4	1406.2
12	21	71	992.7	3214.3	4207.0	1682.8
13	22	72	1327.3	3586.6	4913.9	1965.6
14	23	74	1666.6	4006.9	5673.5	2269.4
15	24	76	2015.3	4435.5	6450.8	2580.3
16	25	78	2373.4	4818.2	7191.6	2876.6
17	26	80	2741.0	4912.6	7653.6	3061.4
18	27	81	3118.0	4996.5	8114.5	3245.8
19	28	82	3499.7	5090.8	8590.5	3436.2



## **5. Diseño de estribo derecho**

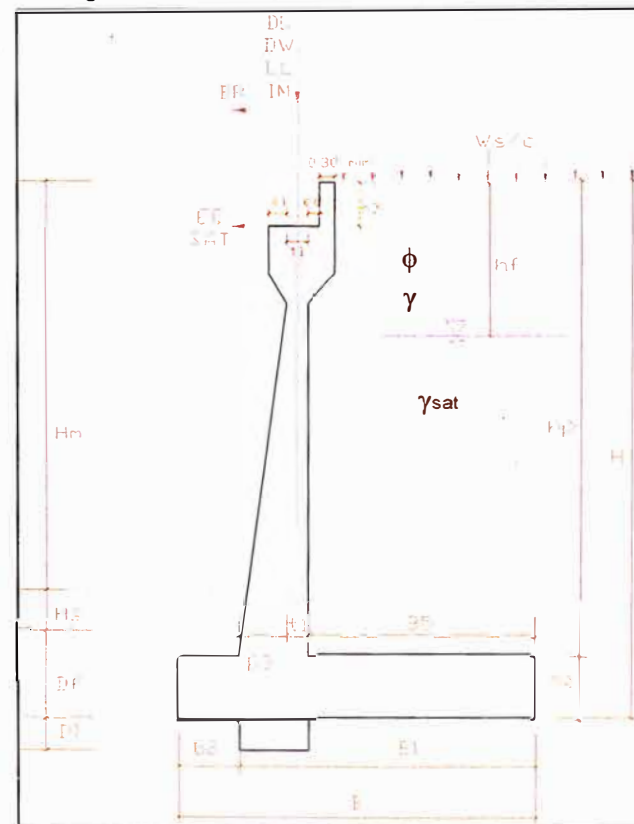
**RESUMEN**

**Proyecto** : Corredor Vial Interoceánica Perú - Brasil  
**Puente** : Huiquisa  
**Ubicación** : 198+771  
**Elemento** : Estribo Derecho

DL (tn/m):	29.80	Carga muerta proveniente del puente/m
DW (tn/m):	5.70	Carga de carpeta asfáltica/m
LL (tn/m):	10.00	Carga viva proveniente del puente/m
IM (tn/m):	2.03	Carga de impacto proveniente del puente/m
BR (tn/m):	1.60	Fuerza de frenado de los vehículos/m
SAT (tn/m):	2.98	Fuerza por contracción o temperatura
EQ (tn/m):	3.28	Fuerza de sismo
L (m):	30.00	Luz entre estribos
W (m):	9.90	Ancho del Puente
H (m):	9.00	Altura del muro de contención
Hm (m):	6.30	Altura del terreno al nivel de la rasante
Hs (m):	0.00	Profundidad de Socavacion
Df (m):	2.70	Profundidad de desplante mínimo
Ws/c (t/m2):	1.14	Sobrecarga vehicular
hf (m):	7.50	Profundidad de nivel freático
hp (m):	8.20	Altura de la pantalla
t1 (m):	0.50	
e1 (m):	0.25	
e2 (m):	0.20	
h3 (m):	2.20	
hz (m):	0.80	Altura de la zapata
B (m):	10.50	Ancho de la zapata
B1 (m):	8.00	
B2 (m):	2.50	
B3 (m):	0.50	
B4 (m):	0.00	
B5 (m):	7.00	
D1 (m):	0.00	

**Tipo de Pilote** : Excavado  
 Df (m) : 0.60 Diámetro del fuste del pilote  
 Dp (m) : 0.60 Diámetro de la punta del pilote  
 Lp (m) : 26 Longitud del pilote

**Figura N° 1.- Variables consideradas**



**Proyecto** : Corredor Vial Interoceanica Perú - Brasil  
**Puente** : Huiquisa  
**Ubicación** : 198+771  
**Elemento** : Estribo Derecho

**1.0 DATOS:**

**1.1 Del Relleno:**  
 Peso volumetrico del material de relleno  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>): 1.90  
 Peso volumetrico saturado del material de relleno  $\gamma_{sat}$  (t/m<sup>3</sup>): 2.00  
 Angulo de fricción del material de relleno  $\phi^\circ$ : 35.0

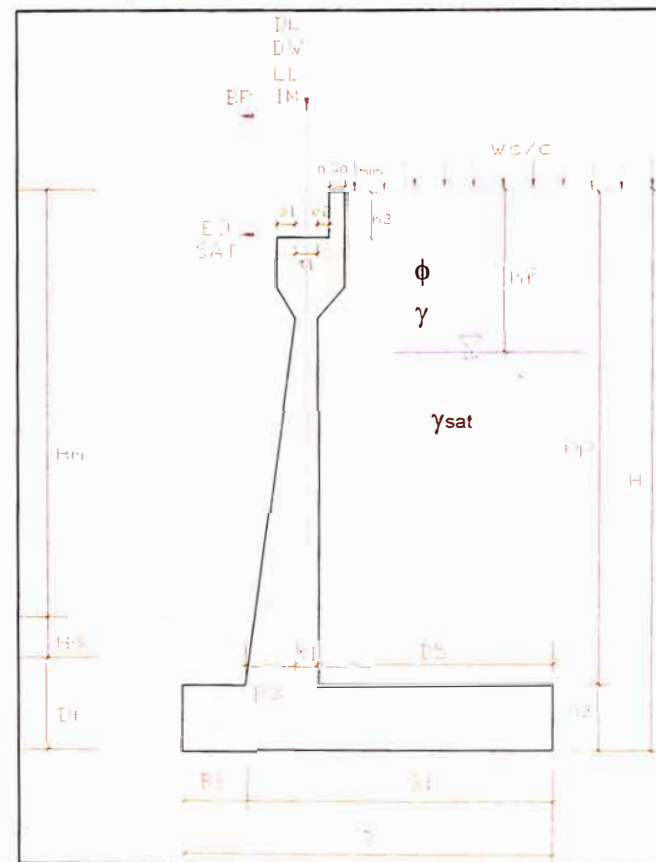
**1.2 Del Concreto:**  
 Densidad del Concreto  $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>): 2.4

**1.3 Datos Geometricos:**

Altura del terreno al nivel de la rasante Hm (m): 6.30  
 Profundidad de socavación Hs (m): 0.00  
 Profundidad minima de desplante Df (m): 2.70  
 Ancho del Puente W (m): 9.90  
 Luz entre estribos L (m): 30.00

**1.4 Datos de Diseño:**

Profundidad del nivel freatico hf (m): 7.50  
 Coeficiente de aceleracion A: 0.11  
 Carga muerta proveniente del puente/m DL (tn/m): 29.80  
 Carga de carpeta asfaltica/m DW (tn/m): 5.70  
 Carga viva proveniente del puente/m LL (tn/m): 10.00  
 Carga de impacto proveniente del puente/m IM (tn/m): 2.03  
 Fuerza de frenado de los vehiculos/m BR (tn/m): 1.60  
 Fuerza por contraccion o temperatura/m SAT (tn/m): 2.98  
 Fuerza de sismo/m EO (tn/m): 3.28



**Figura Nº 1.- Geometria del muro de contención**

**2.0 PREDIMENSIONAMIENTO:**

**2.1 Calculos Previos:**

Altura del muro de contencion (Hm + Hs + Df) : **H (m): 9.00**

Coefficiente de empuje activo : **Ka: 0.271**       $k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

Tabla 3.11.6.4-1 NORMA AASHTO - Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al trafico

Altura del muro H (m)	Altura equivalente He (m)
1.50	1.20
3.00	0.90
6.00	0.60
> 6.00	0.60

Interpolando He (m)= 0.60  
**Ws/c (t/m2): 1.14**

**2.2 Zapata**

**2.2.1 Altura de zapata (hz)**

Se recomienda que (hz) : H/12 - H/10  
 Entonces se usará: **hz (m): 0.80**

Altura de la pantalla (hp = H - hz) : **hp (m): 8.20**

**2.2.2 Ancho de la zapata (B)**

Altura efectiva (he) para el predimensionamiento por efecto de Ws/c : **he (m): 9.60**

$$h_e = H + \frac{W_{s/c}}{\gamma}$$

Dimensionamiento por estabilidad al deslizamiento:  
 Con  $\gamma_m$  (t/m3): 2.0, se tiene: **B1 ≥ 6.178**

$$B_1 \geq h_e (FSD) \frac{k_a \gamma}{2 f \gamma_m}$$

Se usará: **B1 (m): 8.00**

Se recomienda que: B2 (min) : B/3  
 Dimensionamiento por estabilidad al volteo: **B2 ≥ 2.880**

$$B_2 \geq h_e \left( \frac{fFSV}{3FSD} - \frac{B_1}{2h_e} \right)$$

Se usará: **B2 (m): 2.50**

Se recomienda que  $B : 0.4 H - 0.7 H$

Ancho de la zapata **B (m): 10.50**

**2.2.3 Espesor B5**

$B_5 = B_1 - (B_3 + t_1 + B_4)$  **B5 (m): 7.00**

2.3 Pantalla

**2.3.1 Espesor t1**

Se recomienda que el espesor ( $t_1$ ) : hp/15-hp/18  
Entonces se usará: **t1 (m): 0.50**

**2.3.2 Espesor B3**

Se recomienda que  $B_3/H_p$  (Min) = 0.02  
Entonces se usará: **B3 (m): 0.50**

**2.3.3 Espesor B4**

Se recomienda que  $B_4 > B_3$   
Entonces se usará: **B4 (m): 0.00**

**2.3.4 Espesor e1**

**e1 (m): 0.25**

**2.3.5 Espesor e2**

**e2 (m): 0.20**

**2.3.6 Espesor h3**

**h3 (m): 2.20**

<b>MÉTODO ASD</b>
-------------------

- BR: Fuerza de frenado de los vehículos
- DC1: Carga muerta de la superestructura
- DC2: Carga muerta de la subestructura
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EHA: Empuje horizontal del suelo
- EQ: Fuerza de sismo
- EV: Presión vertical de peso propio del suelo de relleno
- IM: Carga de impacto
- LL: Carga vehicular
- LS: Sobrecarga viva
- SAT: Fuerza por contracción y temperatura
- WA: Carga hidráulica y presión de flujo de agua

**COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA**

Combinación de carga	BR	DC1	DC2	DW	EHA	EHP	EQ	EV	IM	LL	LS	SAT	WA
Caso I	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Caso II	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Caso III	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Caso IV	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Caso V	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Caso VI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Caso VII	0.00	0.00	1.00	0.00	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
Sismico	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00

**CARGAS DE DISEÑO FACTORADAS**

<b>Cargas verticales Vu (t/m)</b>														
Items	1	2	3	4	5 (a)	5 (b)	DL	DW	LL	IM	VL	% Total	Vu	Total
	DC2	DC2	DC2	DC2	EV	EV	DC1	DW	LL	IM	LL			
Notations Vi	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41			
Caso I	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	100%	194.75	
Caso II	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	125%	140.25	
Caso III	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	125%	155.80	
Caso IV	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	125%	155.80	
Caso V	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	140%	125.22	
Caso VI	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	10.00	2.03	7.41	140%	139.11	
Caso VII	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100%	139.81	
Sismico	20.16	10.20	0.45	2.48	101.73	4.79	29.80	5.70	0.00	0.00	0.00	133%	131.81	

<b>Momento debido a Vu (t-m/m)</b>														
Items	1	2	3	4	5 (a)	5 (b)	DL	DW	LL	IM	VL	% Total	Mvu	Total
	DC2	DC2	DC2	DC2	EV	EV	DC1	DW	LL	IM	LL			
Notations Mvi	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72			
Caso I	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	100%	1112.19	
Caso II	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	125%	815.50	
Caso III	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	125%	889.75	
Caso IV	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	125%	889.75	
Caso V	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	140%	728.12	
Caso VI	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	32.50	6.60	53.72	140%	794.42	
Caso VII	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100%	903.99	
Sismico	105.84	31.90	1.29	9.46	737.54	17.96	96.85	18.53	0.00	0.00	0.00	133%	766.44	

<b>Cargas horizontales Hu (t/m)</b>												
Items	Ph1	Ph1-2	Ph2	HL	BR	SAT	Hw	Ph3	Hw2	% Total	Vu	Total
	EHA	EHA	EHA	LS	BR	SAT	WA	EHP	WA			
Notations Hi	14.48	5.79	0.30	2.78	1.60	2.98	1.13	0.00	0.00			
Caso I	18.82	7.53	0.39	2.78	0.00	0.00	1.13	0.00	0.00	100%	30.65	
Caso II	18.82	7.53	0.39	2.78	0.00	0.00	1.13	0.00	0.00	125%	24.52	
Caso III	18.82	7.53	0.39	2.78	1.60	0.00	1.13	0.00	0.00	125%	25.80	
Caso IV	18.82	7.53	0.39	2.78	0.00	2.98	1.13	0.00	0.00	125%	26.90	
Caso V	18.82	7.53	0.39	2.78	0.00	2.98	1.13	0.00	0.00	140%	24.02	
Caso VI	18.82	7.53	0.39	2.78	1.60	2.98	1.13	0.00	0.00	140%	25.16	
Caso VII	18.82	7.53	0.39	2.78	0.00	0.00	1.13	0.00	0.00	100%	30.65	
Sismico	14.21	5.69	0.30	2.73	0.00	0.00	1.13	0.00	0.00	133%	18.09	

<b>Momento debido a Hu (t-m/m)</b>												
Items	Ph1	Ph1-2	Ph2	HL	BR	SAT	Hw	Ph3	Hw2	% Total	MHU	Total
	EHA	EHA	EHA	LS	BR	SAT	WA	EHP	WA			
Notations MHi	57.92	4.34	0.15	12.51	17.28	20.26	0.57	0.00	0.00			
Caso I	75.30	5.64	0.20	12.51	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00	100%	94.22	
Caso II	75.30	5.64	0.20	12.51	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00	125%	75.38	
Caso III	75.30	5.64	0.20	12.51	17.28	0.00	0.57	0.00	0.00	125%	89.20	
Caso IV	75.30	5.64	0.20	12.51	0.00	20.26	0.57	0.00	0.00	125%	91.58	
Caso V	75.30	5.64	0.20	12.51	0.00	20.26	0.57	0.00	0.00	140%	81.77	
Caso VI	75.30	5.64	0.20	12.51	17.28	20.26	0.57	0.00	0.00	140%	94.11	
Caso VII	75.30	5.64	0.20	12.51	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00	100%	94.22	
Sismico	63.95	25.61	1.35	12.29	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00	133%	78.02	

**VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD - MÉTODO ASD**

**Cargas no factoradas**

Las Cargas verticales y horizontales no factoradas son:

CARGAS VERTICALES ELEMENTO (i)	Vi (tn)	di (m)	Vi*di (tn-m)
1	20.16	5.25	105.84
2	10.20	3.13	31.90
3	0.45	2.88	1.29
4	2.48	3.81	9.46
5 (a)	101.73	7.25	737.54
5 (b)	4.79	3.75	17.96
DL	29.80	3.25	96.85
DW	5.70	3.25	18.53
LL	10.00	3.25	32.50
IM	2.03	3.25	6.60
VL	7.41	7.25	53.72

CARGAS HORIZONTALES ELEMENTO (i)	Hi (tn)	di (m)	Hi*di (tn-m)
Ph1	14.48	4.000	57.92
Ph1-2	5.79	0.750	4.34
Ph2	0.30	0.500	0.15
HL	2.78	4.500	12.51
BR	1.60	10.800	17.28
SAT	2.98	6.800	20.26
Hw	1.13	0.500	0.57

**Cargas horizontales considerando el efecto del sismo**

Ka 0.28  
Kv 0.05

CARGAS HORIZONTALES ELEMENTO (i)	Hi (tn)	di (m)	Hi*di (tn-m)
Ph1	14.21	4.50	63.95
Ph1-2	5.69	4.50	25.61
Ph2	0.30	4.50	1.35
HL	2.73	4.50	12.29
EQ	3.28	6.80	22.30

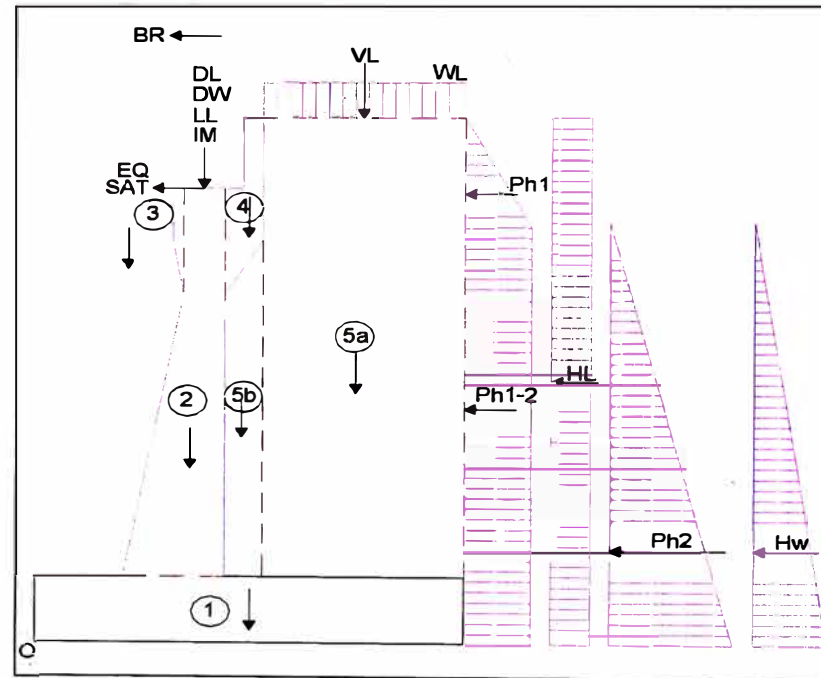


Figura N° 2.- Fuerzas existentes



**Distribución de Pilotes**

n : Número de pilotes en el ancho de la base	n :	6.0	
d <sub>1</sub> : Ubicación del eje delantero de pilotes	d <sub>1</sub> (m) :	0.75	Separación de pilotes a lo ancho :
d <sub>2</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>2</sub> (m) :	2.55	S (m): 1.80
d <sub>3</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>3</sub> (m) :	4.35	
d <sub>4</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>4</sub> (m) :	6.15	
d <sub>5</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>5</sub> (m) :	7.95	
d <sub>6</sub> : Ubicación del eje trasero de pilotes	d <sub>6</sub> (m) :	9.75	1/S
S <sub>1</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila delantera	S <sub>1</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>2</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>2</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>3</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>3</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>4</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>4</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>5</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>5</sub> (m) :	1.8	0.556
S <sub>6</sub> : Espaciamiento entre pilotes de la fila trasera	S <sub>6</sub> (m) :	1.8	0.556
d <sub>gp</sub> : Ubicación del eje del grupo de pilotes	d <sub>gp</sub> (m) :	5.3	Σ 1/S = 3.333
	Ig (m <sup>4</sup> ) :	31.5	

**3.- Cargas en los pilotes**

[t.m]

	VL	HL	MV	MH	d <sub>L</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>5</sub>	F <sub>6</sub>
	1	2	3	4	(3-4)/1	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote	tn/pilote
Caso I	194.75	30.65	1112.19	94.22	5.227	59.06	58.81	58.55	58.30	58.04	57.79
Caso II	140.25	24.52	815.50	75.38	5.277	41.53	41.75	41.97	42.18	42.40	42.62
Caso III	155.80	25.80	889.75	89.20	5.138	49.23	48.24	47.24	46.24	45.24	44.25
Caso IV	155.80	26.90	889.75	91.58	5.123	49.57	48.44	47.31	46.17	45.04	43.91
Caso V	125.22	24.02	728.12	81.77	5.162	39.14	38.51	37.88	37.25	36.62	35.99
Caso VI	139.11	25.16	794.42	94.11	5.034	46.02	44.31	42.59	40.87	39.16	37.44
Caso VII	139.81	30.65	903.99	94.22	5.792	31.12	35.45	39.78	44.11	48.44	52.77
Sismico	131.81	18.09	766.44	78.02	5.223	40.05	39.85	39.65	39.44	39.24	39.04

Qd : 59 tn

Carga de diseño para un pilote individual, = F<sub>1</sub> max

Qd (g) : 1374 tn

Carga de diseño para el grupo de pilotes, = V<sub>L</sub> (caso II) . W

Considerando solo cargas permanentes

W : ancho del puente

F<sub>1</sub> : Fuerza de reacción en el pilote de la fila iConsiderando: F (+)  
F (-)

**CAPACIDAD GEOTECNICA ULTIMA EN PILOTES****Capacidad última de un pilote individual****Resultados Obtenidos con el programa FEPC, empleando pilotes excavados**

Para:

L <sub>p</sub> :	26 m	Longitud del pilote
D <sub>f</sub> :	0.6 m	Diámetro del fuste del pilote
D <sub>p</sub> :	0.6 m	Diámetro de la punta del pilote

Metodo	Aoki Velloso	Decourt Quaresma	Pedro Paulo Velloso
Q <sub>s</sub> (kN)	1082.0	2293.4	1704.1
Q <sub>p</sub> (kN)	1508.0	1847.3	670.6
Q <sub>u</sub> (kN)	2590.0	4140.7	2374.7

Donde:

- Q<sub>s</sub> : Capacidad de carga por fricción lateral
- Q<sub>p</sub> : Capacidad de carga por punta
- Q<sub>u</sub> : Capacidad de carga ultima, = Q<sub>s</sub> + Q<sub>p</sub>

Finalmente, seleccionamos el menor valor. Es decir:

Q <sub>u</sub> :	2375 kN
Q <sub>u</sub> :	<b>242 tn</b>

**Verificación por carga de un pilote individual**

Se debe cumplir:

$$Q_d \leq Q_{adm} = \frac{Q_u \eta}{FS}$$

Donde:

- Q<sub>d</sub> : Carga de diseño
- Q<sub>adm</sub> : Capacidad de carga admisible
- Q<sub>u</sub> : Capacidad de carga ultima
- η : Eficiencia del grupo de pilotes
- FS : Factor de seguridad

Q <sub>d</sub> :	<b>59 tn</b>
Q <sub>u</sub> :	<b>242 tn</b>
η :	<b>0.91</b>
FS :	<b>2.5</b>
Q <sub>adm</sub> :	<b>88 tn</b>

Debido a que la separación de pilotes = 1.8 m

$$Q_{adm} > Q_d \quad \text{OK!}$$

**Cálculo del asentamiento por consolidación** (Considerando al grupo de pilotes como un bloque)

**Q<sub>d</sub> (g) :** 1374 tn      Cargas debido solamente a cargas permanentes (Ver pág. 7-9)  
**Df :** 0.6 m      Diámetro de fusta del pilote  
**n<sub>1</sub> :** 6      Número de pilotes a lo ancho  
**n<sub>2</sub> :** 6      Número de pilotes a lo largo  
**n :** 36      Número total de pilotes  
**S :** 1.80 m      Separación entre pilotes  
**Lg :** 9.60 m      Largo del grupo de pilotes  
**Bg :** 9.60 m      Ancho del grupo de pilotes

$$\Delta p = \frac{Q_d}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

Capa i	CI (m)	CF (m)	Z (m)	z <sub>i</sub> (m)	ΔP <sub>i</sub> (tn/m <sup>2</sup> )	σ' <sub>v</sub> (1) (tn/m <sup>2</sup> )	Tipo de Arcilla
1	19.3	22.0	20.7	1.4	11.46	23.0	NC
2	22.0	24.0	23.0	3.7	7.77	24.8	NC
3	24.0	32.4	28.2	8.9	4.02	29.4	NC
4							
5							
6							

Capa i	σ' <sub>v</sub> (1) (tn/m <sup>2</sup> )	σ' <sub>v</sub> +ΔP <sub>i</sub> (tn/m <sup>2</sup> )	H <sub>i</sub> (m)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	e <sub>0</sub>	S <sub>a</sub> (m)
1	23.0	34.5	2.7	0.305	0.031	0.861	0.078
2	24.8	32.6	2.0	0.434	0.043	1.149	0.048
3	29.4	33.4	8.4	0.311	0.031	0.861	0.078
4							
5							
6							
						<b>Sc (m)</b>	<b>0.20</b>

Donde:

- (1) : Ver Perfil del suelo y propiedades
- CI : Profundidad al nivel superior del estrato i
- CF : Profundidad al nivel inferior del estrato i
- Z : Profundidad del nivel medio de la capa i
- z<sub>i</sub> : Profundidad del nivel medio de la capa i medida desde Z = 19.3 m
- ΔP<sub>i</sub> : Incremento del esfuerzo debido a la sobrecarga
- σ'<sub>v</sub> : Esfuerzo efectivo vertical
- P<sub>c</sub> : Presión de sobreconsolidación
- SC : Arcilla sobreconsolidada
- NC : Arcilla normalmente consolidada
- H<sub>i</sub> : Espesor de la capa i
- e<sub>0</sub> : Relación de vacíos inicial.
- C<sub>c</sub> : Índice de Compresibilidad
- C<sub>s</sub> : Índice de Expansibilidad
- S<sub>a</sub> : Asentamiento por consolidación de la capa i

**Cálculo del asentamiento elástico** (Considerando al grupo de pilotes como un bloque)

$$S_e = \frac{q(1 - \nu^2)\sqrt{A}}{E_s \beta_c}$$

Donde:

- S<sub>e</sub> : Asentamiento elástico
- q : Máxima presión en el terreno. V<sub>L</sub> para el Caso I (Ver pág. 7-9)
- ν : Modulo de Poisson
- β<sub>c</sub> : Factor de Forma. Depende de L<sub>g</sub>/B<sub>g</sub>
- A : Area de la zapata equivalente
- B<sub>g</sub> : Ancho de zapata equivalente
- L<sub>g</sub> : Largo de zapata equivalente
- E<sub>s</sub> : Modulo de Elasticidad del suelo de fundación

q (kPa) : 203  
 B<sub>g</sub> (m) : 9.60  
 L<sub>g</sub> (m) : 9.60  
 E (MPa) : 15  
 ν : 0.45  
 L<sub>g</sub>/B<sub>g</sub> : 1.00  
 β<sub>c</sub> : 1.09

**S<sub>e</sub> (m) : 0.10**

**Asentamiento total esperado**

**St (m) : 0.30**  
 Asentamiento diferencial ΔS (m) : 0.224  
 Luz del puente L (m) : 30.00  
 Distorsión Angular Admisible ρ<sub>adm</sub> : 0.008  
 Distorsión Angular esperado ρ : ΔS / L  
 ρ : 0.007

< ρ<sub>adm</sub> OK!

RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA FEPC, EMPLEANDO PILOTES EXCAVADOS

DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : George Rodríguez  
 LOCALIDAD DE LA OBRA : Puente Huiquisa Puno  
 IDENTIF. DE SONDAJE : estribo derecho  
 IDENTIF. DE PILOTE : S-derecho  
 TIPO DE PILOTE : excavado  
 DIAMETRO DEL PILOTE : .6  
 COTA DEL TERRENO : 100  
 COTA SUP. DEL PILOTE : 94

METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	8	8	52.8	150.8	203.6	81.4
3	9	8	82.9	150.8	233.7	93.5
4	10	8	113.1	150.8	263.9	105.6
5	11	10	143.3	188.5	331.8	132.7
6	12	11	181.0	207.3	388.3	155.3
7	13	11	222.4	207.3	429.7	171.9
8	14	11	263.9	207.3	471.2	188.5
9	15	11	305.4	207.3	512.7	205.1
10	16	11	346.8	207.3	554.1	221.6
11	17	9	388.3	169.6	557.9	223.2
12	18	8	422.2	150.8	573.0	229.2
13	19	7	452.4	131.9	584.3	233.7
14	20	9	478.8	169.6	648.4	259.4
15	21	11	512.7	207.3	720.0	288.0
16	22	10	554.2	188.5	742.7	297.1
17	23	10	591.9	188.5	780.4	312.2
18	24	11	629.6	207.3	836.9	334.8
19	25	12	671.0	226.2	897.2	358.9
20	26	14	716.3	263.9	980.2	392.1
21	27	16	769.1	301.6	1070.7	428.3
22	28	16	829.4	301.6	1131.0	452.4
23	29	17	889.7	320.4	1210.1	484.0
24	30	17	953.8	320.4	1274.2	509.7
25	31	17	1017.9	320.4	1338.3	535.3
26	32	16	1082.0	1508.0	2590.0	1036.0
27	33	16	1152.3	1508.0	2660.3	1064.1
28	34	16	1222.7	301.6	1524.3	609.7
29	35	16	1283.0	301.6	1584.6	633.8
30	36	13	1343.3	245.0	1588.3	635.3
31	37	13	1392.4	245.0	1637.4	655.0
32	38	12	1441.4	226.2	1667.6	667.0
33	39	11	1486.6	207.3	1693.9	677.6
34	40	12	1528.1	226.2	1754.3	701.7
35	41	21	1573.3	395.8	1969.1	787.6

METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	7	7	62.8	248.8	311.6	110.5
2	8	8	125.7	260.1	385.8	161.7
3	9	8	194.8	271.4	466.2	217.7
4	10	8	263.9	294.1	558.0	276.5
5	11	10	333.0	328.0	661.0	338.2
6	12	11	414.7	361.9	776.6	409.5
7	13	11	502.7	373.2	875.9	480.0
8	14	11	590.6	373.2	963.8	547.6
9	15	11	678.6	373.2	1051.8	615.3
10	16	11	766.5	350.6	1117.1	677.3
11	17	9	854.5	316.7	1171.2	736.5
12	18	8	929.9	271.4	1201.3	783.2
13	19	7	999.0	271.4	1270.4	836.3
14	20	9	1061.9	305.4	1367.3	893.2
15	21	11	1137.3	339.3	1476.6	959.7
16	22	10	1225.2	350.6	1575.8	1030.1
17	23	10	1306.9	350.6	1657.5	1093.0
18	24	11	1388.6	373.2	1761.8	1161.5
19	25	12	1476.5	418.5	1895.0	1240.4
20	26	14	1570.8	475.0	2045.8	1327.1
21	27	16	1677.6	520.2	2197.8	1420.5
22	28	16	1797.0	554.2	2351.2	1520.9
23	29	17	1916.4	565.5	2481.9	1615.5
24	30	17	2042.0	576.8	2618.8	1715.0
25	31	17	2167.7	565.5	2733.2	1808.8
26	32	16	2293.4	1847.3	4140.7	2226.0
27	33	16	2412.7	1809.6	4222.3	2308.3
28	34	16	2532.1	542.9	3075.0	2083.5
29	35	16	2651.5	508.9	3160.4	2166.8
30	36	13	2770.9	475.0	3245.9	2250.2
31	37	13	2871.4	429.8	3301.2	2316.2
32	38	12	2971.9	407.2	3379.1	2387.9
33	39	11	3066.2	395.8	3462.0	2457.6
34	40	12	3154.2	497.6	3651.8	2550.7

METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
5	11	10	225.6	244.7	470.3	188.1
6	12	11	285.0	257.8	542.8	217.1
7	13	11	350.3	266.5	616.8	246.7
8	14	11	415.6	273.1	688.7	275.5
9	15	11	480.9	270.9	751.8	300.7
10	16	11	546.3	264.3	810.6	324.2
11	17	9	611.6	244.7	856.3	342.5
12	18	8	665.0	238.1	903.1	361.2
13	19	7	712.5	242.5	955.0	382.0
14	20	9	754.1	251.2	1005.3	402.1
15	21	11	807.5	255.6	1063.1	425.2
16	22	10	872.8	253.4	1126.2	450.5
17	23	10	932.2	264.3	1196.5	478.6
18	24	11	991.6	288.4	1280.0	512.0
19	25	12	1056.9	321.1	1378.0	551.2
20	26	14	1128.1	349.5	1477.6	591.0
21	27	16	1211.3	373.6	1584.9	634.0
22	28	16	1306.3	391.0	1697.3	678.9
23	29	17	1401.3	410.7	1812.0	724.8
24	30	17	1502.2	517.3	2019.5	807.8
25	31	17	1603.2	621.7	2224.9	890.0
26	32	16	1704.1	670.6	2374.7	949.9
27	33	16	1779.5	621.7	2401.2	960.5
28	34	16	1854.9	510.7	2365.6	946.2
29	35	16	1949.9	495.5	2445.4	978.2
30	36	13	2044.9	469.2	2514.1	1005.6
31	37	13	2122.1	451.8	2573.9	1029.6
32	38	12	2199.3	389.7	2589.0	1035.6
33	39	11	2270.5	369.2	2639.7	1055.9



## 6. Panel fotográfico

## PUENTE HUIQUISA



Ubicación del Puente existente, vista panorámica.



Calicata PV- 459, Km. 198+755, vista panorámica