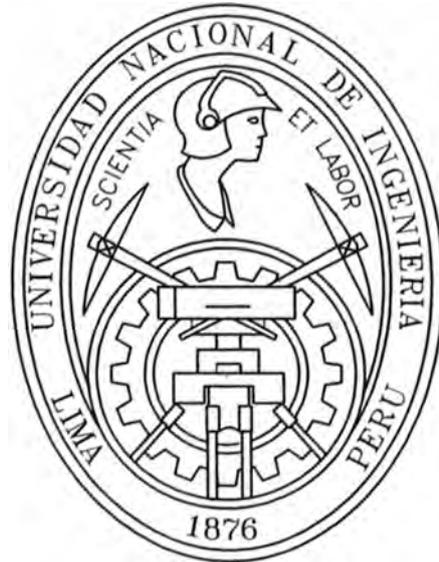


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DE LA RECONSTRUCCIÓN DEL
PUENTE FRANCO
ESTUDIO GEOTECNICO PARA CIMENTACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN GUILLERMO MARCELO MORALES

Lima- Perú

2007

Dedicatoria:

A mis padres y hermanas, muy agradecido por su su incondicional apoyo, comprensión y paciencia. En memoria de mi tío Guille quien en vida fue el mejor ejemplo de dedicación, sacrificio y esfuerzo no te olvidaremos tío.

INDICE

	PAGINA
RESUMEN	4
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE FOTOS	7
INTRODUCCION	8
CAPITULO 1.- GENERALIDADES	10
1.1 Antecedentes	10
1.2 Características del Proyecto	12
1.2.1 Descripción del Puente	13
1.3 Ubicación	16
1.3.1 Clima	17
CAPITULO 2.- GEOLOGIA	18
2.1 Geomorfología	18
2.1.1 Rocas Cenozoicas	18
2.1.2 Rocas Paleozoicas	19
2.2 Estratigrafía	20
2.3 Geodinámica Externa	22
2.4 Geodinámica Interna	24
CAPITULO 3.- GEOTECNIA	26
3.1 Prospecciones Geotécnicas	26
3.2 Sondajes	27
3.3 Ensayos de Campo	28
3.4 Ensayos de Laboratorio	29
3.5 Información Geotécnica del Proyecto	30
CAPITULO 4.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO	35
4.1 Plano del Perfil Estratigráfico	35
4.2 Pruebas de Campo	38

CAPITULO 5.- ANALISIS DE LA CIMENTACION	44
5.1 Tipo y Profundidad de Cimentación	45
5.1.1 Tipos de Pilotes	45
5.1.2 Factores que determinan el tipo de cimentación	46
5.1.3 Estimación de longitud del Pilote	47
5.2 Socavación	48
5.2.1 Socavación General	48
5.2.2 Socavación Localizada	48
5.3 Calculo de la Capacidad Portante	49
5.3.1 Resistencia por Punta	50
5.3.2 Resistencia por Fricción	52
5.3.3 Grupo de Pilotes eficiencia	54
5.4 Calculo de Asentamientos	59
5.4.1 Asentamiento de un pilote aislado en arena o grava	60
5.4.2 Métodos para el cálculo del asentamiento de un pilote en suelo granular.	60
CAPITULO 6.- VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE	63
6.1 Prueba de Carga	63
6.2 Interpretación de resultados	64
6.3 Ensayos con métodos no destructivos	66
CONCLUSIONES	69
RECOMENDACIONES	71
BIBLIOGRAFIA	72
ANEXOS	

RESUMEN

Los puentes ejecutados en la región norte del país presentan continuos problemas de asentamientos y socavación que interfieren en el continuo desarrollo de los pueblos a través de esta estructura que forma parte de un medio de comunicación tan importante como son las carreteras. Teniendo presente que los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, en base a lo mencionado se ha seleccionado al puente “Franco” el cual será el objeto del presente informe que radica en el “Estudio Geotécnico de la Cimentación” debido a sus continuos problemas de cimentación presentados, los cuales son generados por asentamiento y socavación en sus pilares y estribos.

Siendo el interés del informe realizar un análisis geotécnico para la cimentación de la estructura, y determinar los parámetros necesarios, para obtener una cimentación estable, se propone estudiar las características actuales propuestas con el fin de evaluar la cimentación.

Luego de realizar el análisis respectivo se llegaron a las conclusiones y recomendaciones para garantizar su estabilidad a lo largo de la vida útil del proyecto.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.	Impactos del fenómeno El Niño 1997-1998 sobre la infraestructura de transporte terrestre (INE).
Cuadro N° 2.	Descripción del Puente Franco 2007 – Superestructura
Cuadro N° 3.	Descripción del Puente Franco 2007- Subestructura
Cuadro N° 4.	Descripción de la capacidad de carga en servicio
Cuadro N° 5.	Descripción del Puente Franco 2007- Cimentación
Cuadro N° 6.	Itinerario de acceso al Puente Franco
Cuadro N° 7.	Periodo de vibración T_p y factor de amplificación de suelo S
Cuadro N° 8.	Coefficiente de respuesta sísmica elástica (C_{sn})
Cuadro N° 9.	Prospección N°01 OAT-MTC (2000)
Cuadro N° 10.	Prospección N°02 OAT-MTC (2000)
Cuadro N° 11.	Prospección N°03 OAT-MTC (2000)
Cuadro N° 12a.	Prospección S-1 (SPT) Universidad de Piura (1995)
Cuadro N° 12b.	Prospección S-1 (Cono Peck) Universidad de Piura (1995)
Cuadro N° 13.	Prospección S-2 (SPT) Universidad de Piura (1995)
Cuadro N° 14.	Compacidad relativa de la arena
Cuadro N° 15.	Resistencia de los suelos cohesivos
Cuadro N° 16.	Diversos factores de corrección C_N según diversos autores
Cuadro N° 17.	Calculo de la socavación
Cuadro N° 18.	Condiciones de cimentación.
Cuadro N° 19.	Resumen de valores de Q_p
Cuadro N° 20.	Valores de K_s y δ según Broms.
Cuadro N° 21.	Resumen de valores de Q_s .
Cuadro N° 22.	Resumen de valores de Q_{adm} .
Cuadro N° 23.	Resumen de valores de capacidad de carga por grupo
Cuadro N° 24.	Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta, q_p , de los pilotes perforados en arena, MPa (ASTHO-LRFD).
Cuadro N° 25.	Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena, q_s , MPa. (ASTHO-LRFD).
Cuadro N° 26.	Ángulo de fricción interna arenas. (ASTHO-LRFD).
Cuadro N° 27.	Valores típicos del coeficiente C_p . (Vesic 1977)
Cuadro N° 28.	Resumen de valores de asentamientos.

LISTA DE FIGURAS

- | | |
|---------------|--|
| Figura N° 1. | Esquema de la cimentación proyectada. |
| Figura N° 2. | Ubicación del Puente Franco |
| Figura N° 3. | Columna geológica estratigráfica del área de Tumbes |
| Figura N° 4. | Migración del cauce del Rio Tumbes. |
| Figura N° 5. | Ubicación de prospecciones geotécnicas |
| Figura N° 6. | Columna estratigráfica de prospecciones geotécnicas. |
| Figura N° 7. | Grafico de N vs Ø por Terzaghi, Peck y Mersi (1996) |
| Figura N° 8. | Grafico del equipo de ensayo SPT |
| Figura N° 9. | Distribución de pilotes en grupo |
| Figura N° 10. | Diagrama de verificación de la capacidad de carga |
| Figura N° 11. | Grafico del ensayo de verificación de carga método estático. |
| Figura N° 12. | Grafico del equipo de ensayo de integridad |

LISTA DE FOTOS

- Foto N° 1. Vista del Puente Franco - Tumbes 2000
- Foto N° 2. Construcción del Pilar N°3 Puente Franco – Tumbes 2007
- Foto N° 3. Llanura de Inundación del Rio Tumbes Puente Franco

INTRODUCCION

Debido a la importancia de los puentes dentro de la infraestructura vial del país, es necesario realizar estudios de ingeniería básica, dichos estudios deben reflejar las condiciones reales del sitio donde se emplazara la futura estructura, los cuales deberán conocer la realidad de la localidad considerando los efectos climáticos que son propios del lugar, uno de los estudios más trascendentales es en el área de la geotecnia, el estudio del suelo de cimentación, es una de las prioridades para establecer el tipo de cimentación y las características con las cuales se dan las pautas para un diseño que involucre una mayor confiabilidad, generalmente debido a malas estimaciones relacionadas a estos, los puentes colapsan al someterse a situaciones no contempladas en la elaboración del proyecto, también se debe tener en cuenta que los resultados obtenidos por el área de geotecnia deben ser contrastados con los estudios hidrológicos y geológicos de manera de mitigar las causales de fallas del puente.

El objetivo principal del informe es establecer el análisis para la elaboración del estudio geotécnico de la cimentación que se adapte a las circunstancias del medio y efectos climáticos, así como también recomendar métodos de mitigación para los efectos del fenómeno “El niño”, con la finalidad de no interrumpir la vía de comunicación de los poblados cercanos en épocas de emergencia.

En el presente estudio Titulado “Evaluación de la Reconstrucción del Puente Franco Estudio Geotécnico para Cimentación” se ha considerado el desarrollarlo en seis capítulos en los cuales se tomaran los conceptos de publicaciones clásicas de destacados investigadores y la normativa vigente de nuestro país.

El capítulo 1, empieza con una descripción general de los antecedentes del proyecto puente Franco 1995, seguidamente se menciona las características principales del proyecto actual, se describe el tipo de puente asimismo la cimentación propuesta por el estudio técnico del MTC, la ubicación y las peculiaridades del sistema climatológico de esta región.

En el capítulo 2, se describen las características geológicas que rodean al lugar de emplazamiento de la estructura se menciona el contexto geológico, la

geomorfología, estratigrafía y las características geodinámicas del lugar las cuales se tendrán presentes para las consideraciones geotécnicas del capítulo 4.

En el capítulo 3, referido a la geotecnia se mencionan los principales métodos de prospecciones para la determinación de las características del subsuelo, así mismo los ensayos requeridos de campo y de laboratorio para la obtención de estos parámetros; se describe la información disponible de las prospecciones ejecutadas entre los años 1995 y 2000.

En el capítulo 4, descripción del perfil estratigráfico se menciona las características del subsuelo encontrado, así como los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio ejecutados para el proyecto. Se describe técnicas para la ejecución de las respectivas pruebas de campo.

En el capítulo 5, se realiza un análisis para la evaluación de la cimentación, se determina el tipo de cimentación y la profundidad del mismo, teniendo como parámetros las características del subsuelo capítulos antes descrita y las recomendaciones del nivel de socavación del estudio hidráulico, se realiza el cálculo de la capacidad portante del suelo, capacidad del grupo de pilotes propuestos y asentamientos.

En el capítulo 6, se describe brevemente los métodos comúnmente utilizados para la verificación de la capacidad de carga de servicio de los pilotes, los cuales son recomendados para validar las predicciones de la capacidad de carga calculadas.

En la parte final se realiza la evaluación de la cimentación propuesta llegando a establecer las conclusiones y recomendaciones respectivas.

Por último en los anexos se muestra el proceso de los cálculos y procedimientos establecidos para la obtención de estos, así como los registros de los ensayos utilizados.

CAPITULO 1.- GENERALIDADES

El programa de construcción de caminos departamentales del ministerio de transportes y comunicaciones, ha previsto la Reconstrucción del Puente Franco con el fin de dotar de una vía alterna a la ciudad de Tumbes. Con ello se mejorara el tránsito en este departamento fronterizo y se elimina o atenúa las posibilidades de aislamiento ante eventos extraordinarios como el fenómeno El Niño, esta infraestructura será la segunda vía de acceso más importante hacia la ciudad de Tumbes. Actualmente sólo existe el Puente Tumbes por lo que el Puente Franco se convertirá en una nueva vía alterna.

1.1.- Antecedentes

El Puente Franco y Accesos, aprobado por Resolución Directoral N° 280-95-MTC/15.14 de fecha 13 de setiembre de 1995 y el Proyecto Puente Franco Reestructurado, aprobado por Resolución Directoral N° 001-98-MTC/15.17 de fecha 02 de Enero de 1998, contemplaban la construcción de un puente de 2 tramos de sección compuesta de 40.0 m más un tramo tipo reticulado metálico Wagner Biro de 50.0 m, haciendo una longitud total de 130.0 m. Ubicado en el Departamento de Tumbes, a la altura del Km 15+200 de la Carretera Tumbes – Pampas de Hospital sobre el rio Tumbes, el cual tenía la finalidad de conectar vialmente a los poblados de Franco Vaquería, Casa Blanqueada, en la margen izquierda, con Pampas de Hospital a la margen derecha.



Foto N° 1 Vista del Puente Franco - Tumbes 2000

A inicios del año 1998 los dos tramos de sección mixta se encontraban terminados, faltando para concluir la colocación de la carpeta asfáltica; mientras que la estructura reticulada se encontraba lista a recibir el encofrado de la losa cuando se presentó el fenómeno El Niño (Diciembre 1997 – Mayo 1998), causando daños al estribo derecho construido, de la superestructura, y los accesos. En el mes de diciembre de 1997, los accesos de ambos márgenes del puente se encontraban a nivel de sub-rasante, con las obras de arte completamente terminadas. Por efectos del fenómeno El Niño año 1998 se produjeron lluvias extraordinarias con aumentos de caudales de ríos y quebradas afectando a la infraestructura de la zona. Las intensas lluvias activaron las cuencas generando fuertes corrientes en este caso el río Tumbes se desbordó hacia el margen derecho erosionando la plataforma del acceso, las alcantarillas y el estribo derecho del tercer tramo y para evitar daños mayores el Ministerio de Transportes y Comunicaciones procedió a ejecutar trabajos de emergencia en el Puente y Accesos Emergencia Puente Franco y Accesos R.D.N°162-2000-MTC15.17.

INFRAESTRUCTURA	CANTIDAD
Carreteras destruidas	884 km
Carreteras deterioradas	6393 km
Puentes destruidas	60
Puentes afectados	28
Líneas férreas destruidas	57 km
Puentes metálicos destruidos	4 km
Empresas de transporte gravemente afectadas	290(de un total de 1450)

Cuadro N° 1. Impactos del fenómeno El Niño 1997-1998 sobre la infraestructura de transporte terrestre (INE).

El Puente Franco actualmente está en etapa de culminación siendo el contratista ganador de la buena pro el consorcio Tumbes conformado por las empresas ROAYA SAC Contratistas Generales; CIPORT SA – Construcciones civiles y Portuarias; REYNA CSAC Contratistas Generales la obra se encuentra ubicada en el Km 0+246.33 de la Carretera Corrales – Pampas de Hospital uniendo las

rutas departamentales 117 y 106; Pertenece al Distrito de Pampas de Hospital, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes.



Foto N° 2 Construcción del Pilar N°3 Puente Franco – Tumbes 2007

1.2 Características del Proyecto

El Proyecto actual contempla la construcción cuatro nuevos tramos de 40.55 m de luz cada uno entre ejes de Pilares, de sección mixta con vigas de acero de sección tipo I (Plate Girder) y Losa de concreto, que sumados a los dos tramos existentes de longitud 40.30 m. y 40.85 m. hacen una longitud total de 243.35 m de puente entre ejes de estribos.

Las características de la superestructura del nuevo proyecto son similares a las del existente para conservar la armonía y estética de la estructura. Se ha previsto que los Pilares de la subestructura sean del tipo pórtico con columnas circulares para mantener la uniformidad en el diseño de estas.

Se han considerado trabajos de demolición y acondicionamiento del estribo derecho existente del diseño puente Franco 1995 para transformarlo en pilar, y el reforzamiento de la cimentación existente para proporcionarle estabilidad y

prevenir cualquier asentamiento debido a fenómenos erosivos por incremento de caudales y/o avenidas máximas.

El proyecto considera ejecutar el reforzamiento de la cimentación de los pilares existentes, por lo cual se ha previsto la ejecución de dos pruebas de carga, una para la verificación de la capacidad de carga de la cimentación y otra para la superestructura existente con el fin de verificar el comportamiento de esta y la respuesta de la cimentación reforzada. Se ha considerado como sobrecarga de diseño HL93.

1.2.1 Descripción del Puente:

A continuación se mencionarán las principales características del Puente Franco:

SUPERESTRUCTURA	
Longitud:	40.30 + 40.85 + 40.825 + 40.55+40.55 + 40.275 = 243.35 m
Número de tramos:	Número de tramos: 6 (2 existentes y 4 nuevos)
Sistema estructural:	Sistema Estructural: Vigas simplemente apoyadas.
Tablero:	Cuatro Vigas de acero A36 tipo Plate Girder trabajando como sección compuesta con una losa de concreto de espesor constante.
Ancho total :	8.80 m
Ancho de vía:	7.20 m (Doble Vía)
Veredas:	2 de 0.80 m = 1.60 m
<u>Materiales:</u>	
Vigas :	Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250$ MPa.
Diafragmas y otros acero:	Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250$ MPa.
Soldadura de vigas :	Electrodos AWS E7018.
Losa del tablero	Concreto $f'c = 28$ MPa
Veredas :	Concreto $f'c = 28$ MPa
Acero de refuerzo:	$F_y = 420$ MPa

Cuadro N° 2. Descripción del Puente Franco 2007- Superestructura

SUBESTRUCTURA	
Estribo izquierdo:	Estribo existente tipo muro, cimentado sobre un cajón de cimentación. No se ha previsto trabajos en este debido a su buena condición de conservación.
Pilar N° 1:	Pilar existente, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.60 m de diámetro y una viga cabezal de sección 1.90x1.15. En este se ha previsto el reforzamiento de la cimentación, adicionando cuatro pilotes excavados para dotarlo de mayor estabilidad ante fenómenos erosivos.
Pilar N° 2:	Antes estribo derecho, acondicionado para poder dar continuidad a la superestructura. Se ha previsto modificarlo como un pórtico con columnas circulares de 1.60 m de diámetro y una viga cabezal de 1.90x1.15.
Pilares N° 3, 4 y 5:	Pilares nuevos tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.30 m de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1.60x1.00.
Estribo derecho:	Estructura nueva, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.30 m de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1.60x1.00. Para la contención del material de relleno se le ha colocado un macizo con muros laterales. Se ha previsto su trabajo como Pilar en caso de avenidas extraordinarias.
Materiales:	
Pilares:	Concreto $f'c = 28 \text{ MPa}$
Estribos:	Concreto $f'c = 28 \text{ MPa}$
Losa de aproximación:	Concreto $f'c = 21 \text{ MPa}$ Acero de refuerzo $f'y = 420 \text{ Mpa}$

Cuadro N° 3. Descripción del Puente Franco 2007- Subestructura

Pilar	Fuerzas (Ton)				Estado Limite $n= 0.95$
	DC	DW	LL	$1.25DC+1.5DW+1.75LL$	
1	182.11	18.66	82.73	400.41	380.38 ton
2	168.52	18.79	82.81	383.75	364.56 ton
3	168.22	18.72	82.72	383.12	363.96 ton
4	168.21	18.65	82.38	382.40	363.28 ton
5	167.76	18.59	82.27	381.56	362.48 ton
6	102.03	9.26	59.08	244.82	232.58 ton

Cuadro N° 4. Descripción de la capacidad de carga en servicio

CIMENTACION	
Descripción general:	Pilotes excavados o columnas de cimentación de concreto reforzado (Drilled Shaft) de 1.0 m de diámetro de sección.
Pilar N° 1:	24 pilotes de 355 mm de diámetro de fuste y L=9.0 m (existentes) y 4 pilotes excavados de 1000 mm de diámetro y L=18.0 m de longitud (nuevos) para el reforzamiento de la cimentación.
Pilar N° 2:	33 pilotes de 355 mm de diámetro de fuste y L=9.0 m (existentes) y 4 pilotes excavados de 1000 mm de diámetro y L=18.0 m de longitud (nuevos) para el reforzamiento de la cimentación.
Pilares N° 3, 4 y 5:	6 pilotes excavados por cada Pilar de 1000 mm de diámetro de fuste y L=18.0 m de profundidad.
Estribo derecho:	6 pilotes excavados de 1000 mm de diámetro de fuste y L=18.0 m de profundidad.
Materiales:	Concreto $f'_c = 28 \text{ MPa}$ Acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ Mpa}$

Cuadro N° 5. Descripción del Puente Franco Diseño - Cimentación

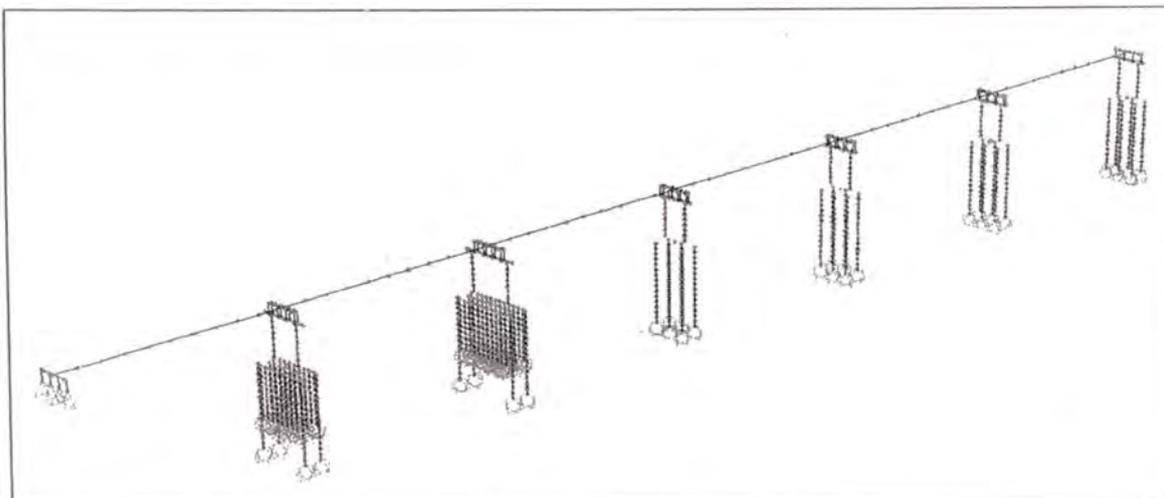


Figura N°1. Esquema de la cimentación proyectada.

1.3 Ubicación

El Puente Franco se ubica sobre el río Tumbes, en las inmediaciones de las localidades de Francos (Vertiente izquierda) y Pampas de Hospital (Vertiente derecha), en el distrito de Pampas de Hospital, provincia de Tumbes, departamento de Tumbes, en el extremo septentrional del país. Su ubicación geográfica se encuentra definida en términos de las coordenadas UTM: 561 289 E y 9 592 286 N, a una altitud de 30 m.s.n.m.

El acceso se realiza de acuerdo al itinerario de rutas mostrado en el cuadro N°6.

CARRETERA	TRAMO	TIPO	DISTANCIA aprox.(km)
Tumbes – Cabuyal	Tumbes - Pampas de Hospital	Asfaltada	15.2
Pampas de Hospital - Puente	Pampas de Hospital - Puente Franco	Trocha carrozable	1.2
TOTAL RECORRIDO (TUMBES - PUENTE FRANCO)			16.4

Cuadro N° 6. Itinerario de acceso al Puente Franco

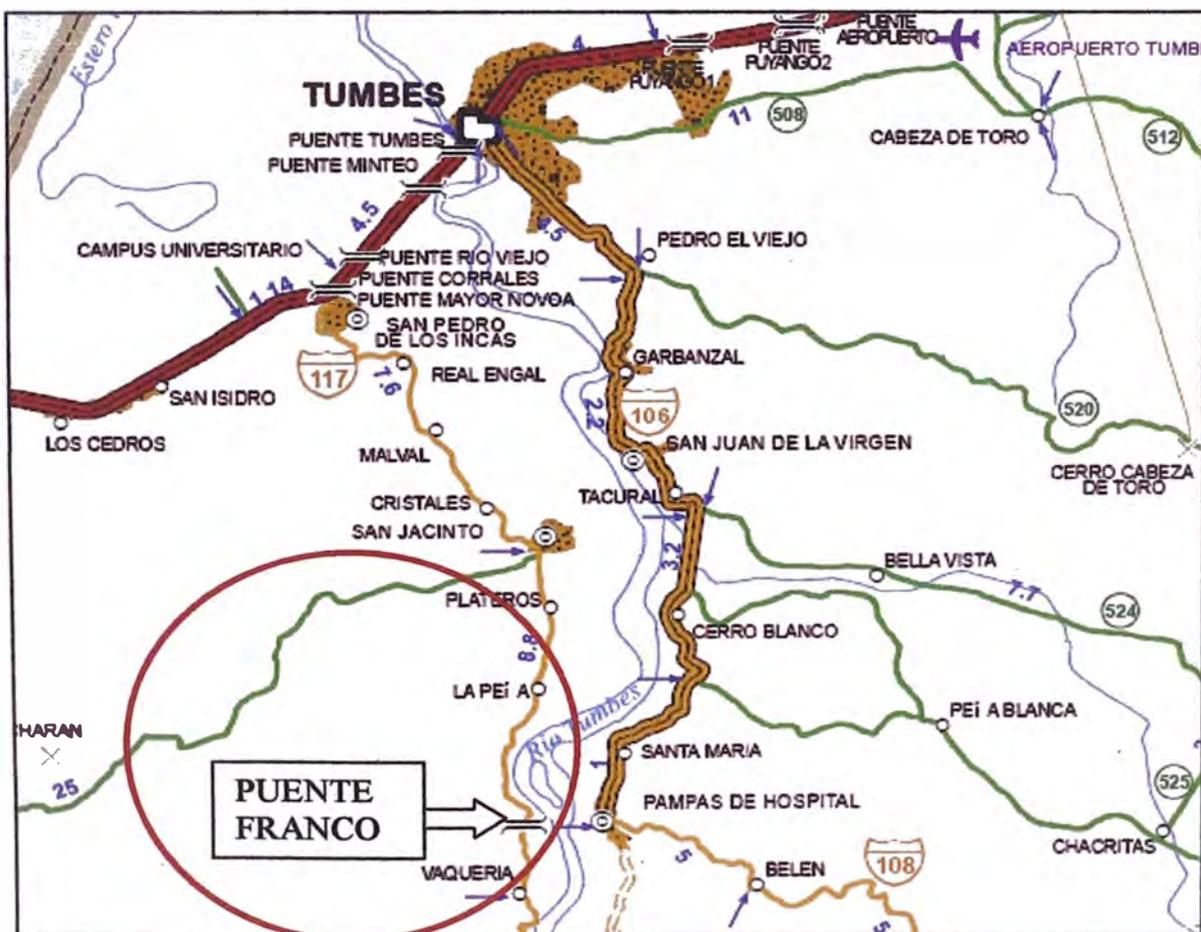


Figura N°2. Ubicación del Puente Franco

1.3.1 Clima

La provincia de Tumbes se caracteriza por tener climas diferenciados desde el norte hacia el sur, generando zonas áridas y semiáridas, zonas sub húmedas y formas especiales de vida.

Tratándose de una región costera y relativamente cercana al trópico, presenta un clima transicional entre las regiones calurosas y desérticas de la costa peruana y las regiones tropicales y húmedas que se desarrollan hacia el norte, en el verano alcanza temperaturas máximas que pueden situarse normalmente sobre los 30°C (diciembre-mayo) y temperaturas no menores de 19°C durante el invierno (junio-noviembre).

En consecuencia, el área del proyecto se caracteriza por ser calurosa durante todo el año, con lluvias estacionales localizadas entre los meses de enero y marzo, las cuales presentan cíclicamente periodos anómalos de abundante pluviometría, evento conocido como fenómeno El Niño, el cual suele presentarse con gran intensidad, circunstancias en las que son particularmente destructivos ya que multiplican exageradamente el caudal del río Tumbes y la escorrentía regional, como ocurrió en los años 1925-26, 1982-83 y 1997-98. En estos años las precipitaciones anuales alcanzaron los 1,500 litros por metro cuadrado.

Puesto que la ocurrencia de lluvias tiene un corto periodo de recurrencia anual, la vegetación desarrollada en la zona es de tipo arbustivo - espinosa y de árboles bajos del tipo algarrobo que constituyen un bosque seco y no muy denso que en este caso en particular no constituyen obstáculo para la observación de los afloramientos geológicos, excepto en la llanura de inundación de la vertiente derecha del río Tumbes, donde se proyecta cimentar parte de la estructura del puente Franco.

CAPITULO 2.- GEOLOGIA

2.1 Geomorfología

La geología de la región circundante, está definida por una secuencia litológica sedimentaria desarrollada a lo largo de los últimos 30 millones de años en una cuenca tectónicamente activa, con periodos alternos de subsidencia y emersión que condicionaron la formación de una cuenca sedimentaria epicontinental donde prevalecieron facies deltaicas y de marismas que se intercalan con niveles tobáceos que evidencian vulcanismo cercano. Las unidades estratigráficas que definen la columna regional son descritas a continuación.

2.1.1 Rocas Cenozoicas

- **Depósitos Cuaternarios:** Están constituidos por material inconsolidado predominantemente de origen aluvial emplazados a lo largo del cauce del río Tumbes y tributarios, donde conforma terrazas de grava y arena limosa; se desarrollan de manera particular en los abanicos deyectivos.
- **Formación Tumbes:** Consiste de una secuencia clástica de sedimentos pelíticos–arenosos que muestra horizontes conglomeráticos y tobáceos hacia el tope, con algunas intercalaciones de lutitas abigarradas y areniscas gruesas que gradan hacia el segmento medio a areniscas tobáceas bien clasificadas, de grano medio a grueso, poco consolidadas y de color beige. La serie descrita constituye el techo de la columna en las inmediaciones del proyecto, en áreas más distantes se la observa subyaciendo a la secuencia arenácea de la Formación Mal Pelo, mientras que en el área del proyecto sobreyace mediante discordancia erosional a la Formación Cardalitos; la edad atribuida a esta formación en base a criterios paleontológicos es Miocénica Superior.
- **Formación Cardalitos:** Está constituida por una serie areno-arcillosa que muestra, del tope al piso: bancos de arena arcillosa, lodolitas marrones y capas de arcilla plumiza con horizontes que gradan hacia el segmento medio a argilitas de color gris claro, beige, marrón rojizo y gris - verdoso hospedando lentes pequeños de arenas gruesas, inconsolidadas y conglomerados finos bien clasificados que se intercalan con capas

delgadas de arenas gruesas silíceas; hacia el piso se reportan arenas relativamente duras en capas delgadas intercaladas con arcillas arenosas y conglomerados.

- **Formación Zorritos:** Consiste de una secuencia lutácea-areniscosa que aflora hacia los sectores NE y S del proyecto y muestra, del tope al piso: Horizontes de areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, intercaladas con horizontes de lutitas bentoníticas y carbonosas con pirita diseminada, que varían hacia el segmento intermedio a pisos de areniscas finas interestratificadas con conglomerados finos, lutitas y capas de carbón piritoso, observándose en la parte basal lutitas abigarradas, carbonosas, con lentes de areniscas cuarzosas.
- **Formación Heath:** Constituye el piso de la columna geológica regional y aflora hacia el sector Sur del proyecto, consta del techo al piso, de una secuencia de lutitas arcillosas marrones con abundante contenido de yeso que se intercalan en el segmento intermedio con niveles de areniscas cuarzosas gruesas con matriz arcillosa, las cuales pasan, hacia el piso de la unidad, a una serie de lutitas grises que contienen nódulos calcáreos. En las áreas periféricas al proyecto, se observa a la Formación Heat sobreyaciendo a la Formación Máncora; en base a criterios paleontológicos, se le atribuye una edad correspondiente al Mioceno Inferior - Oligoceno Superior.

2.1.2 Rocas Paleozoicas

El nivel de basamento que soporta la pila sedimentaria, está conformado por una secuencia de rocas sedimentarias cuyas características litológicas así como su respectiva diferenciación geocronológica, no ha sido abordada por la carta geológica nacional, en la cual se ha graficado la región, como un sector indiferenciado donde diversos autores reportan rocas carboníferas y devónicas sobreyaciendo a un complejo metamórfico del paleozoico inferior a precambriano. Como se puede deducir, se trata de una región aún no estudiada pero que influye en la cuenca sedimentaria donde se emplaza el proyecto, dado que constituye la fuente que aportó los sedimentos predominantemente arenáceos, arcillosos y conglomeráticos.

COLUMNA ESTRATIGRAFICA AREA TUMBES - PUENTE FRANCO			
EDAD	NOMBRE	COLUMNA	DESCRIPCION LITOLOGICA
CUATERNARIO			Material Inconsolidado de origen preferentemente aluvial: Cantos, Gravas, Arena y Limo.
	FORMACION TUMBES		Lutitas abigarradas con capas de arena gruesa y conglomerados.
TERCIARIO	FORMACION CARDALITOS		Lodolitas, capas de arcilla con lentes y estratos de arena gruesa y conglomerados finos.
	FORMACION ZORRITOS		Areniscas cuarzosas con lutitas bentoníticas y carbonosas con piritita.
	FORMACION HEATH		Lutitas arcillosas, yesíferas con areniscas cuarzosas y lutitas nodulares.
PALEOZOICO	INDIVISO		Complejo de sedimentos devónicos-carboníferos no diferenciados que sobreyacen a metamorfitas esquistosas y gnéisicas y se encuentran intruidos por granitoides antiguos y granitos pegmatíticos.

Figura N° 3. Columna geológica estratigráfica del área de Tumbes.

2.2 Estratigrafía

El área circundante al proyecto no es prolífica en afloramientos geológicos, debido al enmascaramiento parcial de la vegetación, que se extiende incluso a lo ancho de la ribera de la margen derecha la cual constituye una amplia llanura de inundación de aproximadamente 1 Km de ancho y fundamentalmente a que los pisos sedimentarios de la región consisten generalmente de horizontes no litificados, básicamente paquetes de arcillas con diferente grado de preconsolidación y capas de arenas gruesas y conglomerados finos, material muy susceptible de ser afectado por los procesos de intemperismo físico, que en la región ha logrado muy eficientemente suavizar la topografía. Básicamente los afloramientos geológicos identificados en la zona, se emplazan en la margen izquierda del río Tumbes, confinando el curso de agua por el lado Sur y consisten de paquetes sedimentarios sub-horizontales expuestos mediante taludes formados por cortes de carretera y a lo largo de la ribera del río, mediante una escarpa de falla parcialmente erosionada.

La unidad estratigráfica aflorante corresponde a los niveles medios de la Formación Cardalitos cuyos horizontes se depositaron en la cuenca sedimentaria terciaria entre 10.5 y 14 millones de años, durante el Mioceno.

a) Estratigrafía de la Margen Derecha del Río Tumbes

El espejo de agua del río Tumbes, a la altura del proyecto, tiene un ancho aproximado de 100 m, discurre con dirección S-N y se encuentra temporalmente confinado entre los taludes de la margen izquierda y una extensa playa aluvial que se extiende por la margen derecha, aproximadamente 1 km hacia el este y que constituye una llanura de inundación durante las épocas de avenida, sobre dicha playa se proyecta la cimentación del tramo del puente Franco a reconstruir. La margen derecha, constituye una superficie topográfica llana, apenas elevada por encima del nivel de la superficie del río, por consiguiente, en dicha área se localiza el nivel freático muy cerca de la superficie. El material en este sector corresponde muy típicamente a los depósitos de playas aluviales, mostrando una cobertura de aproximadamente 1.5 m de arena mal graduada y arena limosa, la cual sobreyace a una serie de depósitos alternos de grava, arenas mal graduadas, bolonería y limos de baja plasticidad que profundizan por debajo de los 26 m. Por debajo del colchón aluvial, cuya profundidad no ha sido sondeada, se estima que el subsuelo consiste de una alternancia de capas de arcilla preconsolidada de entre 1 y 4 m de potencia, con niveles más delgados de arenas gruesas y conglomerados finos bien clasificados.

b) Estratigrafía de la Margen Izquierda del Río Tumbes

Los afloramientos de la margen izquierda del río Tumbes corresponden a la serie sedimentaria de la formación Cardalitos, en el sector del puente Franco consiste de una secuencia de material inconsolidado constituido por un nivel superior de lodolitas, seguido hacia la base por una intercalación de arcillas preconsolidadas, arcillas tobáceas - arenosas, limos, arenas gruesas y lentes conglomeráticos finos, bien clasificados. Las capas de arena tienen una composición cuarzo-feldespática y presentan estratificación cruzada e impregnaciones limoníticas por lixiviación de hidróxido ferroso, mientras que los niveles y lentes conglomeráticos depositados en paleocanales, presentan una geometría redondeada obloide, muy típica de los guijarros trabajados por acción fluvial, observándose cantos de traquiandesitas y de intrusivos dioríticos con pirita finamente diseminada.

2.3 Geodinámica Externa

El concepto involucra a todos los fenómenos de transformación física y química que operan en la parte superior o externa de la corteza terrestre modificando de manera ininterrumpida su morfología y estructura, de tal manera que el paisaje de la región adquiere un carácter cambiante, en permanente evolución; constituyen por tanto un conjunto de fenómenos exógenos susceptibles de ser observados. Los procesos de geodinámica externa que eventualmente pueden incidir sobre el proyecto, básicamente se relacionan con fenómenos hidrológicos y sus implicancias son tratadas a continuación.

a) Flujos Hídricos

Constituyen todos los procesos de geodinámica que implican enérgico arrastre de materiales sólidos por acción del agua, la zona experimenta un periodo anual de incremento del índice pluviométrico y por consiguiente del nivel de escorrentía superficial, adicionalmente a este ciclo normal, se observan periodos de incremento anómalo en la pluviometría del área constituyendo fenómenos cíclicos de efectos catastróficos, conocidos como fenómeno de El Niño.

En tales circunstancias se acentúan los desequilibrios naturales y subsecuentemente se generan condiciones que tienden a restituirlos, buscando una topografía más estable en concordancia con un nuevo perfil de equilibrio.

La consecuencia directa de tal dinámica se traduce en un incremento en la velocidad de erosión del suelo, sin embargo, las implicancias para el proyecto se direccionan a través de la capacidad erosiva del volumen de agua que arrastra el río Tumbes, sobre todo durante los periodos anómalos.

b) Efectos Erosivos del Río Tumbes

La acción erosiva del río Tumbes se evidencia a través del impacto directo de sus aguas sobre el estribo izquierdo, en el desborde de sus aguas a través de la llanura de inundación de la ribera derecha y en la intensidad y nivel de socavación de los cimientos del Puente Franco.

El impacto erosivo sobre el estribo izquierdo del Puente Franco y de la ribera del mismo lado del río Tumbes, se encuentra minimizado y adecuadamente controlado mediante un muro de protección de concreto armado construido en torno al estribo del puente y mediante una batería de gaviones disipadores de energía emplazados aguas abajo del Puente Franco que brindan protección

los periodos de avenidas que podemos considerar como normales. El efecto erosivo sobre la ribera opuesta adquiere una connotación distinta puesto que se trata de una playa de topografía relativamente llana, que alcanza en sus puntos más elevados apenas 2 metros por encima del nivel de aguas actual, por tanto, se trata de un área inundable durante los periodos de creciente máxima y puesto que en este sector dicha llanura alcanza un ancho que bordea el kilómetro, se generan condiciones para que el cauce del río Tumbes migre constantemente; a continuación la figura mostrada, generada a partir de fotografías aéreas tomadas en 1962 y de la cartografía actual nos grafica en forma comparativa la migración lateral en más de 600 metros del curso principal del río Tumbes en los últimos 43 años, tal fenómeno que sin duda alguna se repetirá en un futuro próximo incidirá sobre la plataforma de acceso al puente Franco que se proyecta construir a manera de un terraplén de aproximadamente 1.2 Km transversalmente al área inundable; en tales circunstancias dicho acceso se comportará como un dique el cual a pesar de que se deberá proteger adecuadamente, no soportará la descarga hidráulica máxima esperada, por tanto, esta construcción deberá considerarse como un elemento fusible del proyecto.

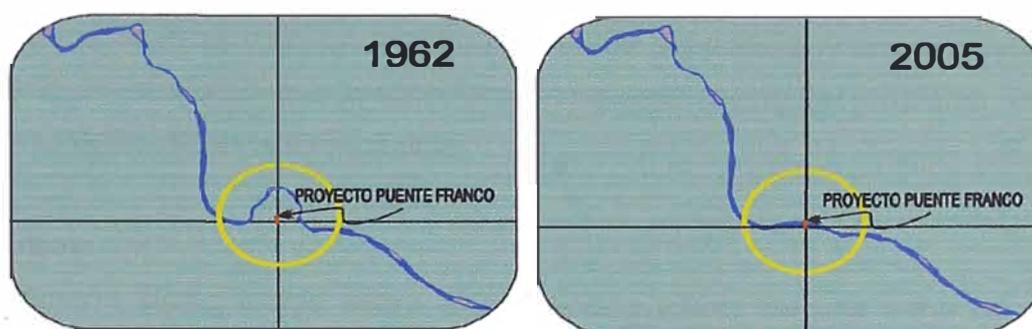


Figura N° 4. Migración del cauce del Rio Tumbes



Foto N° 3. Llanura de Inundación del Rio Tumbes Puente Franco

Respecto al nivel de socavación, el correspondiente estudio hidráulico reporta un valor máximo esperado de 9.1 m, cifra significativa y concordante con los grandes volúmenes de descarga esperados durante los ciclos anómalos.

2.4 Geodinámica Interna

Esta se refiere a los procesos endógenos originados en los niveles estructurales internos de la Tierra y que no dependen de la interacción de los fenómenos atmosféricos; tales procesos en la zona del proyecto se restringen a los de naturaleza tectónica y consisten básicamente de eventuales movimientos relacionados con la reactivación de estructuras preexistentes y manifestaciones sísmicas.

a) Reactivación de la Dinámica Estructural

La evidencia de procesos neotectónicos en el área circundante al proyecto sugiere un rango de probabilidad de reactivación estructural la cual constituye un fenómeno impredecible puesto que su ocurrencia involucra demasiadas variables al punto que puede considerarse como un fenómeno aleatorio, eventualmente, mediando un estudio estructural específico, podría ensayarse un estimado probabilístico que proporcione una cuantificación del problema, aunque siempre dentro de un valor probable.

b) Sismos

El fenómeno sísmico incide sobre el proyecto a través de una serie de ondas subsecuentes a un foco sísmico que se desplazan en todas direcciones hasta alcanzar el suelo localizado debajo de las estructuras, al pasar por los cuales, sufren una amplificación que depende del tipo de suelo y que tienen el efecto de generar fuerzas inerciales de una magnitud tal que si la estructura no es capaz de transmitirlos, sufrirá daños o incluso colapsará. Un sismo puede ser dimensionado en términos cualitativos mediante la medida de su intensidad que registra sus efectos en términos del grado de destrucción asociado y, en términos cuantitativos mediante la medida de su magnitud que registra la energía liberada, la cual varía en forma exponencial.

En la región de Tumbes se verifica la ocurrencia de dos tipos de sismicidad, discriminada en función de las profundidades focales:

- Sismos de Foco Superficial: 0-60 Km de profundidad.
- Sismos de Foco Intermedio: 60-300 Km de profundidad.

Desde la perspectiva de la respuesta sísmica, el sustrato y el suelo observado en los puntos de cimentación de los respectivos estribos, según lo reportado en los ensayos de SPT consignados por la OAT-MTC, corresponden a un perfil de suelo del tipo II.

Perfil Tipo	Características	T _p (seg)	S
II	Suelo no cohesivo, arena y grava	0.6	1.2

Cuadro N° 7. Periodo de vibración T_p y factor de amplificación de Suelo S

El coeficiente de respuesta sísmica está referido a la ampliación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, para el "n-ésimo modo de vibración y se define mediante la siguiente expresión:

$$C_{sn} = 1.2 (ZS/T_p^{2/3})$$

Perfil Tipo	Z	T _p (seg)	S	C _{sn}
II	0.4	0.6	1.2	0.80

Cuadro N° 8. Coeficiente de respuesta sísmica elástica (C_{sn})

CAPITULO 3.- GEOTECNIA

3.1 Prospecciones Geotécnicas

Las prospecciones geotécnicas son exploraciones de campo las cuales tienen como objetivos establecer las características geotécnicas del subsuelo, es decir la estratigrafía y la identificación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo con la finalidad de obtener los parámetros necesarios para determinar la mejor alternativa de cimentación estable para las estructuras a proyectar, la cantidad de exploraciones de campo es determinada en base a la envergadura del proyecto, para el caso de puentes esta en términos de la longitud y las condiciones del suelo, dichos sondajes deben comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos. Las prospecciones se pueden realizar de diferentes formas entre las principales tenemos:

- Pozos a cielo abierto (calicatas)
- Exploración con barra posteadora.
- Ensayo de penetración estándar.
- Penetrometro estático y dinámico.
- Exploración en roca (métodos rotativos)
- Exploración Geofísica.

Las exploraciones realizadas para el proyecto fueron planificadas según la metodología de estudio geotécnico que tiene generalmente las siguientes etapas:

- a) Recopilación de Información.- Comprende la recopilación de información de proyectos ubicados a los alrededores del proyecto actuales y de años anteriores.
- b) Reconocimiento Geológico.- Comprende la Interpretación del origen y la formación de suelos evaluación geología y posibles condiciones del subsuelo.
- c) Planificación de la exploración y muestreo.- Permite planificar y cuantificar el número de sondajes y optimizar el muestreo.
- d) Ejecución y de la exploración y muestreo.- Ejecución del sondaje y obtención de muestras inalteradas y disturbadas.

- e) Ejecución de ensayos de laboratorio.- Esta etapa comprende la obtención de los parámetros de los materiales.
- f) Interpretación de la investigación geotécnica.- Evaluación de los datos de campo y laboratorio.
- g) Análisis y diseño geotécnico.- Utilización de los parámetros encontrados para el diseño de la cimentación.

Todo estudio geotécnico según indica el manual de diseño de puentes del año 2003 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones deberá comprender las siguientes características:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentaciones adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y tipo de suelo se podrá realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionados.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

3.2 Sondajes

Los sondajes son métodos de exploración de las características de los subsuelos se realizan generalmente ejecutando excavaciones manuales o mediante dispositivos normalizados, con la finalidad de obtener información útil para seleccionar el tipo y profundidad de cimentación evaluar la carga de la cimentación y la estimación de posibles asentamientos en las estructuras entre otros; para las recolecciones de muestras la cantidad y profundidad de sondajes deberá tomar en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto. En el caso de puentes hasta 100 m., se preverá como mínimo sondaje de exploración por cada

componente, sea este estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. Dependiendo de las características del proyecto y del tipo de terreno este mínimo podrá reducirse a un solo sondaje complementado por ensayos de refracción sísmica. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de las condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

Para la profundidad de las exploraciones y sondajes se debe considerar un pre dimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo, siempre y cuando las condiciones locales del subsuelo lo requieren, se requerirá extender la profundidad de los sondajes por debajo del nivel de cimentación, de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas ó 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondajes de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

3.3 Ensayos de Campo

Los ensayos de campo son realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que son realizados en función de la longitud del puente, número de pilares y longitud de acceso. Los métodos de ensayo realizados en campo deben ser claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos; para este caso podemos utilizar como referencia los ensayos normalizados del MTC Manual de Ensayo de Materiales EM-2000, pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en suelos

- Ensayo de penetración estándar (SPT).
- Ensayo de cono estático (CPT).
- Ensayo de veleta de campo.
- Ensayo de Presurometría.
- Ensayo de placa estático.
- Ensayo de permeabilidad.
- Ensayo de refracción sísmica.

b) Ensayos en rocas

- Ensayo de compresión uniaxial de roca débil.
- Determinación de la resistencia al corte directo, en disminución de roca.
- Ensayo de carga en placa flexible.
- Ensayo de carga en placa rígida.
- Ensayo con método de fracturamiento hidráulico.

3.4 Ensayos de Laboratorio

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben ser claramente referidos a normas técnicas especializadas de la misma manera de los ensayos de campo podemos utilizar los ensayos normalizados del MTC Manual de Ensayo de Materiales EM-2000. Se pueden considerar los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en suelos

- Contenido de humedad.
- Gravedad específica.
- Distribución granulométrica.
- Determinación del límite líquido y límite plástico.
- Ensayo de corte directo.
- Ensayo de compresión no-confinada.
- Ensayo triaxial no consolidado – no drenado
- Ensayo triaxial consolidado – no drenado.
- Ensayo de consolidación.
- Ensayo de permeabilidad.
- Ensayo proctor modificado y CBR.

b) Ensayos en rocas

- Determinación del módulo elástico.
- Ensayo de compresión triaxial.
- Ensayo de compresión no confinada.
- Ensayo de resistencia a la rotura.

3.5 Información Geotécnica del Proyecto

Para la ejecución del proyecto se realizaron tres sondajes el año 2000 los cuales fueron ejecutados por la oficina de control de calidad (OAT) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), los cuales estuvieron ubicados en las siguientes progresivas (referencia eje del estribo izquierdo Km 0+246.33):

- Sondaje N°01 (P-1): Progresiva 0+343.15 Ubicado a 15m. del segundo pilar.
- Sondaje N°02 (P-2): Progresiva 0+383.15 Ubicado a 55m. del segundo pilar.
- Sondaje N°03 (P-3): Progresiva 0+433.15 Ubicado a 110m. del segundo pilar

Estos sondajes constaron en pruebas de campo mediante ensayos de Penetración Estándar STP de profundidades de 22.5m, 26.5m, y 24m respectivamente de los cuales se obtuvieron las muestras respectivas para su análisis en laboratorio de sus propiedades físicas y mecánicas, las cuales se aprecian en el cuadro adjunto.

Adicionalmente se ha recopilado información de perforaciones realizadas por la Universidad de Piura el año 1995, quienes realizaron prospecciones, una cerca al estribo izquierdo de 20 m de profundidad (S-2) y el otro cerca al estribo derecho de 19.45 m de profundidad (S-1) ambos del proyecto Puente Franco 1995 (80m). En el sondaje (S-2) se realizaron ensayos de Penetración Estándar SPT a cada metro de profundidad, en el sondaje (S-1) no se pudo realizar ensayos de penetración estándar debido a que el subsuelo estaba constituido por una grava arenosa que dificultaba la prospección, por lo cual se determino un perfil estratigráfico hasta 8.0 m de profundidad y a partir de esta profundidad se realizaron ensayos de penetración dinámica en forma continua, utilizando el cono de Peck.

A continuación se aprecia un grafico donde se aprecia las ubicaciones de los sondajes ejecutados por la Universidad de Piura y por la Oficina de Apoyo Tecnológico del MTC.

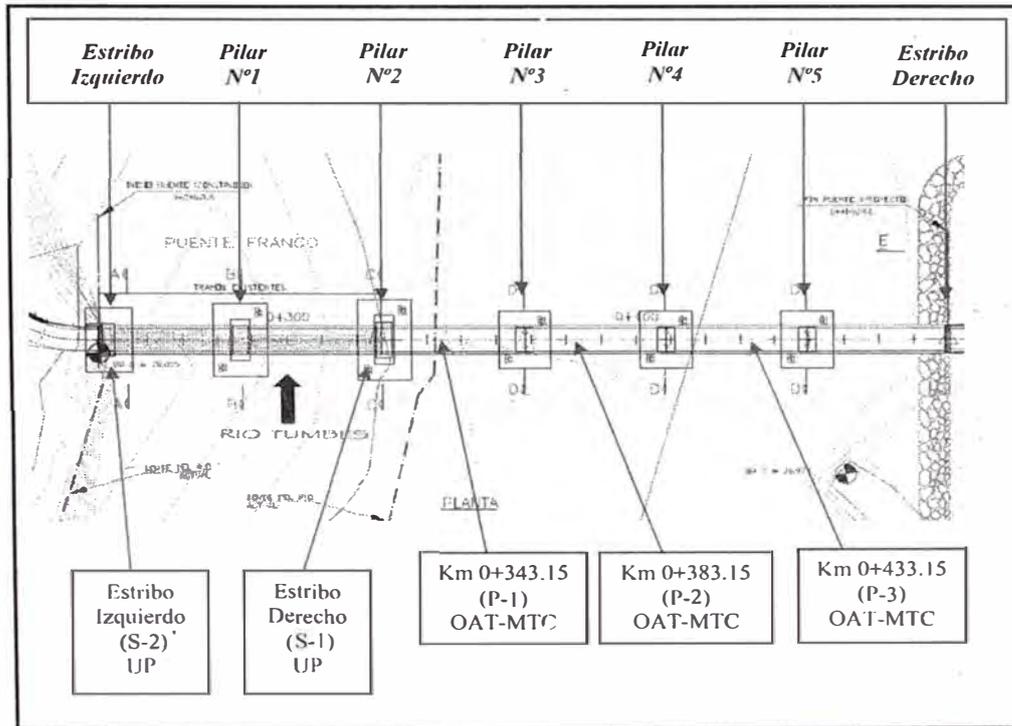


Figura N° 5. Ubicación de prospecciones geotécnicas.

La información de campo obtenida de las prospecciones geotécnicas realizadas por el OAT es presentada a continuación:

PROSPECCION		N°01	KM 0+343.15	MTC			
PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	$\gamma_{(suelo)}$ Tn/m ³	IP (%)	N(campo)	Angulo (°)	
0.00	1.50	SP-SC	1.44	6.00			
1.50	3.00	*1			9	32°	
3.00	5.00	*2			18	33°	
5.00	6.00	SP-SM	1.32	NP	33	34°	
6.00	7.50	*1			23	33°	
7.50	9.00	SP-SM	1.36	NP	21	32°	
9.00	10.50	1.50			25	33°	
10.50	12.00	SP	1.42	NP	32	33°	
12.00	15.00	SP-SM	1.60	NP	36	33°	
15.00	22.50	*1					

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.

*2 La barra partida no recupera muestra.

Cuadro N° 9. Prospección N°01 OAT-MTC (2000)

PROSPECCION							Nº02	KM 0+383.15	MTC
PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	$\gamma_{(suelo)}$ Tn/m ³	IP (%)	N(campo)	Angulo (Ø)		
0.00	1.50	1.50	SP-SM	1.24	NP	-			
1.50	3.00	1.50	GW	1.50	NP	50	37°		
3.00	4.50	1.50	*1			22	33°		
4.50	7.00	2.50	*1			44	35°		
7.00	9.00	2.00	SP-SM	1.41	NP	25	33°		
9.00	11.00	2.00	SP-SM	1.35	NP	42	34°		
11.00	13.50	2.50	ML	1.52	NP				
13.50	15.00	1.50	*1			>100			
15.00	16.50	1.50	SP-SM	1.32	NP	42	33°		
16.50	18.00	1.50	SW-SM	1.52	NP	61	34°		
18.00	21.00	3.00	SM	1.38	NP	73	35°		
21.00	24.00	3.00	SM	1.37	NP	61	34°		
24.00	26.50	2.50	ML	1.32	NP	69	34°		

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.

Cuadro Nº 10. Prospección Nº02 OAT-MTC (2000)

PROSPECCION							Nº03	KM 0+433.15	MTC
PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	$\gamma_{(suelo)}$ Tn/m ³	IP (%)	N(campo)	Angulo (Ø)		
0.00	1.50	1.50	SP-SM	1.38	NP	-			
1.50	7.50	6.00	*1						
7.50	9.00	1.50	GP-GM	1.56	NP	62	39°		
9.00	10.50	1.50	SM	1.28	3	75	37°		
10.50	12.00	1.50	SP-SM	1.59	NP	75	36°		
12.00	15.00	3.00	SW-SM	1.47	NP	66	35°		
15.00	18.00	3.00	ML	1.47	NP	80	35°		
18.00	21.00	3.00	SM	1.34	NP				
21.00	24.00	3.00	SM	1.58	NP				

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.

Cuadro Nº 11. Prospección Nº03 OAT-MTC (2000)

La información de campo obtenida de las prospecciones geotécnicas (valores N) es presentada a continuación:

PROSPECCION		S-1		N.F = 1.8 m		
PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	$\gamma_{(suelo)}$ Tn/m ³	IP (%)	N(campo)
0.00	1.50	1.50	SM		4.85	8
1.50	8.00	6.50	GP-GM			

Cuadro N° 12a. Prospección S-1 (SPT) Universidad de Piura (1995)

PROSPECCION		S-1	
PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N(campo) cono de Peck
8.00	8.30	0.30	19
8.30	8.60	0.30	20
8.60	8.90	0.30	21
8.90	9.20	0.30	16
9.20	9.50	0.30	16
9.50	9.80	0.30	25
9.80	10.10	0.30	60
10.10	10.40	0.30	60
10.40	10.70	0.30	25
10.70	11.00	0.30	12
11.00	11.30	0.30	18
11.30	11.60	0.30	21
11.60	11.90	0.30	25
11.90	12.20	0.30	28
12.20	12.50	0.30	29
12.50	12.80	0.30	36
12.80	13.10	0.30	43
13.10	13.40	0.30	53
13.40	13.70	0.30	93
13.70	14.00	0.30	94
14.00	14.30	0.30	90
14.30	14.60	0.30	97
14.60	14.90	0.30	158
14.90	15.20	0.30	110
15.20	15.50	0.30	79
15.50	15.80	0.30	80
15.80	16.10	0.30	90
16.10	16.40	0.30	110
16.40	16.70	0.30	143
16.70	17.00	0.30	180
17.00	17.30	0.30	206
17.30	17.60	0.30	209
17.60	17.90	0.30	213
17.90	18.20	0.30	220
18.20	18.50	0.30	215
18.50	18.80	0.30	226
18.80	19.10	0.30	231
19.10	19.40	0.30	229
19.40	19.70	0.30	242
19.70	20.00	0.30	288

Cuadro N° 12b. Prospección S-1 (Cono Peck) Universidad de Piura (1995)

PROSPECCION S-2				PROSPECCION S-2			
PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	N (campo)	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	SUELO (SUCS)	N (campo)
0.00	1.00	1.00	SM	10.00	10.15	0.15	SM
1.00	1.15	0.15	ML	10.15	10.30	0.15	SM
1.15	1.30	0.15	ML	10.30	10.45	0.15	SM
1.30	1.45	0.15	ML	11.00	11.15	0.15	SM
2.00	2.15	0.15	SM	11.15	11.30	0.15	SM
2.15	2.30	0.15	SM	11.30	11.45	0.15	SM
2.30	2.45	0.15	SM	12.00	12.15	0.15	SM
3.00	3.15	0.15	GP	12.15	12.30	0.15	SM
3.15	3.30	0.15	GP	13.00	13.15	0.15	SM
3.30	3.45	0.15	GP	13.15	13.30	0.15	SM
4.00	4.15	0.15	GP	14.00	14.15	0.15	SM
4.15	4.30	0.15	GP	14.15	14.30	0.15	SM
4.30	4.45	0.15	GP	14.30	14.45	0.15	SM
5.00	5.15	0.15	GP	15.00	15.15	0.15	SM
5.15	5.30	0.15	GP	15.15	15.30	0.15	SM
5.30	5.45	0.15	GP	15.30	15.45	0.15	SM
6.00	6.15	0.15	CL	16.00	16.15	0.15	SM
6.15	6.30	0.15	CL	16.15	16.30	0.15	SM
6.30	6.45	0.15	CL	16.30	16.45	0.15	SM
7.00	7.15	0.15	CL	17.00	17.15	0.15	SM
7.15	7.30	0.15	CL	17.15	17.30	0.15	SM
7.30	7.45	0.15	CL	17.30	17.45	0.15	SM
8.00	8.15	0.15	CL	18.00	18.15	0.15	SM
8.15	8.30	0.15	CL	18.15	18.30	0.15	SM
8.30	8.45	0.15	CL	18.30	18.45	0.15	SM
9.00	9.15	0.15	CL	19.00	19.15	0.15	SM
9.15	9.30	0.15	CL	19.15	19.30	0.15	SM
9.30	9.45	0.15	CL	19.30	19.45	0.15	SM

Cuadro Nº 13. Prospección S-2 (SPT) Universidad de Piura (1995)

CAPITULO 4.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

Concluida la etapa de exploración del subsuelo y con la información necesaria de los ensayos de campo y laboratorio se procede a realizar el perfil estratigráfico del subsuelo de la zona del proyecto el cual describirá las características y propiedades mecánicas para el análisis de la cimentación a proyectar.

4.1 Plano del Perfil estratigráfico

Para efectos de definir el tipo de cimentación se tendrán en cuenta las premisas de conferir a la estructura estabilidad, perdurabilidad y un valor admisible de deformación por asentamientos, para lo cual se debe tomar como punto de partida las características geomecánicas del suelo y del subsuelo.

Para la elaboración del perfil estratigráfico se utilizaron los sondajes ejecutados por la Universidad de Piura año 1995 y la oficina de apoyo tecnológico del MTC año 2000. Se describirá las características de los suelos encontrados en dichos sondajes.

Sondajes S-1 y S-2 (Universidad de Piura)

En resumen el perfil estratigráfico investigado por la Universidad de Piura, se aprecia un suelo formado por una arena gravosa hasta 5.45m. de profundidad, a partir de aquí y hasta 9.6m de profundidad se encontró arcilla (CL), la misma que sobreyace a un arena limosa (SM) hasta 19.45m de profundidad. Los resultados de números de golpes (N) del ensayo de penetración estándar del sondaje S-2 indican que la grava arenosa presenta una compacidad densa $N > 30$ la arcilla una compacidad muy compacta y la arena limosa una compacidad muy densa $N > 50$, respecto al sondaje S-1 realizado en el subsuelo solo se determino el perfil estratigráfico hasta 8 m de profundidad, donde se observo un material tipo arena limosa con finos ligeramente plásticos hasta una profundidad de 1.5m. y a partir de aquí y hasta 8m de profundidad un material tipo grava arenosa con finos no plásticos (GP-GM), debido a la presencia de gravas de gran tamaño impidió continuar con la prospección, se opto por continuar la perforación con el ensayo de cono Peck, este ensayo no permite la obtención de muestras, por lo tanto no se obtuvo conocimiento del tipo de suelo a mayor profundidad.

Sondajes P-1, P-2 y P-3 (Oficina Apoyo Tecnológico – MTC)

En resumen el perfil estratigráfico en el tramo investigado por la OAT-MTC (110m aprox.) y hasta la profundidad de 26.50m en los sondajes P-1, P-2 Y P-3 está conformado por suelos clasificados como: SW-SM, SP-SM, SM, ML, GP-GM y suelos gruesos (cantos y/o bolonería) con predominio de arenas limosas (SP-SM), cuyo IP indica la presencia de suelos de muy baja compresibilidad.

- Sondaje P-1

En P-1 el perfil estratigráfico está conformado por suelos gruesos (cantos, gravas y/o bolonería) que se intercalan con lentes de arenas limosas (SP-SM) principalmente. Los suelos gruesos representan mayor potencia de los 15m de profundidad con un espesor de 7.5m aproximadamente. Los valores de N en los ensayos SPT establecen que la compacidad relativa de los suelos en P-1 oscila entre 36-65%.

Se presentan los siguientes parámetros:

Material: Arena limosa, principalmente.

N (campo promedio): 30

Angulo de fricción (ϕ): 34°

Peso Específico (T_n/m^3): 1.6

- Sondaje P-2

En P-2 el perfil estratigráfico presenta características semejantes, con predominio de arenas limosas de nulo índice plástico. A partir de los 15m. de profundidad se presenta buena recuperación de la barra partida lo que indicaría la presencia de un estrato continuo verticalmente formado por arena limosas pobremente graduadas y limos (SP-SM). La presencia de suelos gruesos (cantos y/o bolonería) se limita a los niveles superiores. Los valores de N en los ensayos SPT establecen que la compacidad relativa de los suelos en P-2 oscila entre 65-85% lo que indica la presencia de suelos medianamente densos.

Se presentan los siguientes parámetros:

Material: Arena limosa, principalmente.

N (campo promedio): 49

Angulo de fricción (ϕ): 35°

Peso Específico (Tn/m³): 1.52

- Sondaje P-3

En P-3 el perfil estratigráfico presenta características semejantes al P-2, con predominio de arenas limosas de nulo índice plástico. A partir de los 15m. de profundidad se presenta buena recuperación de la barra partida lo que indicaría la presencia de un estrato continuo verticalmente formado por arena limosas pobremente graduadas y limos (SP-SM). Igualmente la presencia de suelos gruesos (cantos y/o bolonera) se limita a los niveles superiores. Los valores de N en los ensayos SPT establecen que la compacidad relativa de los suelos en P-3 oscila entre 65-85% lo que indica la presencia de suelos medianamente densos.

Se presentan los siguientes parámetros:

Material: Arena limosa, principalmente.

N (campo promedio): 72

Angulo de fricción (ϕ): 36°

Peso Específico (Tn/m³): 1.5

El valor del peso específico suelto medio por debajo de los 15m y 12m de profundidad en P-2 y P-3 establecen valores de 1.38Tn/m³ y 1.46 Tn/m³ respectivamente, por lo que puede ser razonable establecer como valor medio y/o de trabajo de 1.6TN/m³ como peso específico medio del suelo considerando el valor de N obtenido en los ensayos SPT y el valor de 35° para el ángulo de fricción interna en los niveles donde se recomienda cimentar la estructura.

Tanto la tipología de suelos como el valor de N reportado en los ensayos SPT, permiten concluir que el puente Franco se proyecta cimentar sobre un suelo y subsuelo bastante competente. Sin embargo, hay que considerar los factores climatológicos de la región referido a los grandes volúmenes comprometidos en los procesos de descarga hídrica estacionalmente anómalos producidos por el fenómeno El Niño los cuales definen una variable crítica el grado de socavación, por lo que se requerirá de una cimentación profunda que a través de pilotes transmita las cargas de la estructura por debajo del nivel de socavación máximo

esperado; la profundidad teórica ideal de los pilotes se sitúa en estratos cuya densidad relativa pueda ser correlacionada con valores de $N > 30$.

Como se puede apreciar en la figura N°5 se describe la columna estratigráfica encontrada en las prospecciones mencionadas, para efectos de identificación, las estructuras de cimentación se identifican de izquierda a derecha, como: Estribo Izquierdo, Pilar N° 1, Pilar N° 2, Pilar N° 3, Pilar N° 4, Pilar N° 5 y Estribo Derecho.

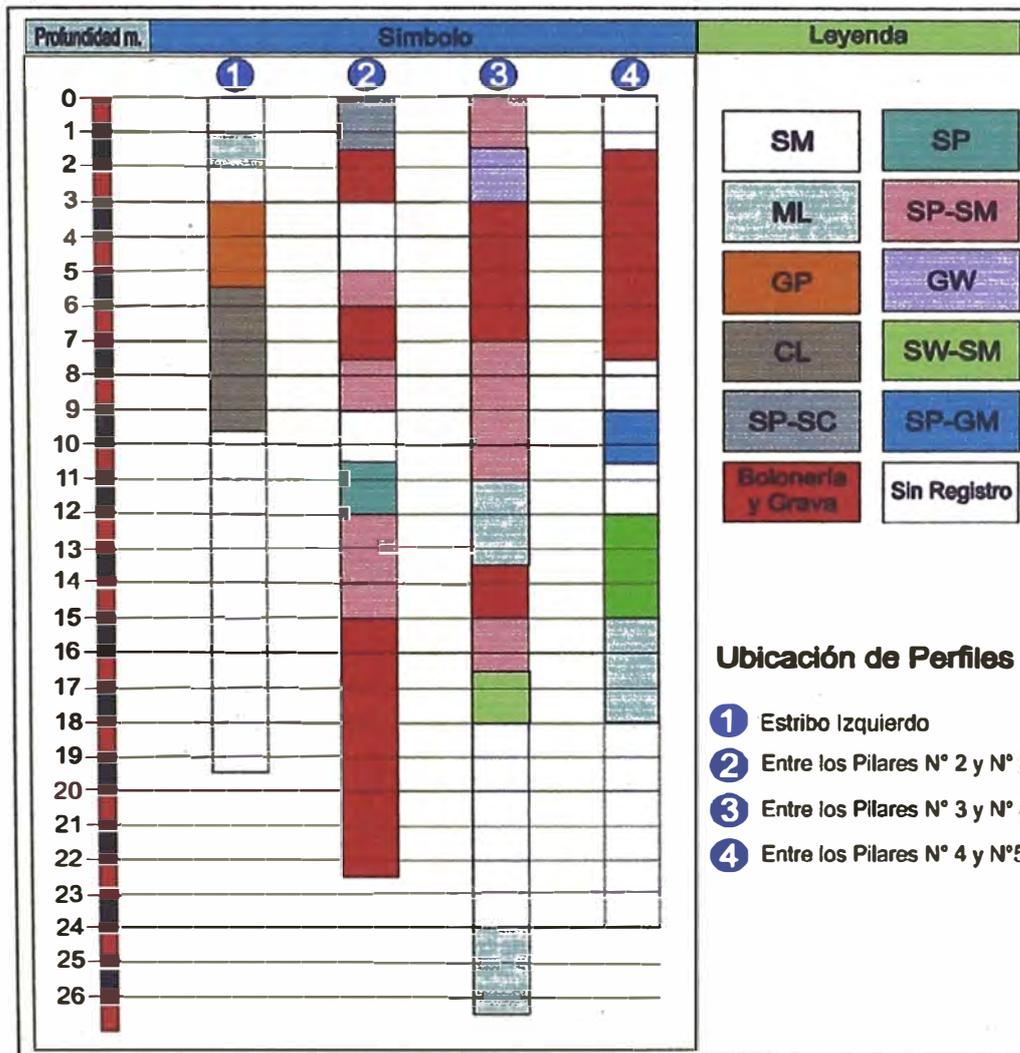


Figura N° 6. Columna estratigráfica de prospecciones geotécnicas.

4.2 Pruebas de campo

Como se menciona en el capítulo 3, las pruebas de campo se realizan para determinar los parámetros del subsuelo, a continuación se describe brevemente la prueba SPT al ser la más utilizada para estos tipos de prospecciones en nuestro medio:

Prueba de penetración estándar y valores N. (MTC E 119-2000)

La prueba de penetración estándar (ASTM D-1586) se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5Kg sobre una barra de perforación desde una altura de 76cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30cm se considera la resistencia a la penetración. El muestreador tiene las dimensiones estándar según norma. Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15cm de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45cm constituyen el valor de N. Los resultados de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades físicas importantes del suelo. Sin embargo la variación de los resultados de un caso aislado en relación a los valores relativamente conservadores dados en la tabla pueden ser muy grande, y es preferible hacer comparaciones directas con los resultados de otras pruebas apropiadas en cada caso dado. La correlación para las arcillas solo puede considerarse como una aproximación tosca, pero para las arenas, con frecuencia es lo suficientemente segura para permitir el uso de los valores N en el proyecto de las cimentaciones.

En las arenas saturadas, finas o limosas compactas o muy compactas los valores de N pueden ser anormalmente grandes, debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se forman bajo esfuerzo cortante en condiciones no drenadas. Por lo tanto en estos suelos, los resultados de las pruebas de penetración estándar deben interpretarse conservadoramente.

Además en el valor de N de los suelos sin cohesión influye en cierto grado la profundidad a la que se hace la prueba, debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobrecarga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores que las que realmente existen. Si se considera como estándar el valor de N a una profundidad correspondiente a una presión de sobrecarga efectiva de 10 ton/m² el factor de corrección C_N que hay que aplicar a los valores de campo N para las otras presiones diferentes esta dado aproximadamente por:

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma}$$

Donde: σ es la presión vertical efectiva por sobrecarga en kg/cm² a la elevación de la prueba de penetración. La ecuación es válida para $\sigma \geq 0.25$ kg/cm².

Terzaghi y Peck (1967) propusieron la siguiente relación entre la densidad relativa D_r y el número N de golpes SPT. Su utilidad actual es servir como guía muy preliminar para formarse un concepto sobre la compacidad natural in situ de los depósitos de suelos granulares sin cohesión.

Nº de golpes N	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
5 - 10	Suelta
10 - 20	Firme
21 - 30	Muy firme
31 - 50	Densa
Mayor que 50	Muy Densa

Cuadro Nº 14 Compacidad relativa de la arena

Los ensayos de penetración aplicados a suelos granulares con grava producen resultados que requieren cuidadosa interpretación. En gravas sueltas, los vacíos formados al ser desplazados los granos por la zapata para hincar el tomamuestras pueden dar lugar a números bajos de golpes. Por otro lado, si el tomamuestras empuja un grano de gran tamaño o una piedra, el número de golpes puede resultar demasiado alto.

Terzaghi y Peck (1967) han recomendado que si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y el valor registrado de N es mayor de 15, debe usarse un valor ajustado para el diseño para explicar la resistencia aumentada del exceso de la presión de los poros acumulada conforme avanza el saca muestras de cuchara partida, N' , dado por la siguiente fórmula:

$$N' = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

Esta se basa en la suposición de que la relación de vacíos crítica se presenta aproximadamente cuando $N=15$.

En la siguiente tabla se aprecia una relación aproximada entre la resistencia a la compresión confinada, q_u y el número de golpes N . Sin embargo debe tenerse cuidado con su empleo, puesto que para un valor dado de N es muy grande la dispersión de los valores correspondientes de q_u con respecto al promedio. Una correlación válida entre N y la resistencia al corte de suelos cohesivos (ϕ -c) solo

puede hacerse con carácter local, siempre que se haga un numero de ensayos suficientemente grande para permitir un análisis estadístico confiable.

Consistencia	N	Resistencia a la compresión Simple q_u Kg/cm ²	Intervalo aproximado de γ_{sat} (t/m ³)
Muy blanda	0 - 2	0 - 0.25	1.60 - 1.90
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50	
Media	4 - 8	0.50 - 1.00	1.76 - 2.07
Consistente	8 - 15	1.00 - 2.00	1.90 - 2.24
Muy consistente	15 - 30	2.00 - 4.00	
Dura	≥30	≥4.00	

Cuadro N° 15. Resistencia de los suelos cohesivos

El factor de corrección SPT está definido como la relación de resistencia media del SPT para una presión vertical efectiva dada σ_v a la resistencia media a un esfuerzo vertical estándar $(\sigma_v)_{ref}$ normalmente de 1kg/cm². En la práctica el valor de golpes corregido N_1 se obtiene usando la siguiente relación:

$$N_1 = N \times C_N$$

Donde N representa el número de golpes medidos. Los factores de corrección usualmente usados se presentan en el cuadro N°16.

Referencia	Factor de Corrección C_N	Unidad de σ_v
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma_v}$	Psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2\sigma_v} & \sigma_v \leq 1.5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma_v} & \sigma_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck Hansen, y Thournburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma_v$	tsf
Seed (1979)	Ver figura 1(b)	
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v}$	Kg/cm ²

Cuadro N° 16. Diversos factores de corrección C_N según diversos autores

Sin embargo se ha propuesto un factor de corrección simple el cual es comparable con cualquiera de las indicadas en el cuadro en mención determinado por Liao y Whitman (1986), el valor propuesto para la corrección de los valores N del ensayo SPT es:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} < 2.0$$

Para la estimación del ángulo de fricción interna del material ϕ se pueden utilizar diferentes correlaciones entre las más utilizadas podemos mencionar las siguientes:

Peck, Hansen y Thornburn (1974) $\phi = 27.1 + 0.3N_{corr} - 0.00054N_{corr}^2$

Ecuaciones equivalentes fueron determinadas por el investigador colombiano Manuel Delgado Vargas el propone las siguientes regresiones:

$$\phi = 26.81 + 0.3005N \text{ para } 5 \leq N \leq 40 \text{ y } \phi = 16.3N^{0.235} \text{ para } 40 < N < 50$$

Meyerhof (1956) expresa el ángulo ϕ en función de la densidad relativa D_r .

$$\phi = 25 + 0.15D_r$$

Hatanaka y Uchida (1996) $\phi = \sqrt{20N_{corr}} + 20$

Terzaghi, Peck y Mersi (1996) expresa el ángulo de fricción interna para arenas limosas por: $\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667N)$

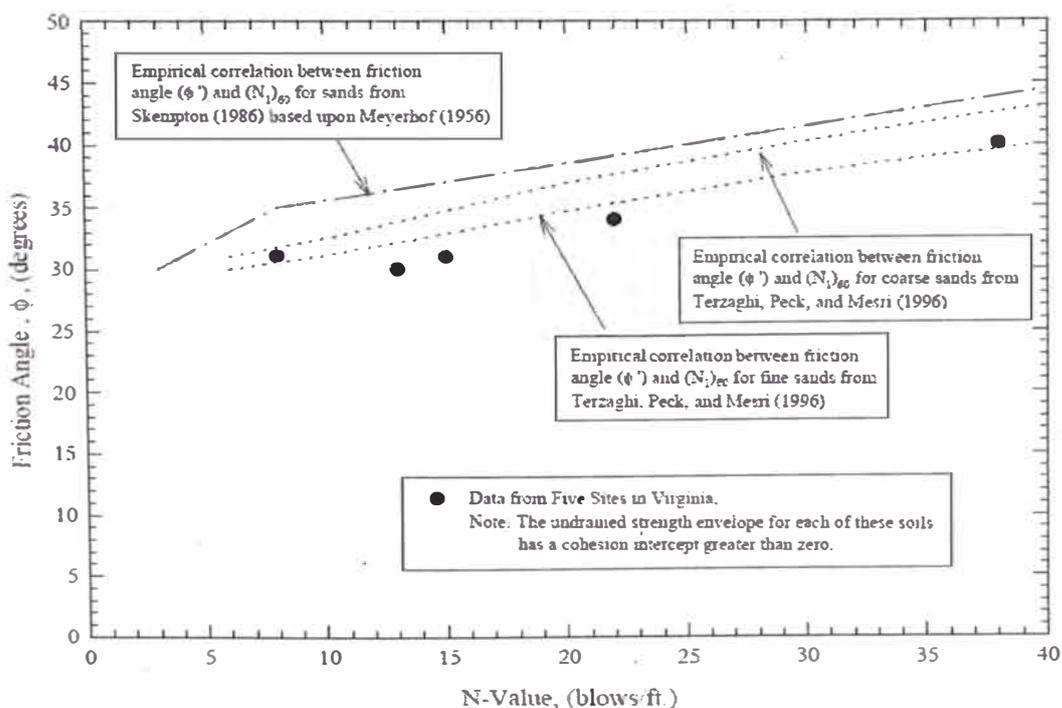


Figura N° 7. Gráfico de N vs ϕ por Terzaghi, Peck y Mersi (1996)

Aunque la prueba de penetración estándar no puede considerarse como método refinado y completamente seguro de investigación, los valores de N dan útiles indicaciones preliminares de la consistencia o de la compacidad relativa de la mayor parte de los depósitos de suelo. La información es en algunos casos inclusive suficiente para el proyecto final. En cualquier caso, proporciona datos para hacer una planificación más racional de las exploraciones adicionales más convenientes para el lugar.

El ensayo de penetración estándar tiene la gran ventaja de obtener una muestra para examen visual y para ensayos con suelo alterado; las desventajas son que para perforaciones profundas el procedimiento es lento y/o caro y existen grandes variaciones en los resultados de penetración si el personal de perforación no es cuidadoso en sus procedimientos.

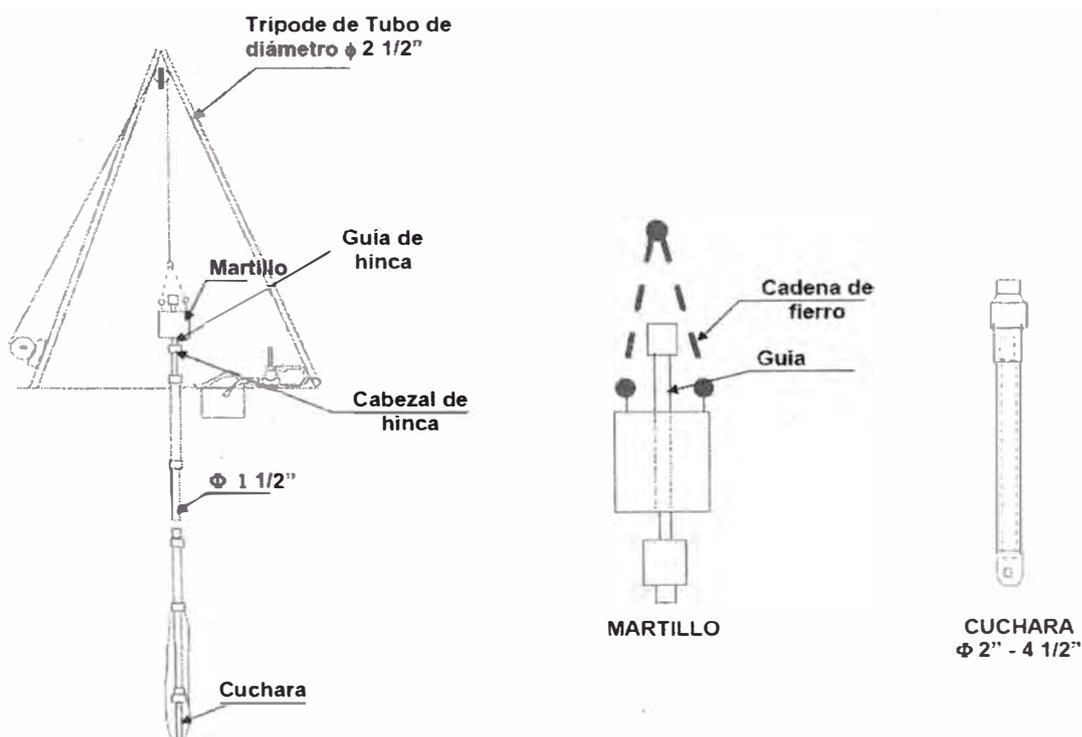


Figura N° 8. Gráfico del equipo de ensayo SPT

CAPITULO 5.- ANALISIS DE LA CIMENTACION

La cimentación profunda es una necesidad técnica y económica de trasladar las cargas en la base de las estructuras a mantos profundos competentes, a través de mantos relativamente débiles y compresibles no aptos para soportar en forma segura y eficiente elementos de fundación. La caracteriza la condición común, que la profundidad requerida en las excavaciones, y los problemas constructivos vinculados a las condiciones geotécnicas del sitio, hacen impracticable realizar una excavación convencional a cielo abierto, por lo cual se hace necesario recurrir a procedimientos constructivos que emplean técnicas y equipos especializados.

La cimentación con pilotes generalmente se usan como elementos de cimentación cuando se requiere:

- Transmitir las cargas de una estructura, a través de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.
- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.
- Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.
- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente), en estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.
- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar
- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.
- Proteger estructuras marítimas tales como muelles, atracadero, etc., contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir dos o más de las funciones anteriores.

5.1 Tipo y Profundidad de Cimentación

Las cimentaciones profundas se pueden clasificar por varios criterios entre los más empleados se puede mencionar los siguientes:

- El tipo de material constructivo de la cimentación.
- Función de la cimentación.
- Incidencia del procedimiento de instalación en las condiciones del suelo.

5.1.1 Tipos de pilotes

El uso de diferentes tipos de pilotes en el trabajo de construcción, depende del tipo de carga por tomarse, de las condiciones del subsuelo y del nivel del agua freática. Los pilotes se dividen en los siguientes tipos: a) pilotes de acero, b) pilotes de concreto, c) pilotes de madera, d) pilotes compuestos.

a) Pilotes de acero

Los pilotes de acero son en general contruidos a base de tubos o de secciones H laminadas de acero. Los pilotes de tubos se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Los pilotes de perfiles de acero en H penetran en el terreno más fácilmente que otros tipos, en parte porque desalojan relativamente poco material. En consecuencia se usan frecuentemente para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad, además porque sus espesores de alma y patines son iguales.

b) Pilotes de concreto

Los pilotes de concreto se dividen en dos tipos básicos: pilotes prefabricados y colocados in situ. Los pilotes prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal. El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son colocados a las longitudes deseadas y son curados antes de ser transportados a los sitios de trabajo. Los pilotes colocados in situ, se construyen haciendo un agujero en el terreno y llenándolo luego con concreto. Varios tipos de pilotes de concreto colocados en el lugar se usan actualmente en construcción.

c) Pilotes de Madera

Los pilotes de madera son troncos de árboles a los que se les ha quitado las ramas y la corteza. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debido a un fuerte hincado en ocasiones necesario para penetrar mantos resistentes.

d) Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los pilotes compuestos están hechas de materiales diferentes, como de acero y concreto o madera y concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales disimiles no es fácil, por esa razón los pilotes compuestos no son muy usados.

5.1.2 Factores que determinan el tipo de cimentación

En el proceso de selección y diseño de las cimentaciones profundas es habitualmente necesario elegir y utilizar varios métodos analíticos geotécnicos. Se evidencia así que en la aplicación de la ingeniería de suelos y fundaciones es difícil eliminar la componente de juicio ingenieril en los diseños y decisiones; acciones conducentes a minimizar esta componente, en la realización e interpretación de los análisis geotécnicos requieren, por una parte, un mayor grado de sistematización y control de los procedimientos de investigación del subsuelo y constructivos; por otra parte exigen un esfuerzo de evaluación de los métodos de análisis en función de su aplicabilidad y sus ventajas para las condiciones de cada región o sitio en particular. Uno de los factores que determinan el tipo de cimentación son las condiciones de las propiedades mecánicas de suelos y rocas, materiales naturales de los cuales depende el apoyo de las estructuras, para lo cual se realizan estudios geotécnicos en los cuales se evalúan la capacidad de carga de los suelos. Los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación pueden agruparse en:

- 1) Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen etc.
- 2) Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad a condiciones hidráulicas, etc.

- 3) Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

5.1.3 Estimación de longitud del Pilote

Seleccionar el tipo de pilote a usar y estimar su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren buen juicio. Los pilotes tienen dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo: de carga de punta y de fricción.

a) Pilotes de carga de punta

Si los registros de perforación establecen la presencia de lechos de roca o de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente; entonces son llamados pilotes de carga de punta, en la mayoría de estos casos la longitud necesaria del pilote debe ser establecida lo más preciso.

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

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p = Carga tomada en la punta del pilote.

Q_s = Carga tomada por fricción superficial desarrollada en los lados del pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote).

Si Q_s es muy pequeña,

$$Q_u \approx Q_p$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

b) Pilotes de fricción

Cuando no se tiene una capa de roca o material duro a profundidad razonable, los pilotes de carga de punta son antieconómicos. Para este tipo de condición los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas.

Estos se denominan pilotes de fricción por que la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el término de fricción no es el más adecuado, aunque se usa con frecuencia en la literatura técnica; en suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada es también generada por adhesión. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias, un ingeniero requiere de un buen entendimiento de la interacción suelo-pilote, de buen juicio y de experiencia.

5.2 Socavación

Se denomina socavación a la erosión causada por el agua, es uno de los tipos de erosión hídrica, se pueden distinguir dos tipos de socavación:

- La socavación general
- La socavación localizada.

5.2.1 Socavación general

La socavación general es un fenómeno de largo plazo, que podríamos llamar de natural, se da en la parte alta de las cuencas hidrográficas, donde la pendiente de la Línea que une los puntos de mayor profundidad a lo largo de un curso de agua es elevada, como consecuencia, la velocidad del agua y la capacidad de arrastre de la corriente también es elevada.

5.2.2 Socavación localizada

Los casos más típicos de socavación localizada son:

- Al pie de un talud, lo que podrá provocar su derrumbe, si no se toman medidas;
- Alrededor de los pilares, o debajo de la cimentación de la cabecera de un puente, pudiendo provocar la caída del mismo.
- Inmediatamente aguas abajo de un embalse. En efecto, el embalse retiene casi la totalidad del transporte sólido del río, así, el agua que es descargada aguas abajo de la represa está casi totalmente libre de sedimentos, teniendo por lo tanto una capacidad de socavación considerable.

Los estudios de Hidrología e Hidráulica Fluvial realizados para la reconstrucción del Puente Franco 2005, han determinado los siguientes niveles de socavación para las estructuras del Puente Franco.

Elemento	Socavación General	Socavación Local	Socavación Total
Pilares 1 y 2	4.1 m	4.0 m	8.1 m
Pilares 3,4 y 5	3.7 m	4.6 m	8.3 m
Estribo Derecho	4.1 m	5.0 m	9.1 m

Cuadro N° 17. Niveles de socavación

Dado que las socavaciones totales en la zona del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superan la profundidad de las cimentaciones actuales, se recomienda protegerlas con protecciones de enrocado. Asimismo se recomienda que los pilares 3, 4 y 5 deberán ser proyectados a profundidades mayores de 8.3 m.

Actualmente existe una tendencia del cauce principal de aguas arriba a desplazarse hacia la margen derecha, eventualmente esto podría ocasionar el ataque del estribo derecho y del terraplén ubicado en la planicie derecha del río.

5.3 Cálculo de la capacidad portante

La capacidad de carga última de un pilote, Q_u está dada por la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción derivada de la interface suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde: Q_p =capacidad de carga en la punta del pilote

Q_s =resistencia por fricción.

Numerosos estudios publicados tratan sobre la determinación de los valores de Q_p y Q_s . Excelentes resúmenes de muchas de esas investigaciones han sido proporcionados por Berezantzev(1961), Terzaghi (1967), Vesic(1977), Meyerhorf(1976) y Coyle y Castelo(1981). Esos estudios dan información al problema de determinar la capacidad última de los pilotes.

Se aprecia en las exploraciones geotécnicas del puente en estudio mostradas en el capítulo 3, el predominio de suelo granular del tipo arena limosa

medianamente compacta, gravas con presencia de bolonería, por lo cual para analizar la capacidad portante se ha tomado estas consideraciones relacionando los parámetros del suelo obtenidos con métodos empíricos y semi-empíricos.

5.3.1 Resistencia por Punta

La capacidad de carga última de un pilote de punta, Q_p se deriva de la ecuación de capacidad de carga última de cimentaciones superficiales dada por la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^*$$

Donde N_c^* , N_q^* y N_γ^* son factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad. Para el caso de cimentaciones profundas con pilotes sustituimos B por el ancho del pilote D.

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

En pilotes excavados relativamente cortos el tercer término se podría cancelar sin introducir un serio error debido que este contribuye en menos de 10% a la capacidad portante.

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^*$$

El término “q” ha sido reemplazado por q' en la ecuación para significar un esfuerzo vertical efectivo. Por tanto, la capacidad de carga de la punta del pilote (la carga total menos el peso del pilote excavado) es aproximada por:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^* - q')$$

Donde:

A_p = área de la punta del pilote.

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote.

q_p = resistencia de la punta unitaria.

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

N_c^* , N_q^* = factores de capacidad de carga.

Existen varios métodos para calcular la magnitud de q_p .

Para el presente estudio se procedió a realizar los cálculos de estimación de la capacidad portante de punta, considerado un suelo granular sin cohesión ($c=0$).

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' (N_q - 1)$$

A continuación se resume las algunas características del proyecto, consideradas para realizar el análisis de la cimentación.

Descripción	Pilares, Existentes P1 y P2	Pilares Nuevos P3, P4 y P5	Estribo Derecho
Tipo de Suelo	Arena limosa, medianamente compacta, gravas con presencia de bolonería.	Arena limosa con presencia de gravas. (SP-SM)	Arena limosa con presencia de gravas. (SP-SM)
Profundidad de perforación	22.5	26.5	24.0
Nivel del terreno (m.s.n. m.)	21.0	21.0	21.0
Longitud del Pilote (m)	18.0	18.0	18.0
Capacidad de Carga en Servicio (ton)	372.5	363.2	232.6
Nivel de Fondo de Zapata (m.s.n.m.)	17.295	17.295	17.295
Nivel de Cimentación (m.s.n.m.)	-0.705	-0.705	-0.705

Cuadro N° 18. Condiciones de cimentación

Asimismo el parámetro de factor de capacidad de carga N_q se ha considerado de valores obtenidos en estudios realizados por los siguientes investigadores: Berezantzev, Meyerhof, Terzaghi, Vesic se adjunta en los anexos las graficas respectivas y las hojas de cálculo realizadas para cada sondaje.

SONDAJE	1			2			3		
	N_q	q_{pu} (ton/m ²)	Q_p (ton)	N_q	q_{pu} (ton/m ²)	Q_p (ton)	N_q	q_{pu} (ton/m ²)	Q_p (ton)
Berezantzev	43	377	289	50	394	303	63	506	391
Meyerhof	90	788	612	140	1104	861	170	1365	1066
Terzaghi	46	403	310	57	449	347	66	530	410
Vesic	45	394	303	55	434	334	65	522	404

Cuadro N° 19. Resumen de Valores de Q_p

De los resultados obtenidos y considerando el tipo de material granular encontrado se opta por el valor más conservador para el análisis el cual corresponde a los valores obtenidos utilizando la estimación de N_q de Berezantzev.

5.3.2 Resistencia por Fricción

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se escribe como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde:

p =perímetro de la sección del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote embebida en cada manto.

f =resistencia unitaria ultima por fricción lateral en cada manto.

La fricción lateral última de pilotes en suelos granulares sin cohesión se puede determinar por medio de la siguiente expresión general:

$$Q_s = \sum K_s \times q'_z \times \tan(\delta) \times A_L$$

Donde:

K_s = Coeficiente de empuje lateral de tierra,

q'_z =Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad Z .

δ =Angulo de fricción entre el pilote y el suelo.

A_L =Área de contacto del pilote con el estrato.

El coeficiente K_s depende principalmente del método de instalación del pilote y de la densidad inicial de la arena. No existe un método racional para determinar K_s , lo que obliga a recurrir a correlaciones empíricas desarrolladas a partir de resultados de pruebas de carga sobre pilotes. Das (1984) supone que K_s varia con la profundidad. En la parte superior del pilote es aproximadamente igual al coeficiente pasivo de Rankine de presión lateral de tierras, K_p y puede llegar a ser menor en la base del pilote, asimismo recomienda asumir un valor de $K_s=1-\text{Sen}\delta$ para pilotes excavados. Adicionalmente Tomlinson (1986) recomienda utilizar las correlaciones de Broms (1966), quien ha relacionado los valores de K_s y δ con el ángulo efectivo de resistencia al corte del suelo granular para diferentes materiales de pilote y densidades relativas, tal como se presenta en el siguiente cuadro:

Material del Pilote	δ	K_s	
		Densidad Relativa baja ($\phi \leq 35^\circ$)	Densidad Relativa alta ($\phi > 35^\circ$)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4 ϕ	1.0	2.0
Madera	2/3 ϕ	1.5	4.0

Cuadro N° 20. Valores de K_s y δ según Broms.

A continuación se muestra los resultados obtenidos para el análisis por fricción lateral del pilote, utilizando los métodos recomendados de estimación del empuje lateral de tierra (Ks) de Rankine, Das y Broms.

SONDAJE	1		2		3	
	Ks Prom	Qs (ton)	Ks Prom	Qs (ton)	Ks Prom	Qs (ton)
Rankine ($K_s = \tan(45 - \phi/2)^2$)	0.29	29	0.35	30	0.27	30
Das ($K_s = 1 - \sin \phi$)	0.45	45	0.45	48	0.42	47
Broms ($K_s = 1$)	1	103	1	111	1	114

Cuadro Nº 21. Resumen de Valores de Qs.

Después de que la capacidad ultima total de un pilote se ha determinado al sumar la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (superficial), debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga admisible total para cada pilote, el factor de seguridad usado generalmente varía entre 2.5 a 4 dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga ultima.

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

Donde:

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

FS = factor de seguridad

Generalmente la capacidad de carga admisible se toma como el menor valor de:

$$Q_{adm} = \frac{Q_s + Q_p}{2.5} \quad \text{y} \quad Q_{adm} = \frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_p}{3.0}$$

Donde Q_s y Q_p son las cargas ultimas por fricción y por punta respectivamente. El valor de Q_s en la primera ecuación se basa en factores que utilizan valores promedio de resistencia cortante, mientras que en la segunda ecuación se emplean valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.

SONDAJE	Qs/2.5 (ton)	Qp/2.5 (ton)	Qadm (ton)	Qs/1.5 (ton)	Qp/3.0 (ton)	Qadm (ton)
1	18	116	134	30	96	126
2	19	121	140	32	101	133
3	19	156	175	32	130	162

Cuadro N° 22. Resumen de Valores de Qadm.

Se muestra el cuadro de resultados del análisis de la cimentación, para pilotes de 18 metros de longitud del tipo excavado, debido al socavamiento promedio estimado en épocas de intensas avenidas por el fenómeno El Niño, los valores obtenidos resultan de las metodologías antes mencionadas, tomando mayor consideración en el análisis las descritas por Berezantzev, Das, y Vesic.

5.3.3 Grupo de Pilotes Eficiencia

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto todavía por completo. Cuando los pilotes se colocan cerca uno del otro, una razonable hipótesis es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan, reduciéndose así la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, los pilotes en un grupo deben espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no sea menor que la suma de sus capacidades individuales. En la práctica la separación mínima centro a centro de los pilotes es 2.5D y en situaciones ordinarias es aproximadamente de entre 3D y 3.5D

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u}$$

Donde:

η = Eficiencia del grupo.

$Q_g(u)$ = Capacidad de carga última del grupo de pilotes.

Q_u = Capacidad de carga última de cada pilote sin el efecto del grupo.

Muchos ingenieros estructurales usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo para pilotes de fricción, particularmente en arena.

Dependiendo de su separación dentro del grupo, los pilotes actúan en una de dos maneras:

- 1) Como un bloque con dimensiones $L_g \times B_g \times L$.
- 2) Como pilotes individuales

Si estos actúan como un bloque, la capacidad por fricción es:

$$f_{prom} \times p_g \times L \approx Q_g(u)$$

Donde:

f_{prom} = resistencia por fricción promedio unitaria.

p_g = perímetro de la sección transversal del bloque = $2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$

Similarmente, para cada pilote que actúa individualmente $Q_g(u) \approx p \times L \times f_{prom}$

Donde:

p = perímetro de la sección transversal de cada pilote.

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u} = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p \times n_1 \times n_2}$$

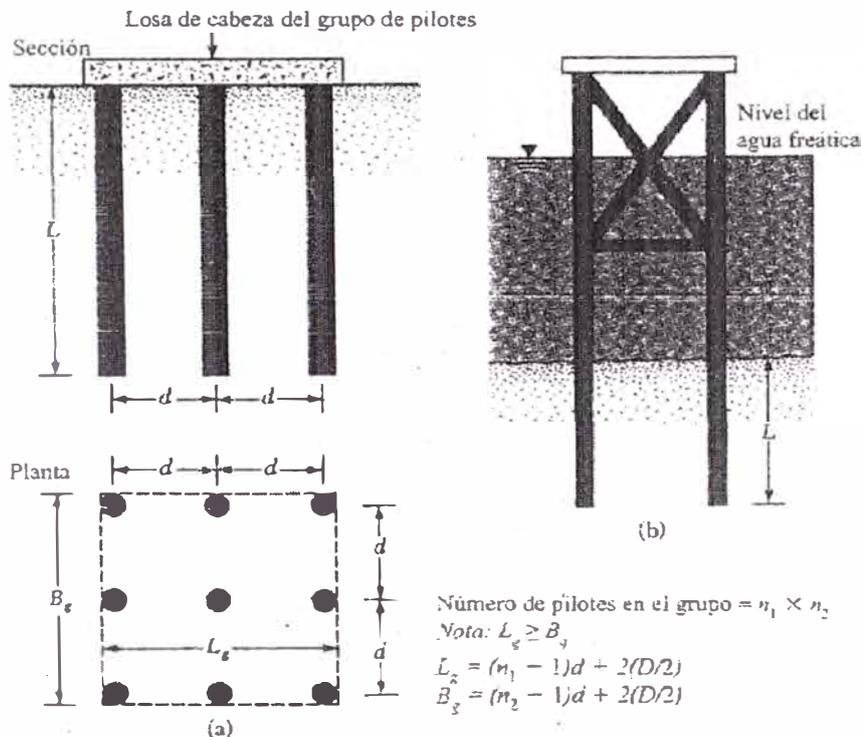


Figura N° 9. Distribución de pilotes en grupo

Por consiguiente,

$$Q_g(u) = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p \times n_1 \times n_2} \right] \sum Q_u$$

Si el espaciamiento de centro a centro "d", es demasiado grande, entonces

$\eta_1 > 1$. En tal caso, los pilotes se comportan como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta_1 < 1$,

$$Q_g(u) = \eta \times \sum Q_u$$

Y si $\eta_1 \geq 1$,

$$Q_g(u) = \sum Q_u$$

Asimismo otra ecuación frecuentemente utilizada por los ingenieros de diseño es la ecuación de Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right] \times \theta$$

Donde $\theta_{(\text{grados})} = \tan^{-1}\left(\frac{D}{d}\right)$

Los resultados de pruebas en modelos de pilotes en arena han mostrado que la eficiencia del grupo es mayor que 1 porque zonas de compactación son creadas alrededor de los pilotes durante el hincado. Con base en las observaciones experimentales del comportamiento de grupos de pilotes en arena, tienen hasta la fecha 2 conclusiones generales:

1. Para grupos de pilotes hincados en arena con, $d \geq 3D$ $Q_g(u)$ se toma igual a, $\sum Q_u$ que incluye las capacidades de carga por fricción y de punta de los pilotes individuales.
2. Para grupos de pilotes excavados en arena a separaciones convencionales $d \approx 3D$ $Q_g(u)$ se toma de $2/3$ a $3/4$ veces $\sum Q_u$ (Capacidades de carga por fricción y de punta de los pilotes individuales).

Para el caso en análisis se ha propuesto un grupo de 6 pilotes separados 3 metros de eje a eje distribuidos en 2 filas de 3 pilotes con una dimensión de zapata de 8 metros de largo por 5 metros de ancho, si se reemplazaran los datos en la fórmula descrita nos resultaría una eficiencia mayor a la unidad ($\eta=1.16$) lo cual no es real para este caso, donde lo habitual y más recomendable es asumir

una eficiencia de grupo de $n=2/3$ ($n=0.66$) por lo tanto la eficiencia del grupo de pilotes del análisis estaría asumida por:

$$Q_g(u) = 0.66 \times \sum Q_u$$

	PILOTE INDIVIDUAL	GRUPO DE PILOTES n=6	PILOTE INDIVIDUAL	GRUPO DE PILOTES n=6
SONDAJE	Qadm (ton)	Qadm (ton)	Qadm (ton)	Qadm (ton)
1	134	534	126	505
2	140	562	133	532
3	175	701	162	648

Cuadro N° 23. Resumen de valores de capacidad de carga por grupo.

Adicionalmente se debe tener en consideración los procedimientos descritos por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASTHO-LRFD) para la estimación de la capacidad portante, la cual es actualmente utilizada como principal referencia para los diseños de los Puentes en nuestro país, a continuación se describe el procedimiento para la estimación de la resistencia de los pilotes perforados en suelos no cohesivos.

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	<p>Suelta - q_p (MPa) = 0,0</p> <p>Medianamente densa - q_p (MPa) = $\frac{1,5}{k}$</p> <p>Muy densa - q_p (MPa) = $\frac{3,8}{k}$</p> <ul style="list-style-type: none"> • $k = 1$ for $D_p < 500$ mm • $k = 0,6 D_p$ para $D_p \geq 500$ mm • Aplicable solamente si $D_p > 10D$
Meyerhof (1976)	<p>q_p (MPa) = $\frac{0,013 N_{corr} D_b}{D_p} < 0,13 N_{corr}$ para arena</p> <p>$< 0,096 N_{corr}$ para limos no plásticos</p>
Reese y Wright (1977)	<p>q_p (MPa) = 0,064 N para $N \leq 60$</p> <p>q_p (MPa) = 3,8 para $N > 60$</p>
Reese y O'Neill (1988)	<p>q_p (MPa) = 0,057 N para $N \leq 75$</p> <p>q_p (MPa) = 4,3 para $N > 75$</p>

Cuadro N°24 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta, q_p , de los pilotes perforados en arena, MPa (AASTHO-LRFD).

En el cuadro N°24 se utiliza la siguiente simbología:

N_{corr} = número de golpes del SPT corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo (golpes/ 300 mm); $N_{corr} = [0,77 \log(1,92/\sigma)]N$

N = número de golpes del SPT no corregido (golpes/300 mm)

D = diámetro del pilote perforado (mm)

D_p = diámetro de la punta del pilote perforado (mm)

D_b = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm)

σ'_v = tensión vertical efectiva (MPa)

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	$q_s = K \sigma'_v \tan \phi_s < 0,24 \text{ MPa}$ Para lo cual: $K = 0,7$ para $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0,6$ para $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12.000 \text{ mm}$ $K = 0,5$ para $D_b > 12.000 \text{ mm}$
Meyerhof (1976)	$q_s = 0,00096 N$
Quiros y Reese (1977)	$q_s = 0,0025 N < 0,19 \text{ MPa}$
Reese y Wright (1977)	para $N \leq 53$: $q_s = 0,0028 N$ para $53 < N \leq 100$: $q_s = 0,00021 (N - 53) + 0,15$
Reese y O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0,19 \text{ MPa}$ para $0,25 \leq \beta \leq 1,2$ Para lo cual: $\beta = 1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$

Cuadro N°25 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena, q_s , MPa. (AASTHO-LRFD)

En el cuadro N°25 se utiliza la siguiente simbología:

N = número de golpes del SPT no corregido (golpes/ 300 mm).

σ'_v = tensión vertical efectiva (MPa).

ϕ_f = ángulo de fricción interna de la arena (deg).

K = factor de transferencia de carga (adimensional).

D_b = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante (mm).

β = coeficiente de transferencia de carga (adimensional).

z = profundidad por debajo del terreno (mm).

El ángulo de fricción interna de las arenas se puede relacionar con el número de golpes del SPT o la resistencia a la penetración del cono. Si no hay datos específicos del predio disponibles, para el diseño preliminar se podrán utilizar los valores del siguiente cuadro, se debe tener en cuenta que para el diseño final se deberían utilizar datos del suelo específicos del lugar de emplazamiento.

CONSISTENCIA	ϕ_f	N (SPT)	q_c (MPa)
Muy suelta	$< 30^\circ$	0 - 4	$< 1,9$
Suelta	$30^\circ - 35^\circ$	4 - 10	1,9 - 3,8
Media	$35^\circ - 40^\circ$	10 - 30	3,8 - 11
Densa	$40^\circ - 45^\circ$	30 - 50	11 - 19
Muy densa	$> 45^\circ$	> 50	> 19

Cuadro N°26 Angulo de fricción interna arenas. (AASHTO-LRFD)

5.4 Cálculo de asentamientos

De manera similar que en las cimentaciones superficiales, el procedimiento general consiste en estimar primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego calcular el asentamiento tolerable del pilote o de los grupos de pilotes y compararlos. Para que el diseño sea satisfactorio desde el punto de vista de los asentamientos, es necesario que el asentamiento estimado sea menor que el asentamiento tolerable por la estructura.

5.4.1 Asentamiento de un pilote aislado en suelo granular

El asentamiento de un pilote hincado en un suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existen métodos aceptados para predecir asentamientos con exactitud. Como una aproximación gruesa, el desplazamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga puntual en la base del pilote. Sin embargo, el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga.

5.4.2 Métodos para el cálculo del asentamiento de un pilote en suelo granular

La predicción de asentamientos de una cimentación mediante pilotes es muy compleja por la perturbación y los cambios en el estado de esfuerzos del suelo debido a la instalación de los pilotes y la incertidumbre en la distribución y la posición exacta de la carga de transferencia del pilote al suelo.

Se presenta a continuación la descripción del método propuesto por Vesic (1977) para estimar asentamientos de pilotes, como se menciona la utilización del método nos estimara una aproximación gruesa del asentamiento.

Método semiempírico (Vesic, 1977)

El asentamiento de un pilote está constituido por la suma de tres componentes:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Donde:

S = asentamiento total de un pilote.

S_1 = asentamiento debido a la deformación axial del pilote (material).

S_2 = asentamiento del pilote debido a la carga por punta transmitida al pilote.

S_3 = asentamiento del pilote debido a la carga por fricción transmitida al pilote.

Estas tres componentes se determinan separadamente y se adicionan al mismo tiempo.

$$S_1 = (Q_p + \xi Q_s) \frac{L}{AE_p} \quad S_2 = \frac{q_p D}{E_s} (1 - \nu^2) I_p \quad S_3 = \frac{f_{sm} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_s$$

Donde:

Q_p = carga en la punta del pilote condición de carga del trabajo.

Q_s = carga por resistencia a la fricción bajo condición de carga de trabajo.

A = área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

D = Diámetro o lado del pilote.

E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote.

E_s = Modulo de deformación.

ξ = coeficiente adimensional depende de la distribución de fricción lateral en el pilote.

q_p = Representa la presión neta aplicada en la punta del pilote.

f_{sm} = Representa la fricción unitaria promedio a lo largo del pilote.

u = Relación de Poisson del Suelo.

I_p, I_s = factores adimensionales de influencia para componentes de punta y contorno.

Vesic (1977) recomienda para una distribución uniforme o parabólica de la fricción lateral $\xi = 0.5$. Para distribución triangular de la fricción lateral, cero en la cabeza del pilote y máxima en la base $\xi = 0.67$. Las siguientes relaciones se han establecido en base de análisis teóricos y correlaciones empíricas entre las propiedades del suelo y la resistencia ultima en la punta, deducidas de las ecuaciones anteriores reportados por Vesic.

$$S_2 = \frac{C_p Q_p}{D q_{op}} \quad S_3 = \frac{C_s Q_s}{L q_{op}} \quad C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

Donde:

C_p, C_s = coeficientes empíricos depende del tipo de suelo y método de instalación del pilote.

q_{op} = Representa la resistencia ultima de punta del pilote.

Tipo de Suelo	Pilotes hincados	Pilotes excavados
Arena densa a suelta	0.02 – 0.04	0.09 – 0.18
Arcilla rígida a blanda	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo denso a suelto	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Cuadro N° 27. Valores típicos del coeficiente C_p (Vesic 1977)

En estas estimaciones, se asume que el estrato portante bajo la punta del pilote se extiende por lo menos hasta una longitud de 10 veces el diámetro del pilote.

Para el cálculo de los asentamientos de cada sondaje se ha utilizado las formulas propuestas por Vesic en su método semiempírico, asimismo se ha estimado un coeficiente de distribución uniforme lateral de la fricción de 0.6, y coeficiente C_p de 0.09 para este tipo de pilote excavado en un medio de arena densa.

En suelos granulares densos, el asentamiento es pequeño para este tipo de pilotes debido a que es rápido y generalmente no presenta problemas. A continuación se presenta el cuadro de resultados obtenidos donde apreciamos una estimación del asentamiento entre 25.32 y 25.51 mm, el limite tolerable propuesto por la AASTHO es de 1 pulgada por lo cual los valores resultantes nos indican que están dentro del límite extremo seguro.

PARAMETROS	SONDAJE 1	SONDAJE 2	SONDAJE 3
Qp (ton)	96.32	101.12	130.34
Qs (ton)	29.96	31.80	31.54
A (m ²)	0.79	0.79	0.79
L (m)	18.00	18.00	18.00
Ep (ton/m ²)	2.40E+06	2.40E+06	2.40E+06
ξ	0.60	0.60	0.60
S1 (mm)	1.09	1.15	1.43
Cp	0.09	0.09	0.09
Qp (ton)	96.32	101.12	130.34
D (m)	1.00	1.00	1.00
qop (tn/m ²)	367.92	386.24	497.86
S2 (mm)	23.56	23.56	23.56
Cs	0.14	0.14	0.14
Qs (ton)	29.96	31.80	31.54
L (m)	18.00	18.00	18.00
qop (tn/m ²)	367.92	386.24	497.86
S3 (mm)	0.66	0.66	0.51
S(TOTAL) mm	25.31	25.37	25.50

Cuadro N° 28. Resumen de valores de asentamientos.

CAPITULO 6.- VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

6.1 Prueba de carga

El principal propósito de los ensayos de carga es verificar experimentalmente que la respuesta real de los pilotes bajo carga, manifiesta en las relaciones carga-asentamiento, corresponda a la respuesta asumida por el diseñador, y que la capacidad portante ultima real no sea menor que la capacidad calculada usada como base para el diseño de la fundación. Además conjuntamente con los resultados de pruebas preliminares de hincado, los ensayos de carga permiten precisar, en caso necesario las longitudes exactas de los pilotes antes de su fabricación, y definir criterios, normas de trabajo y procedimientos de control, para su instalación.

Por lo tanto se concluye que las pruebas de cargas en pilotes son necesarias por la falta de confiabilidad en los métodos de predicción, por lo cual la capacidad de carga vertical y lateral de un pilote debe probarse en el campo.



Figura N° 10. Diagrama de verificación de la capacidad de carga

El diseño particular del montaje de los elementos depende de los objetivos del ensayo y del procedimiento de prueba formulado, usualmente normalizado, para realizar el ensayo. Los equipos y materiales necesarios para la aplicación de la prueba se encuentran descritos en la norma ASTM D-1143-81, como el procedimiento recomendado de montaje.

Mediante el mecanismo de un gato hidráulico se realiza la prueba de compresión axial del pilote en campo utilizando como referencia la norma ASTM D-1143-81. "Pilotes bajo carga axial estática de compresión", cargas por etapas se aplican al

pilote con incrementos del 25% de la carga de diseño y se permite que pase suficiente tiempo después de cada aplicación de manera que ocurra una pequeña cantidad de asentamiento. El asentamiento de los pilotes se mide por medio de deformímetros. La prueba debe efectuarse por lo menos a una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzarse la carga deseada en el pilote, este es descargado gradualmente.

Otra técnica usada para una prueba de carga en pilotes es la de tasa de penetración a velocidad constante. En esta técnica, la carga sobre el pilote es continuamente incrementada para mantener una velocidad constante de penetración, que varía de 0.75 a 2.5 mm/min en suelo granular, también llamada CRP y tiene una ventaja de ser de rápida ejecución, no dando tiempo a la consolidación del terreno.

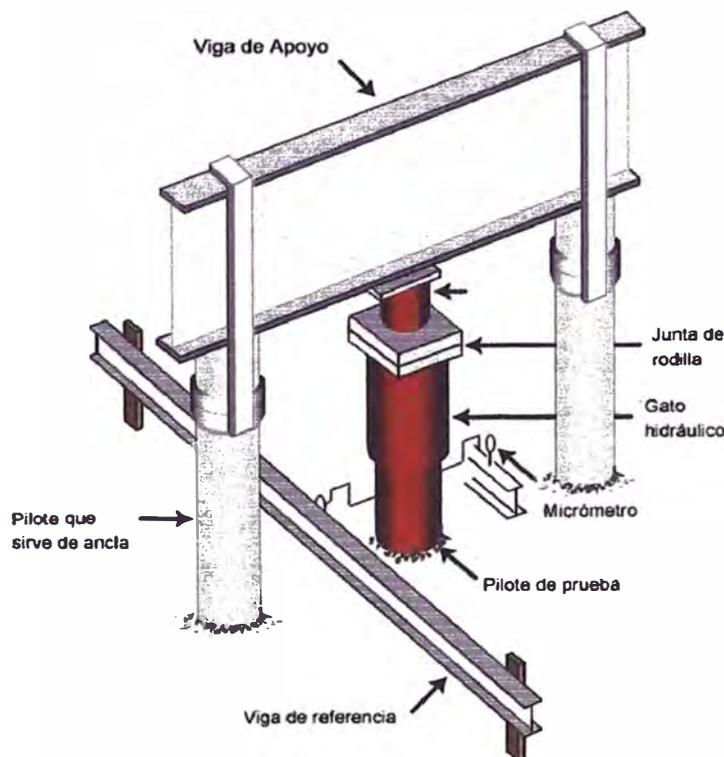


Figura Nº 11. Gráfico del ensayo de verificación de carga método estático

6.2 Interpretación de los ensayos de carga

Se acostumbra recopilar las lecturas de cargas y asentamientos en una tabla de valores a partir de la cual se dibuja el grafico carga-asentamiento que debe interpretarse para establecer la capacidad de carga de un pilote ensayado. En

general la capacidad de los pilotes para resistir cargas proviene del desarrollo de mecanismos de transferencia de carga pilote-suelo a lo largo del contorno del pilote y cerca de la punta; por lo tanto, la capacidad total de carga es la suma de componentes por fricción y por punta. La movilización de las magnitudes límites de estas componentes no es simultánea: la fricción alcanza un valor límite a pequeños desplazamientos absolutos; en cambio la de punta requiere desplazamientos grandes, de magnitud posiblemente nociva para la función del pilote, y guarda relación con el diámetro de la punta.

La no simultaneidad de las componentes citadas y la influencia de la relación entre ellas dan lugar a muy diferentes tendencias en el gráfico carga vs asentamiento. Por ejemplo, en pilotes flotantes en arcillas saturadas se ha observado una transición brusca cerca de la falla, que refleja el hecho de que la capacidad de carga resulta dominada por la componente de fricción y es pequeña la incidencia de la componente de punta. En muchas otras situaciones es más importante la incidencia de la componente por punta lo que se manifiesta en grandes desplazamientos necesarios para su movilización y el carácter progresivo de la falla.

Algunos factores que inciden en la forma y los criterios de interpretación de los gráficos carga-asentamiento pueden ser por: el método de ensayo de carga, respecto a los tiempos necesarios para que ocurran deformaciones lentas; la capacidad limitada del dispositivo de carga, que obliga a la suspensión prematura del ensayo y no permite obtener lecturas para identificar falla; situación aleatoria de los puntos donde se realizan las lecturas y la escala que se utilice para graficar los resultados.

Varios investigadores han buscado relacionar los criterios de interpretación mediante la identificación de reglas matemáticas, Fellenius (1975) recopiló varios criterios aplicables al gráfico carga vs asentamiento se muestran en la siguiente lista.

1. Método de Davisson (1972).
2. Método de Chin (1970, 1971).
3. Método de De Beer (1971) o método de De Beer y Wallays (1972).
4. Criterio de Brinch Hansen del 90% (1963).

5. Criterio de Brinch Hansen del 80% (1963).
6. Método de Mazurkiewics (1972).
7. Método de Fuller y Hoy (1970).
8. Método de Butler y Hoy (1970).
9. Método de Van der Veen (1953).

Se debe diferenciar los términos “ensayos de carga de pilotes” de la denominación con un sentido más amplio “ensayos de pilotes” en la cual están considerados los primeros y los conocidos como ensayos de integridad.

6.3 Ensayos con métodos no destructivos

Los ensayos con métodos no destructivos son utilizados para comprobar la integridad estructural de pilotes conocidos como “ensayos de integridad” son tres los métodos de ensayo de integridad de pilotes más difundidos:

a) El más utilizado internacionalmente consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y obtener mediante instrumentación el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de tensión generada. Es un método dinámico que induce una baja deformación en el pilote, denominándose generalmente "método sónico", aunque también se le nombra como "sísmico", "ensayo de integridad de baja deformación", "sonic echo" (en inglés) o "ensayo de impedancia mecánica". Se aplica a cualquier tipo de pilote, no requiere ninguna preparación especial en el mismo, ni necesita equipo pesado, por lo que resulta económico y de gran rendimiento.

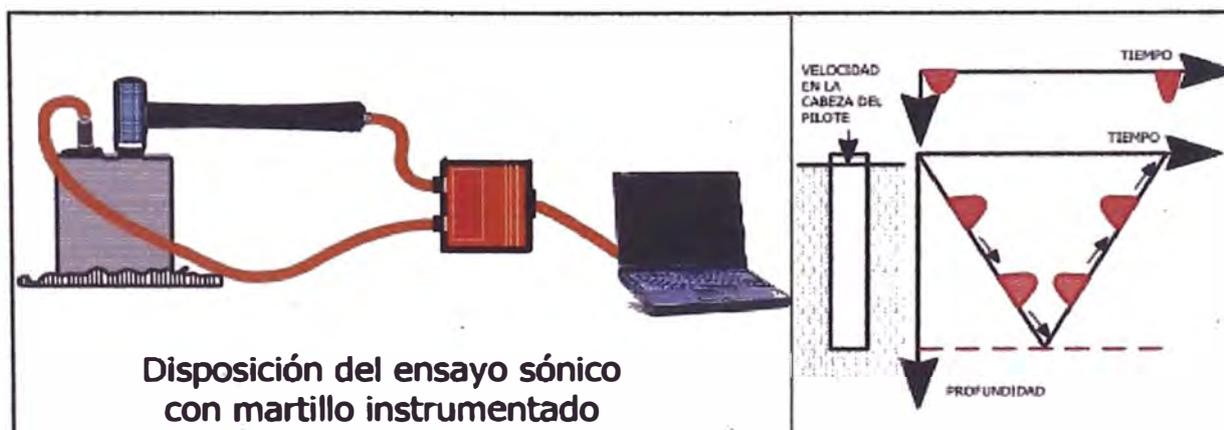


Figura N° 12. Gráfico del equipo de ensayo de integridad

b) Otro método muy conocido consiste en hacer descender un emisor y un receptor de ultrasonidos por dos conductos huecos paralelos en el interior del fuste del pilote, registrándose el tiempo empleado en recorrer la distancia entre ambos. Es también un método dinámico que induce una baja deformación en el pilote, denominándose generalmente "cross-hole ultrasónico", aunque también se le denomina "sondeo sónico", "sondeo sísmico", "ensayo sísmico paralelo", "cross hole sonic logging" (en inglés) o "ensayo por transparencia sónica" ASTM D 6760-02.

Requiere que se dejen dos o más tubos embebidos en el hormigón, o que se realicen taladros en el hormigón endurecido. Una vez realizado esto, el ensayo es rápido y no precisa equipos pesados. Este método se utiliza también en muros pantalla de concreto armado.

c) El tercer método es el que dispone de más tradición, consistiendo en dejar caer una masa importante sobre la cabeza del pilote la cual se encuentra protegida, instrumentándose la cabeza del pilote para obtener la fuerza y la velocidad en función del tiempo. Es un método utilizado preferentemente en pilotes hincados, ya que aprovecha la misma energía proporcionada por el martillo de hinca. Es un método dinámico que induce una fuerte deformación en el pilote, denominándose generalmente "ensayo de respuesta dinámica" o simplemente "ensayo dinámico", aunque algunos autores no lo incluyen entre los ensayos de integridad. En pilotes hincados no requiere preparación especial ya que se utiliza el mismo martillo de hinca y la instrumentación es sencilla, pero en otros tipos de pilotes si que requiere medios pesados, ajenos a los de ejecución del pilote, para disponer sobre el mismo una masa considerable con una cierta altura de caída. En la actualidad se han desarrollado sistemas más sencillos y transportables de dar la energía necesaria para el ensayo.

Los ensayos de integridad de pilotes suministran informaciones sobre las dimensiones físicas, la continuidad o la consistencia de los materiales empleados en los pilotes, y no suministran información directa sobre el comportamiento de los pilotes en condiciones de carga.

Estos ensayos significan una potente herramienta de trabajo para poder determinar experimentalmente la existencia de defectos en los pilotes con

rapidez y economía, por lo que son utilizados básicamente como control de calidad generalizado de los pilotes.

En el caso de detectarse anomalías mediante los ensayos de integridad, la dirección de obra puede recurrir a otros métodos para intentar investigar las causas, la naturaleza y la extensión de la anomalía, y determinar si el pilote es apto para el uso que se pretende. Los métodos empleados tradicionalmente en estos casos son la excavación alrededor del pilote y los sondeos con extracción de testigo continuo del fuste del pilote. La realización de sondeos solo permite obtener datos del testigo extraído y de las paredes del sondeo, cuya posición con respecto al eje del pilote es difícil de conocer exactamente cuando la profundidad es grande.

Los resultados de los ensayos de integridad necesitan ser interpretados por personal experimentado. Las modernas técnicas electrónicas e informáticas permiten un procesamiento y un tratamiento de las señales que facilitan la posterior presentación e interpretación de los resultados. No se puede esperar que los ensayos de integridad identifiquen todas las imperfecciones existentes en un pilote, pero son una potente herramienta principalmente como salvaguardia contra defectos importantes. Los ensayos de integridad pueden identificar defectos de menor importancia que no afecten gravemente al pilote, por lo que resulta fundamental la experiencia del técnico responsable de la interpretación.

CONCLUSIONES

- Los materiales recuperados en los sondajes P-1, P-2 y P-3, ejecutados por la OAT del MTC en el cauce del río Tumbes y en la ubicación del puente Franco, corresponden a sedimentos inconsolidados del cuaternario reciente.
- La estratigrafía del sondaje P-1 fue ubicada para verificar la estratigrafía de los pilares que no colapsaron. Las exploraciones realizadas por la Universidad de Piura del año 1995, están conformadas por, una intercalación de lentes areno limosos y suelos gruesos (gravas, cantos y/o bolonería) de 0m. a 15m. de profundidad; a partir de los 15m de profundidad se encuentran solo los suelos gruesos.
- Las prospecciones P2 y P-3, son de estratigrafías similares al sondaje P-1, por lo que se puede asumir, que se mantiene lateralmente la calidad de los materiales (hacia la margen derecha) y está definida de la siguiente manera: de 0m a 13m de profundidad conformado por una intercalación de suelos gruesos (cantos y/o bolonería) con suelos areno limosos; de los 13m hasta los 26.5 m de profundidad por suelos finos areno limoso (SP-SM, SM) principalmente.
- Las condiciones climáticas de la región donde se emplaza el proyecto presentan rasgos transicionales entre el clima caluroso y desértico de la costa peruana y el tropical húmedo de la región ecuatoriana, por lo tanto se caracteriza por ser caluroso y por presentar lluvias estacionales con intensidades críticas durante periodos recurrentes conocidos como fenómenos de El Niño.
- Los procesos de geodinámica inciden sobre el proyecto a través de los periodos de inundación por desborde del cauce principal durante los periodos de descarga hídrica anómala, que eventualmente plantean problemas de socavación de cimientos y erosión destructiva de accesos.

- El suelo de cimentación de las estructuras del puente Franco es un suelo competente de mediana a alta densidad. A una profundidad mayor a 18m, registra valores de $N > 30$ en sondajes SPT, sometido a procesos de socavación susceptibles de afectar profundidades de hasta 9.1m por lo cual, la cimentación profunda propuesta es justificada.
- Puesto que el suelo de fundación es relativamente homogéneo ya que mantiene a lo largo del eje del puente sus características de suelo granular no cohesivo, medianamente denso, se espera asentamientos instantáneos con efectos secundarios despreciables para una presión de sobrecarga promedio de 14Kg/cm² a 18m de profundidad, se estima un asentamiento promedio de 2.54cm, cifra situada dentro del límite superior seguro.
- Debido a la eventualidad de los periodos anómalos de máxima descarga hídrica generen efectos erosivos en la cimentación de los pilares N°1 y N° 2 es justificada la necesidad de reforzarlos, debido que se encuentran cimentados a una profundidad de 11.5m por debajo del lecho del río lo cual implica que para un nivel de socavación máximo de 9.1m coherente con un fenómeno El Niño particularmente intenso, la longitud confinada de los pilotes se reduciría a menos de 2.5m. lo cual puede incidir en un asentamiento por socavación, por lo cual el reforzamiento de estas estructuras con pilotes de L=18m eliminan el riesgo de colapso por socavación del cimiento.
- Del re-cálculo de la capacidad portante a 18 m. de profundidad en los sondajes ejecutados por el MTC se concluye que la cimentación proyectada cumplirá con la carga de servicio estimada largamente, se verificó que la capacidad por grupo de 6 pilotes otorgan una capacidad admisible promedio de 560ton, superior a lo requerido de 360Ton.
- Debido a la diversidad de métodos empíricos y semiempíricos para estimar la capacidad de carga de los pilotes, siempre es necesario la ejecución del ensayo de capacidad de carga para verificar las condiciones de la cimentación final.

RECOMENDACIONES

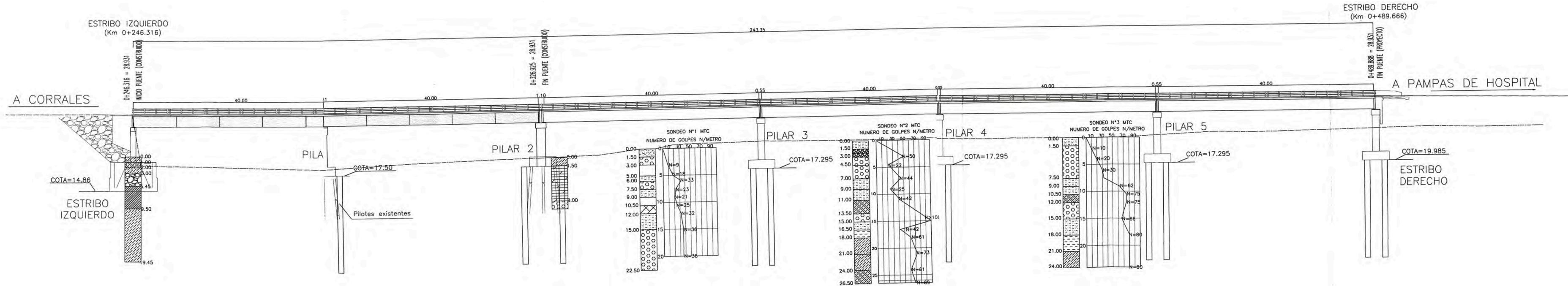
- Se recomienda la cimentación mediante pilotes excavados hasta por lo menos 18m. de profundidad respecto del fondo del cauce, debido a la existencia de suelos de granulometría gruesa, en la parte superior del cauce, que dificultaría la penetración y/o hincado de pilotes de acero de punta cónica, con el riesgo de alcanzar el rechazo antes de lograr los niveles que satisfagan requisitos de seguridad para la superestructura (falla por socavación y/o capacidad de carga).
- Considerar como nivel de cimentación una profundidad mínima de 18m por debajo del lecho aluvial debido a la necesidad de mantener confinado las pilas (8m por lo menos) ante eventos máximos de socavación, ocasionados por el fenómeno de El Niño.
- Se recomienda con objeto de verificar las cargas de trabajo y asentamientos ejecutar ensayo de carga como mínimo en los tramos a rehabilitar según lo establecido en la norma ASTM D-1143-81.
- Para proyectos de puentes de luz mayores a 100 metros se prevé como mínimo un sondaje por cada componente sea estribo, zapata pilar, u otro.
- Se recomienda ejecutar obras de protección y enrocados a las estructuras (pilares y estribos) con el fin de mitigar los efectos de erosión destructiva y de socavación de las estructuras.
- Se recomienda prever las posibles divagaciones laterales del río Tumbes en periodos anómalos, contemplando obras de drenaje especiales, debido a que el río se encuentra confinado entre colinas bajas y suavemente onduladas por la margen izquierda y una playa inundable de aproximadamente 1 Km de ancho desarrollada en la margen derecha, la cual permite al río divagar lateralmente durante las épocas de creciente anómala, modificando constantemente su cauce principal.

BIBLIOGRAFIA

1. Alaya Flores, Ernesto "Estudio de Suelos para cimentación de Puentes". Universidad Nacional de Ingeniería FIC Curso de Titulación 1997.
2. Alva Hurtado, Jorge "Diseño de Cimentaciones" Instituto de la Construcción y Gerencia ICG, 2007
3. Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Thomson Editores S.A. de C.V.; EEUU 2001.
4. Braja M. Das "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Edamsa Impresiones S.A. de C.V.; EEUU 2001.
5. Delgado Vargas Manuel, "Ingeniería de Cimentaciones". Alfaomega grupo editor S.A. de C.V.; Colombia 1999.
6. Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso; "Mecánica de Suelos Tomo 2" Editorial Limusa S.A.; México 1999.
7. Peck, Hanson, Thornburn; "Ingeniería de Cimentaciones". Editorial Limusa S.A.; EEUU 1998.

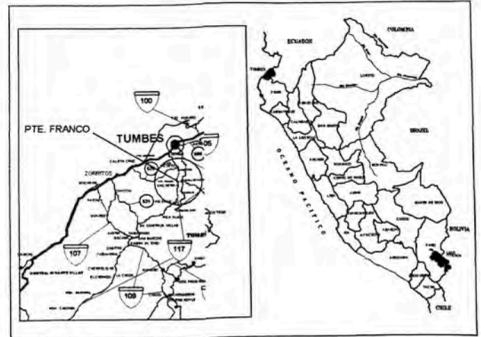
ANEXOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO



LEYENDA

	SP-SM		SW-SM
	SP-SC		SM
	BOLONERIA Y GRAVA		SP-GM
	ML		CL
	SP		GP
	GW		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURSO DE TITULACION UNI - FIC 2007

PROYECTO : EVALUACION DE LA RECONSTRUCCION DEL PUENTE FRANCO - ESTUDIO GEOTECNICO
 TRAMO : **KM 0+246.316 AL KM 0+489.888**

PERFIL ESTRATIGRAFICO LONG: 243.35 m
 S/C: HL-93
 KM: 0+246.316

DEPARTAMENTO : TUMBES	PROVINCIA : TUMBES	DISTRITO : PAMPAS DE HOSPITAL	APROBADO POR :
REVISADO POR : Ing° Atala Abad	DISEÑO : Bach. Ing° Juan Marcelo M.	FECHA : Diciembre 2007	ESCALA : SIN ESCALA
			PLANO : A

HOJA DE CÁLCULO
ANALISIS DE LA CIMENTACION, SONDAJES
P-1, P-2 y P-3

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007

UBICACION : TUMBES
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO (M) : 1
LONGITUD (M) : 18
NIVEL DE SOCAVACION : 10

EXCAVADO
1
18
10

FECHA:

08-Dic

2007

RESUMEN DEL ANALISIS DE CIMENTACION

SONDAJES EJECUTADOS POR EL MTC - OAT-2000

Profundidad (m.)	Sondaje N° 1		Sondaje N° 2		Sondaje N° 3	
	Clasificacion SUCS	Ncampo	Clasificacion SUCS	Ncampo	Clasificacion SUCS	Ncampo
0.00						
1.00	SP-SC	9	SP-SM		SP-SM	10
2.00	SP-SC	9	SP-SM	9	SP-SM	10
3.00	SP-SC	18	GW	50	SP-SM	20
4.00	SP-SC	18	GW	22	SP-SM	20
5.00	SP-SM	18	GW	22	SP-SM	30
6.00	SP-SM	33	GW	44	SP-SM	30
7.00	SP-SM	23	GW	44	SP-SM	30
8.00	SP-SM	21	SP-SM	25	GP-GM	62
9.00	SP-SM	21	SP-SM	25	GP-GM	62
10.00	SP-SM	25	SP-SM	25	SM	75
11.00	SP	25	SP-SM	42	SP-SM	75
12.00	SP	32	ML	42	SP-SM	75
13.00	SP-SM	36	ML	30	SW-SM	66
14.00	SP-SM	36	ML	30	SW-SM	66
15.00	SP-SM	36	ML	100	SW-SM	66
16.00	SP-SM	36	SP-SM	100	ML	80
17.00	SP-SM	36	SP-SM	42	ML	80
18.00	SP-SM	36	SW-SM	61	ML	80
19.00	SP-SM	-	SW-SM	61	SM	80
20.00	SP-SM	-	SM	73	SM	-
21.00	SP-SM	-	SM	73	SM	-
22.00	SP-SM	-	SM	73	SM	-

RESULTADOS OBTENIDOS

	Sondaje N° 1	Sondaje N° 2	Sondaje N° 3
Qp	289.0 Ton	303.4 Ton	391.0 Ton
Qs	44.9 Ton	47.7 Ton	47.3 Ton
Qult	333.9 Ton	351.1 Ton	438.3 Ton
Qadm	126.3 Ton	132.9 Ton	161.9 Ton
S	25.3 mm	25.4 mm	25.5 mm

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007
UBICACIÓN: TUMBES
TIPO DE PILOTE: EXCAVADO
DIAMETRO (M): 1
LONGITUD (M): 18
NIVEL DE SOCAVACION: 10

FECHA: 08-Dic 2007

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Niveles (manm)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Y(suelo) Tn/m ³	q' (Tn/m ²)	Sondaje N° 1		Valores de N corregidos por presion de sobrecapa			Presion efectiva			
					Clasificacion SUCS	Ncampo	N corregido (1)	N ₁ =C _N N (2)	N ₂ =C _N N (3)	q' (Tn/m ²)	q' (kg/cm ²)	Ø °	
21.00	0.00	4.00	1.44	1.92	SP-SC	9	-	-	-	-	-		
20.00	1.00				SP-SC	9	-	-	-	-	-	-	
19.00	2.00				SP-SC	18	16.5	-	-	-	-	30	
18.00	3.00	6.00	1.32	1.92	SP-SC	18	16.5	-	-	-	30		
17.00	4.00				SP-SC	18	16.5	-	-	0.32	0.03	30	
16.00	5.00				SP-SM	18	16.5	-	-	0.64	0.06	34	
15.00	6.00				SP-SM	33	24.0	-	-	0.96	0.10	32	
14.00	7.00				SP-SM	23	19.0	-	-	1.28	0.13	31	
13.00	8.00				SP-SM	21	18.0	-	-	1.60	0.16	31	
12.00	9.00	10.00	1.60	6.00	SP-SM	25	20.0	-	-	-	1.92	0.19	32
11.00	10.00				SP	25	20.0	-	-	2.34	0.23	32	
10.00	11.00				SP	32	23.5	45.83	60.91	2.76	0.28	34	
9.00	12.00				SP-SM	36	25.5	49.19	62.11	3.36	0.34	34	
8.00	13.00				SP-SM	36	25.5	47.22	57.21	3.96	0.40	34	
7.00	14.00				SP-SM	36	25.5	45.52	53.31	4.56	0.46	34	
6.00	15.00				SP-SM	36	25.5	44.03	50.12	5.16	0.52	34	
5.00	16.00				SP-SM	36	25.5	42.71	47.43	5.76	0.58	34	
4.00	17.00				SP-SM	36	25.5	41.51	45.14	6.36	0.64	34	
3.00	18.00				SP-SM	36	-	-	43.15	6.96	0.70	34	
2.00	19.00	SP-SM	36	-	-	41.40	7.56	0.76	34				
1.00	20.00	SP-SM	36	-	-	39.85	8.16	0.82	34				
0.00	21.00	SP-SM	36	-	-	38.46	8.76	0.88	34				
-1.00	22.00	SP-SM	36	-	-	-	-	-	-	-			

Terzaghi y Peck (1967) han recomendado la siguiente relacion de correccion de N si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y para valores de N de campo mayores de 15 .

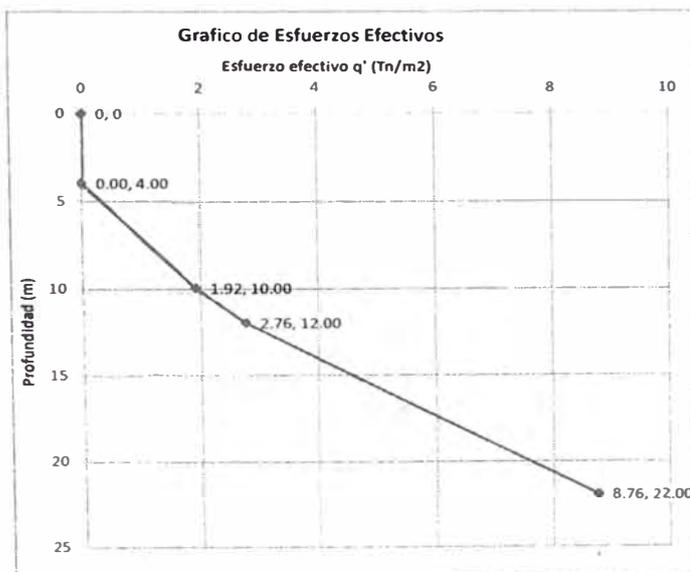
$$N_{corr} = N_{campo} + \frac{(15 - N_{campo})}{2} \quad (1)$$

Peck, Hansen y Thomburn (1974) recomiendan la siguiente correccion de N para q' ≥ 0.25 , q' (kg/cm²)

$$N_1 = N_{campo} \times 0.77 \times \log\left(\frac{20}{q'}\right) \quad (2)$$

Liao y Whitman (1986) sugiere utilizar la siguiente ecuacion que es aproximadamente el promedio de muchas correcciones.

$$N_2 = N_{campo} \times \sqrt{\frac{1}{q'}} \quad (3)$$



Profundidad (m)	Acumulad o q' (Tn/m ²)
4.00	0.00
10.00	1.92
12.00	2.76
22.00	8.76

Para fines practicos se recomienda la formula (3) propuesta de Liao y Whitman

Para el calculo de Ø utilizamos la correlacion determinada por Terzaghi, Peck y Mersi (1996)

$$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N)$$

Determinacion del Qb

$$Q_p = q \times (N_q - 1) \times A_p$$

DATOS	
Ø °	34
q' (ton/m ²)	8.76
Area de la Punta (m ²)	0.79

Los valores de Nq determinados para el calculo de qbu son obtenidos por tablas y graficos resultado de investigaciones y experiencias de reconocidos investigadores.

- * Berezantzer
- * Meyerhof
- * Terzaghi
- * Vesic

CRITERIO	Nq	qpu (ton/m ²)
Berezantzev	43	376.7
Meyerhof	90	788.4
Terzaghi	46	403.0
Vesic	45	394.2

Qp (ton)
289.0
612.3
309.6
302.7

Se opta por el valor mas conservador de Nq de Berezantzev por lo tanto Qb es **289.0** ton

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007

UBICACIÓN : TUMBES
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO (M) : 1
LONGITUD (M) : 18
NIVEL DE SOCAVACION : 10

FECHA: 08-Dic 2007

Determinacion del Qs

$$Q_s = \sum K_s \times q'_z \times \tan(\delta) \times A_L$$

Ks= Coeficiente lateral de tierra, la relacion de la presion lateral a vertical en los lados del pilote.

q'_z=Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad Z.

δ=angulo de friccion entre el pilote y el suelo.

A_L=Area de contacto del pilote con el estrato.

Ks depende principalmente del metodo de instalacion del pilote y de la densidad inicial de la arena. B. Das (1984) supone que que Ks varia con la profundidad. En la parte superior del pilote es aproximadamente igual al coeficiente pasivo de Rankine de presion lateral de tierras K_p, y puede llegar a ser menor que K_o en la base del pilote. Para pilotes excavados se asume por recomendacion de investigadores tomar el valor resultante de

Material del Pilote	δ	Ks	
		Densidad Relativa baja (Ø < 35%)	Densidad Relativa alta (Ø > 35%)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3'4Ø	1.0	2.0
Madera	2'3Ø	1.5	4.0

$$K_s = 1 - \text{sen } \phi$$

Como alternativa se puede adoptar los valores asumidos por Broms (1966) para Ks y δ los cuales dependen del angulo de friccion φ.

Profundidad	Ks (Das) Ks=(1-senφ)	Ka (Rankine) Ka=tan(45-φ/2) ²	Ks (Broms) Ks=1	q' (prom) (Tn/m ²)	tan(δ) δ=(3/4)φ	A _L π*radio*2*ΔZ (m ²)	(1) qs (ton)	(2) qs (ton)	(3) qs (ton)
0.00									
1.00									
2.00									
3.00	0.50	0.34	1.00						
4.00	0.49	0.33	1.00	0.000	0.419	12.566	0.000	0.000	0.000
5.00	0.49	0.33	1.00						
6.00	0.44	0.28	1.00						
7.00	0.47	0.31	1.00						
8.00	0.48	0.32	1.00						
9.00	0.48	0.32	1.00						
10.00	0.47	0.30	1.00	0.960	0.449	18.850	3.790	2.472	8.124
11.00	0.47	0.30	1.00						
12.00	0.45	0.29	1.00	2.340	0.472	6.283	3.090	1.988	6.933
13.00	0.44	0.28	1.00						
14.00	0.44	0.28	1.00						
15.00	0.44	0.28	1.00						
16.00	0.44	0.28	1.00						
17.00	0.44	0.28	1.00						
18.00	0.44	0.28	1.00						
19.00	0.44	0.28	1.00						
20.00	0.44	0.28	1.00						
21.00	0.44	0.28	1.00						
22.00	0.44	0.28	1.00	5.760	0.482	31.416	38.055	24.330	87.301
						TOTAL	44.94	28.79	102.36

CRITERIO	Qs (ton)
Rankine	28.79
Das	44.94
Broms	102.36

Como se aprecia los resultados obtenidos de la capacidad portante por friccion obtenemos 3 resultados de los cuales adoptamos el propuesto por teoria de Das, debido que nos resulta un valor promedio conservador. siendo los otros valores obtenidos resultados minimos y maximo esperados.

Qs (ton)	44.94
-----------------	--------------

Capacidad Admisible

Para el calculo de la capacidad Admisible, se muestran 2 procedimientos, los cuales estan relacionados a 2 metodos para establecer un factor de seguridad de diseño, para el caso en analisis se optara por el resultado mas conservador..

$$Q_{adm} = \frac{Q_s + Q_p}{2.5}$$



Qs	Qp	Qadm	(ton)
17.97	115.59	133.56	

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



Qs	Qp	Qadm	(ton)
29.96	96.3	126.28	

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007

UBICACION : TUMBES
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO (M) : 1
LONGITUD (M) : 18
NIVEL DE SOCAVACION : 10

FECHA: 08-Dic 2007

Asentamiento Individual de Pilotes

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Vesic (1977)

S = asentamiento total de un pilote.

S₁ = asentamiento debido a la deformación axial del pilote (material).

S₂ = asentamiento del pilote debido a la carga por punta transmitida al pilote.

S₃ = asentamiento del pilote debido a la carga por fricción transmitida al pilote

$$S_1 = (Q_p + \xi Q_s) \frac{L}{AE_p}$$

$$S_2 = \frac{q_p D}{E_s} (1 - \nu^2) I_p$$

$$S_3 = \frac{f_{sm} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_s$$

Donde:

Q_p = carga en la punta del pilote condición de carga del trabajo.

Q_s = carga por resistencia a la fricción bajo condición de carga de trabajo.

A = área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

D = Diámetro o lado del pilote.

E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote.

E_s = Modulo de deformación.

ξ = coeficiente adimensional depende de la distribución de fricción lateral en el pilote.

q_p = Representa la presión neta aplicada en la punta del pilote.

f_{sm} = Representa la fricción unitaria promedio a lo largo del pilote.

ν = Relación de Poisson del Suelo.

I_p, I_s = factores adimensionales de influencia para componentes de punta y contorno.

Calculo de S1, S2 y S3

Para el calculo del Asentamiento, del pilote se utilizaran las formulas (a) y (b), para el calculo de S₂ y S₃ respectivamente, los cuales son relaciones empiricas determinadas por Vesic similares a las originales debido a la falta de informacion respecto a las variables q que intervienen en el calculo.

$$S_2 = \frac{C_p Q_p}{D q_{op}} \quad (a)$$

$$S_3 = \frac{C_s Q_s}{L q_{op}} \quad (b)$$

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

Tipo de Suelo	Pilote Hincado	Pilote Barrado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelta)	0.03-0.05	0.09-0.12

Valores típicos de C_p recomendados por Vesic

C_p, C_s = coeficientes empiricos depende del tipo de suelo y método de instalación del pilote.

q_{op} = Representa la resistencia ultima de punta del pilote.

S ₁	
Q _p (ton)	96.3
Q _s (ton)	29.96
A (m ²)	0.79
L (m)	18
E _p (ton/m ²)	2.4E+06
ξ	0.6
1.0914	mm

S ₂	
C _p	0.090
Q _p (ton)	96.3
D (m)	1.0
q _{op} (tn/m ²)	367.920
23.5619	mm

S ₃	
C _s	0.145
Q _s (ton)	29.96
L (m)	18.0
q _{op} (tn/m ²)	367.920
0.6550	mm

Realizando la suma algebraica de los resultados obtenidos (S₁+S₂+S₃) obtenemos un asentamiento individual total de:

S _(s1+s2+s3)	25.31	mm
-------------------------	--------------	-----------

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007
UBICACION : TUMBES
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO (M) : 1
LONGITUD (M) : 18
NIVEL DE SOCAVACION : 10

FECHA: 08-Dic 2007

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Niveles (msnm)	Profundidad (m)	Espesor (m)	V _(suelo) Tn/m ³	q' (Tn/m ²)	Sondaje N° 2		Valores de N corregidos por presion de sobrecapa			Presion efectiva	
					Clasificacion SUCS	Ncampo	N corregido (1)	N ₁ =C _n xN (2)	N ₂ =C _n xN (3)	q' (Tn/m ²)	q' (kg/cm ²)
21.00	0.00										
20.00	1.00	2.00	1.24								
19.00	2.00				SP-SM						
18.00	3.00	2.00		0.00	SP-SM	9					
17.00	4.00				GW	50					
16.00	5.00		1.50		GW	22					
15.00	6.00	3.00		1.50	GW	22					
14.00	7.00				GW	44					
13.00	8.00				GW	44					
12.00	9.00				SP-SM	25					
11.00	10.00	4.00	1.38	1.52	SP-SM	25					
10.00	11.00				SP-SM	25					
9.00	12.00				SP-SM	42					
8.00	13.00	4.00	1.52	2.08	ML	42					
7.00	14.00				ML	30					
6.00	15.00				ML	30					
5.00	16.00				ML	100					
4.00	17.00				SP-SM	100					
3.00	18.00	7.00	1.40	2.78	SP-SM	42					
2.00	19.00				SW-SM	61					
1.00	20.00				SW-SM	61					
0.00	21.00				SM	73					
-1.00	22.00				SM	73					

Terzaghi y Peck (1967) han recomendado la siguiente relacion de correccion de N si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y para valores de N de campo mayores de 15 .

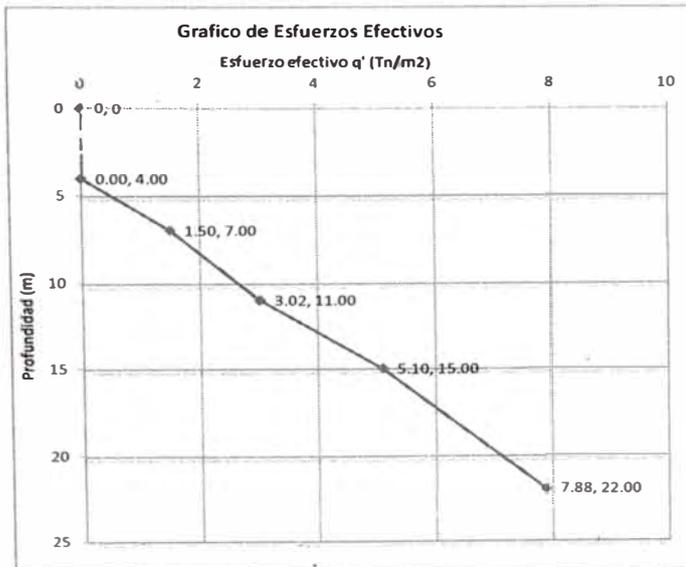
$$N_{corr} = N_{camp} + \frac{(15 - N_{camp})}{2} \quad (1)$$

Peck, Hansen y Thouburn (1974) recomiendan la siguiente correccion de N para q' ≥ 0.25 .q' (kg/cm²)

$$N_1 = N_{camp} \times 0.77 \times \log\left(\frac{20}{q'}\right) \quad (2)$$

Liao y Whitman (1986) sugiere utilizar la siguiente ecuacion que es aproximadamente el promedio de muchas correcciones.

$$N_2 = N_{camp} \times \sqrt{\frac{1}{q'}} \quad (3)$$



Profundidad (m)	Acumulado q' (Tn/m ²)
4.00	0.00
7.00	1.50
11.00	3.02
15.00	5.10
22.00	7.88

Para fines practicos se recomienda la formula (3) propuesta de Liao y Whitman

Para el calculo de φ utilizamos la correlacion determinada por Terzaghi, Peck y Mersi (1996)

$$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N)$$

Determinacion del Qb

$$Q_p = q \times (N_q - 1) \times A_p$$

DATOS	
φ°	35
q' (ton/m ²)	7.88
Area de la Punta (m ²)	0.79

Los valores de Nq determinados para el calculo de q_b son obtenidos por tablas y graficos resultado de investigaciones y experiencias de reconocidos investigadores.

- * Berezantzer
- * Meyerhof
- * Terzaghi
- * Vesic

CRITERIO	Nq	q _{pu} (ton/m ²)	Q _p (ton)
Berezantzev	50	394.1	303.4
Meyerhof	140	1103.6	860.5
Terzaghi	57	449.3	346.7
Vesic	55	433.5	334.3

Se opta por el valor mas conservador de Nq de Berezantzev por lo tanto Q_b es: **303.4** ton

UBICACION : TUMBES
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO (M) : 1
LONGITUD (M) : 18
NIVEL DE SOCAVACION : 10

FECHA: 08-Dic 2007

Determinacion del Qs

$$Q_s = \sum K_s \times q'_z \times \tan(\delta) \times A_L$$

Ks= Coeficiente lateral de tierra, la relacion de la presion lateral a vertical en los lados del pilote.
q'_z=Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad Z.
δ=angulo de friccion entre el pilote y el suelo.
A_L=Area de contacto del pilote con el estrato.

Ks depende principalmente del metodo de instalacion del pilote y de la densidad inicial de la arena. B. Das (1984) supone que Ks varia con la profundidad. En la parte superior del pilote es aproximadamente igual al coeficiente pasivo de Rankine de presion lateral de tierras Kp, y puede llegar a ser menor que Ko en la base del pilote. Para pilotes excavados se asume por recomendacion de investigadores tomar el valor resultante de

Material del pilote	α	Ks	
		Densidad relativa baja (0 < α ≤ 35°)	Densidad Relativa alta (α > 35°)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4φ	1.0	2.0
Madera	2/3φ	1.5	4.0

$$K_s = 1 - \text{sen } \phi$$

Como alternativa se puede adoptar los valores asumidos por Broms (1966) para Ks y δ los cuales dependen del angulo de friccion φ.

Profundidad (m)	Ks (Das) Ks=(1-senφ)	Ks (Rankine) Ks=(1-senφ) ² /2	Ks (Broms) Ks=1	q' (prom) (Tn/m ²)	tan(δ) δ=(α/4)φ	A π*radio*2*ΔZ (m ²)	(1) Qs (ton)	(2) Qs (ton)	(3) Qs (ton)	
0.00										
1.00										
2.00	0.52	0.35	1.00	0.000	0.394	0.000	0.000	0.000	0.000	
3.00	0.44	0.29	1.00							
4.00	0.49	0.33	1.00	0.000	0.422	0.000	0.000	0.000	0.000	
5.00	0.49	0.33	1.00							
6.00	0.45	0.29	1.00							
7.00	0.45	0.29	1.00	0.750	0.464	9.425	1.484	0.959	3.280	
8.00	0.49	0.32	1.00							
9.00	0.49	0.32	1.00							
10.00	0.49	0.32	1.00							
11.00	0.46	0.29	1.00	2.260	0.429	12.566	5.547	3.592	12.179	
12.00	0.46	0.29	1.00							
13.00	0.48	0.31	1.00							
14.00	0.48	0.31	1.00							
15.00	1.00	1.00	1.00	4.060	0.439	12.566	10.662	6.994	22.418	
16.00	1.00	1.00	1.00							
17.00	0.46	0.29	1.00							
18.00	0.43	0.28	1.00							
19.00	0.43	0.28	1.00							
20.00	0.42	0.27	1.00							
21.00	0.42	0.27	1.00							
22.00	0.42	0.27	1.00	6.491	0.501	21.991	30.006	18.983	71.556	
TOTAL								47.70	30.53	109.43

CRITERIO	Qs (ton)
Rankine	30.53
Das	47.70
Broms	109.43

Como se aprecia los resultados obtenidos de la capacidad portante por friccion obtenemos 3 resultados de los cuales adoptamos el propuesto por teoria de Das, debido que nos resulta un valor promedio conservador, siendo los otros valores obtenidos resultados minimos y maximo esperados.

Qs (ton) 47.70

Capacidad Admisible

Para el calculo de la capacidad Admisible, se muestran 2 procedimientos, los cuales estan relacionados a 2 metodos para establecer un factor de seguridad de diseño, para el caso en analisis se optara por el resultado mas conservador..

$$Q_{adm} = \frac{Q_s + Q_p}{2.5}$$



Qs	Qp	Qadm	(ton)
19.08	121.34	140.42	

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



Qs	Qp	Qadm	(ton)
31.80	101.1	132.92	

Asentamiento Individual de Pilotes

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Vesic (1977)

- S = asentamiento total de un pilote.
- S₁ = asentamiento debido a la deformación axial del pilote (material).
- S₂ = asentamiento del pilote debido a la carga por punta transmitida al pilote.
- S₃ = asentamiento del pilote debido a la carga por fricción transmitida al pilote

$$S_1 = (Q_p + \xi Q_s) \frac{L}{AE_p}$$

$$S_2 = \frac{q_p D}{E_s} (1 - \nu^2) I_p$$

$$S_3 = \frac{f_{sm} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_s$$

Donde:

- Q_p = carga en la punta del pilote condición de carga del trabajo.
- Q_s = carga por resistencia a la fricción bajo condición de carga de trabajo.
- A = área de la sección transversal del pilote.
- L = Longitud del pilote.
- D = Diámetro circular del pilote.
- E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote.
- E_s = Modulo de deformación.
- ξ = coeficiente adimensional depende de la distribución de fricción lateral en el pilote.
- q_p = Representa la presión neta aplicada en la punta del pilote.
- f_{sm} = Representa la fricción unitaria promedio a lo largo del pilote.
- ν = Relación de Poisson del Suelo.
- I_p, I_s = factores adimensionales de influencia para componentes de punta y contorno.

Calculo de S1, S2 y S3

Para el calculo del Asentamiento, del pilote se utilizaran las formulas (a) y (b), para el calculo de S₂ y S₃ respectivamente, los cuales son relaciones empiricas simples determinadas por Vesic similares a las originales debido a la falta de informacion respecto a las variables q intervienen en el calculo.

$$S_2 = \frac{C_p Q_p}{D q_{op}} \quad (a)$$

$$S_3 = \frac{C_s Q_s}{L q_{op}} \quad (b)$$

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

Tipo de Suelo	Pilote Hincado	Pilote Barronado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.03-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.03-0.12

Valores típicos de Cp recomendados por Vesic

C_p, C_s = coeficientes empiricos depende del tipo de suelo y método de instalación del pilote.
q_{op} = Representa la resistencia ultima de punta del pilote.

S ₁	
Q _p (ton)	101.1
Q _s (ton)	31.80
A (m ²)	0.79
L (m)	18
E _p (ton/m ²)	2.4E+06
ξ	0.6
1.1478	mm

S ₂	
C _p	0.090
Q _p (ton)	101.1
D (m)	1.0
Q _{op} (tn/m ²)	386.243
23.5619	mm

S ₃	
C _s	0.145
Q _s (ton)	31.80
L (m)	18.0
Q _{op} (tn/m ²)	386.243
0.6623	mm

Realizando la suma algebraica de los resultados obtenidos (S₁+S₂+S₃) obtenemos un asentamiento individual total de:

S _(s1+s2+s3)	25.37	mm
-------------------------	--------------	-----------

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007
 UBICACIÓN : TUMBES
 TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
 DIAMETRO (M) : 1
 LONGITUD (M) : 18
 NIVEL DE SOCAVACION : 10

FECHA: 08-Dic 2007

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Niveles (msnm)	Profundidad (m)	Espesor (m)	V _(suelo) Tn/m ³	q' (Tn/m ²)	Sondaje N° 3		Valores de N corregidos por presion de sobrecapa			Presion efectiva							
					Clasificacion SUCS	Ncampo	N corregido (1)	N ₁ =C _n xN (2)	N ₂ =C _n xN (3)	q' (Tn/m ²)	q' (kg/cm ²)	φ °					
21.00	0.00				SP-SM	0											
20.00	1.00	4.00	1.38	0.00	SP-SM	10					0.00	0.00					
19.00	2.00				SP-SM	10							0.00	0.00			
18.00	3.00				SP-SM	20							0.00	0.00	30		
17.00	4.00	3.00	1.14	1.14	SP-SM	20					0.00	0.00	30				
16.00	5.00				SP-SM	30							0.38	0.04	32		
15.00	6.00				SP-SM	30							0.76	0.08	32		
14.00	7.00	2.00	1.56	1.12	SP-SM	30					1.14	0.11	32				
13.00	8.00				GP-GM	62							1.70	0.17	35		
12.00	9.00				GP-GM	62							2.26	0.23	35		
11.00	10.00	6.00	1.42	2.52	SM	75	45.0	108.16	144.88	2.68	0.27	36					
10.00	11.00				SP-SM	75	45.0	104.51	134.70	3.10	0.31	36					
9.00	12.00				SP-SM	75	45.0	101.32	126.41	3.52	0.35	36					
8.00	13.00	3.00	1.47	1.41	SW-SM	66	40.5	86.68	105.15	3.94	0.39	35					
7.00	14.00				SW-SM	66	40.5	84.44	99.95	4.36	0.44	35					
6.00	15.00				SW-SM	66	40.5	82.41	95.46	4.78	0.48	35					
5.00	16.00	4.00	1.46	1.84	ML	80	47.5	97.38	110.41	5.25	0.53	36					
4.00	17.00				ML	80	47.5	95.09	105.78	5.72	0.57	36					
3.00	18.00				ML	80	47.5	92.98	101.68	6.19	0.62	36					
2.00	19.00				SM	80	47.5	91.06	98.10	6.65	0.67	36					
1.00	20.00				SM	-				7.11	0.71	36					
0.00	21.00				SM	-				7.57	0.76	36					
-1.00	22.00				SM	-				8.03	0.80	36					

Terzaghi y Peck (1967) han recomendado la siguiente relacion de correccion de N si el suelo es arena saturada muy fina o limosa y para valores de N de campo mayores de 15 .

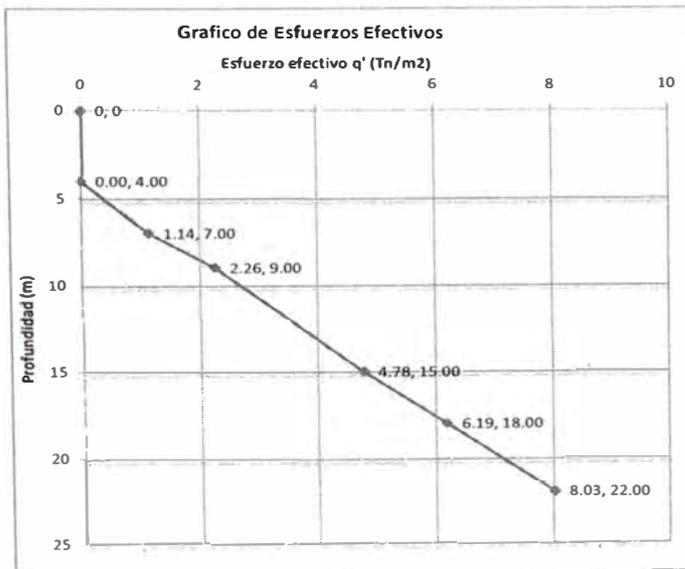
$$N_{corr} = N_{camp} + \frac{(15 - N_{camp})}{2} \quad (1)$$

Peck, Hansen y Thomburn (1974) recomiendan la siguiente correccion de N para q' ≥ 0.25 ,q' (kg/cm²)

$$N_1 = N_{camp} \times 0.77 \times \log\left(\frac{20}{q'}\right) \quad (2)$$

Liao y Whitman (1986) sugiere utilizar la siguiente ecuacion que es aproximadamente el promedio de muchas correcciones.

$$N_2 = N_{camp} \times \sqrt{\frac{1}{q'}} \quad (3)$$



Profundidad (m)	Acumulado o q' (Tn/m ²)
4.00	0.00
7.00	1.14
9.00	2.26
15.00	4.78
18.00	6.19
22.00	8.03

Para fines practicos se recomienda la formula (3) propuesta de Liao y Whitman

Para el calculo de φ utilizamos la correlacion determinada por Terzaghi, Peck y Mersi (1996)

$$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N)$$

Determinacion del Qb

$$Q_p = q \times (N_q - 1) \times A_p$$

DATOS	
φ °	36
q' (ton/m ²)	8.03
Area de la Punta (m ²)	0.79

Los valores de Nq determinados para el calculo de q_b son obtenidos por tablas y graficos resultado de investigaciones y experiencias de reconocidos investigadores.

- * Berezantzer
- * Meyerhof
- * Terzaghi
- * Vesic

CRITERIO	Nq	q _{pu} (ton/m ²)	Qp (ton)
Berezantzev	63	505.9	391.0
Meyerhof	170	1365.1	1065.8
Terzaghi	66	530.0	409.9
Vesic	65	522.0	403.6

Se opta por el valor mas conservador de Nq de Berezantzev por lo tanto Q_b es: **391.0** ton

PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA DEL PUENTE FRANCO 2005 - CURSO DE TITULACION 2007

UBICACIÓN: TUMBES
TIPO DE PILOTE: EXCAVADO
DIAMETRO (M): 1
LONGITUD (M): 18
NIVEL DE SOCAVACION: 10

FECHA: 08-Dic 2007

Determinacion del Qs

$$Q_s = \sum K_s \times q'_z \times \tan(\delta) \times A_L$$

Ks= Coeficiente lateral de tierra, la relacion de la presion lateral a vertical en los lados del pilote.
q'_z=Esfuerzo vertical efectivo a una profundidad Z.
δ=angulo de friccion entre el pilote y el suelo.
A_L=Area de contacto del pilote con el estrato.

Ks depende principalmente del metodo de instalacion del pilote y de la densidad inicial de la arena. B. Das (1984) supone que Ks varia con la profundidad. En la parte superior del pilote es aproximadamente igual al coeficiente pasivo de Rankine de presion lateral de tierras Kp, y puede llegar a ser menor que Ko en la base del pilote. Para pilotes excavados se asume por recomendacion de investigadores tomar el valor resultante de

Material del Pilote	φ	Ks	
		Densidad Relativa baja (φ ≤ 35%)	Densidad Relativa alta (φ > 35%)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4φ	1.0	2.0
Madera	2/3φ	1.5	4.0

$$K_s = 1 - \text{sen } \phi$$

Como alternativa se puede adoptar los valores asumidos por Broms (1966) para Ks y δ los cuales dependen del angulo de friccion φ.

Profundidad (m)	Ks (Das) Ks=1-senφ	Ks (Rankine) Ks=tan(45-φ/2) ²	Ks (Broms) Ks=1	q' (prom) (Tn/m ²)	tan(δ) δ=(3/4)φ	A _L π*radio*2*ΔZ (m ²)	(1) qs (ton)	(2) qs (ton)	(3) qs (ton)
0.00									
1.00									
2.00									
3.00	0.50	0.33	1.00						
4.00	0.50	0.33	1.00						
5.00	0.48	0.31	1.00						
6.00	0.48	0.31	1.00						
7.00	0.48	0.31	1.00	0.570	0.439	12.566	1.497	0.982	3.147
8.00	0.43	0.27	1.00						
9.00	0.43	0.27	1.00	1.700	0.489	6.283	2.246	1.431	5.220
10.00	0.42	0.26	1.00						
11.00	0.42	0.26	1.00						
12.00	0.42	0.26	1.00						
13.00	0.43	0.27	1.00						
14.00	0.43	0.27	1.00						
15.00	0.43	0.27	1.00	3.520	0.493	18.850	13.953	8.865	32.741
16.00	0.41	0.26	1.00						
17.00	0.41	0.26	1.00						
18.00	0.41	0.26	1.00	5.485	0.509	9.425	10.859	6.843	26.288
19.00	0.41	0.26	1.00						
20.00	0.41	0.26	1.00						
21.00	0.41	0.26	1.00						
22.00	0.41	0.26	1.00	7.110	0.510	12.566	18.766	11.819	45.525
TOTAL							47.32	29.94	112.92

CRITERIO	Qs (ton)
Rankine	29.94
Das	47.32
Broms	112.92

Como se aprecia los resultados obtenidos de la capacidad portante por friccion obtenemos 3 resultados de los cuales adoptamos el propuesto por teoria de Das, debido que nos resulta un valor promedio conservador. siendo los otros valores obtenidos resultados minimos y maximo esperados.

Qs (ton)	47.32
----------	--------------

Capacidad Admisibile

Para el calculo de la capacidad Admisibile, se muestran 2 procedimientos, los cuales estan relacionados a 2 metodos para establecer un factor de seguridad de diseo, para el caso en analisis se optara por el resultado mas conservador..

$$Q_{adm} = \frac{Q_s + Q_p}{2.5}$$



Qs	Qp	Qadm	
18.93	156.41	175.34	(ton)

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



Qs	Qp	Qadm	
31.55	130.3	161.89	(ton)

UBICACION	TUMBES
TIPO DE PILOTE	EXCAVADO
DIAMETRO (M)	1
LONGITUD (M)	18
NIVEL DE SOCAVACION	10

FECHA. 08-Dic 2007

Asentamiento Individual de Pilotes

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Vesic (1977)

S = asentamiento total de un pilote.

S₁ = asentamiento debido a la deformación axial del pilote (material).

S₂ = asentamiento del pilote debido a la carga por punta transmitida al pilote.

S₃ = asentamiento del pilote debido a la carga por fricción transmitida al pilote

$$S_1 = (Q_p + \xi Q_s) \frac{L}{AE_p}$$

$$S_2 = \frac{q_p D}{E_s} (1 - \nu^2) I_p$$

$$S_3 = \frac{f_{sm} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_s$$

Donde:

Q_p = carga en la punta del pilote condición de carga del trabajo.

Q_s = carga por resistencia a la fricción bajo condición de carga de trabajo.

A = área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

D = Diámetro o lado del pilote.

E_p = Modulo de elasticidad del material del pilote.

E_s = Modulo de deformación.

ξ = coeficiente adimensional depende de la distribución de fricción lateral en el pilote.

q_p = Representa la presión neta aplicada en la punta del pilote.

f_{sm} = Representa la fricción unitaria promedio a lo largo del pilote.

ν = Relación de Poisson del Suelo.

I_p, I_s = factores adimensionales de influencia para componentes de punta y contorno.

Calculo de S1, S2 y S3

Para el calculo del Asentamiento, del pilote se utilizaran las formulas (a) y (b), para el calculo de S₂ y S₃ respectivamente, los cuales son relaciones empiricas simples determinadas por Vesic similares a las originales debido a la falta de informacion respecto a las variables q que intervienen en el calculo.

$$S_2 = \frac{C_p Q_p}{D q_{op}} \quad (a)$$

$$S_3 = \frac{C_s Q_s}{L q_{op}} \quad (b)$$

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

Tipo de Suelo	Pilote Hincado	Pilote Barranado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.03-0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

Valores típicos de C_p recomendados por Vesic

C_p, C_s = coeficientes empiricos depende del tipo de suelo y método de instalación del pilote.

q_{op} = Representa la resistencia ultima de punta del pilote.

S ₁	
Q _p (ton)	130.3
Q _s (ton)	31.55
A (m ²)	0.79
L (m)	18
E _p (ton/m ²)	2.4E+06
ξ	0.6
1.4254	mm

S ₂	
C _p	0.090
Q _p (ton)	130.3
D (m)	1.0
Q _{op} (tn/m ²)	497.860
23.5619	mm

S ₃	
C _s	0.145
Q _s (ton)	31.55
L (m)	18.0
Q _{op} (tn/m ²)	497.860
0.5097	mm

Realizando la suma algebraica de los resultados obtenidos (S₁+S₂+S₃) obtenemos un asentamiento individual total de:

$$S_{(s1+s2+s3)} = \mathbf{25.50} \quad \mathbf{mm}$$

Grafico de Valores Nq determinado por Terzaghi

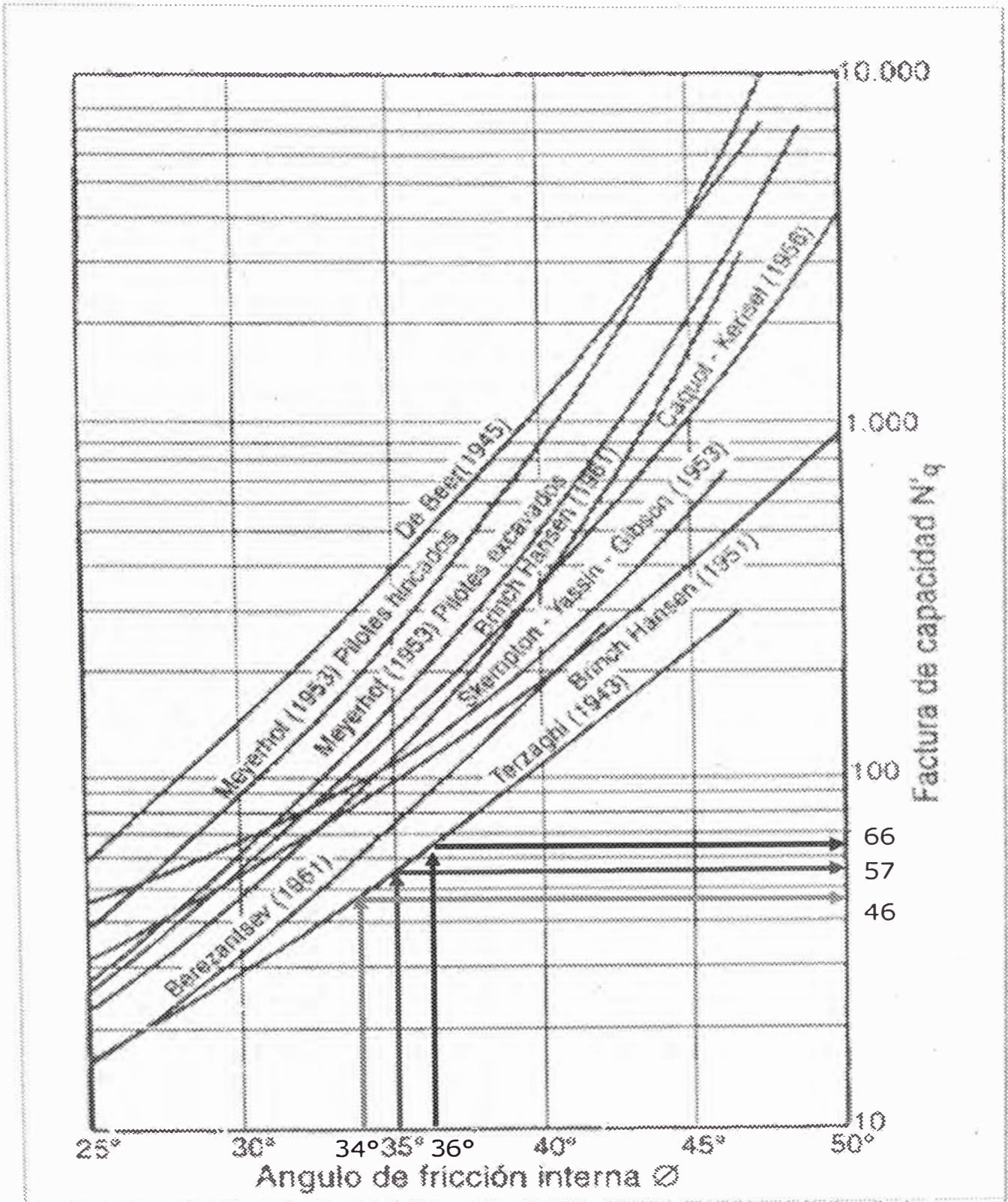


Grafico de Valores N_q determinado por Meyerhof

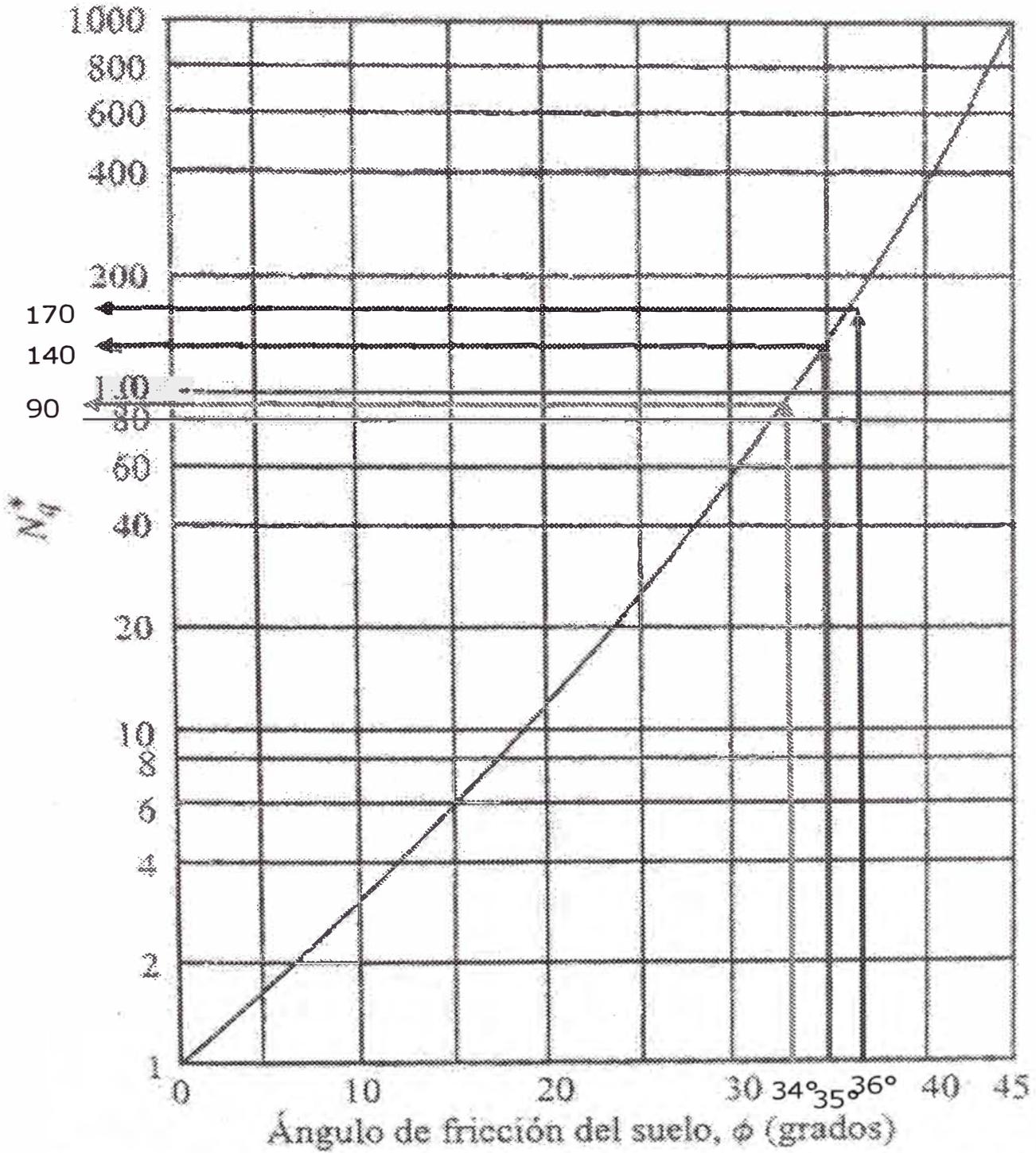


FIGURA 13.9 Factor de capacidad de carga de Meyerhof, N_q

Grafico de Valores N_q determinado por Berezantzev

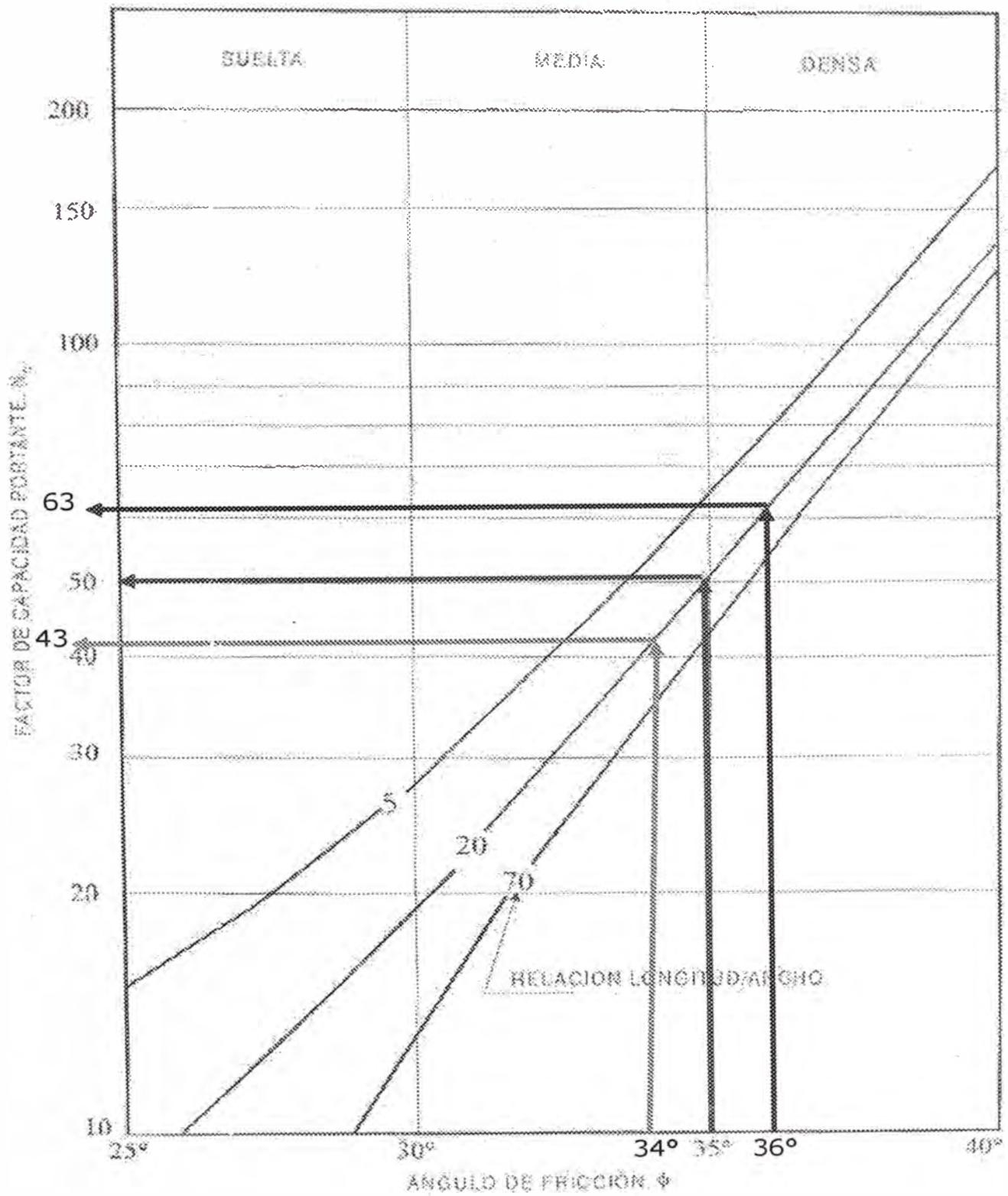


Grafico de Valores N_q determinado por Vesic

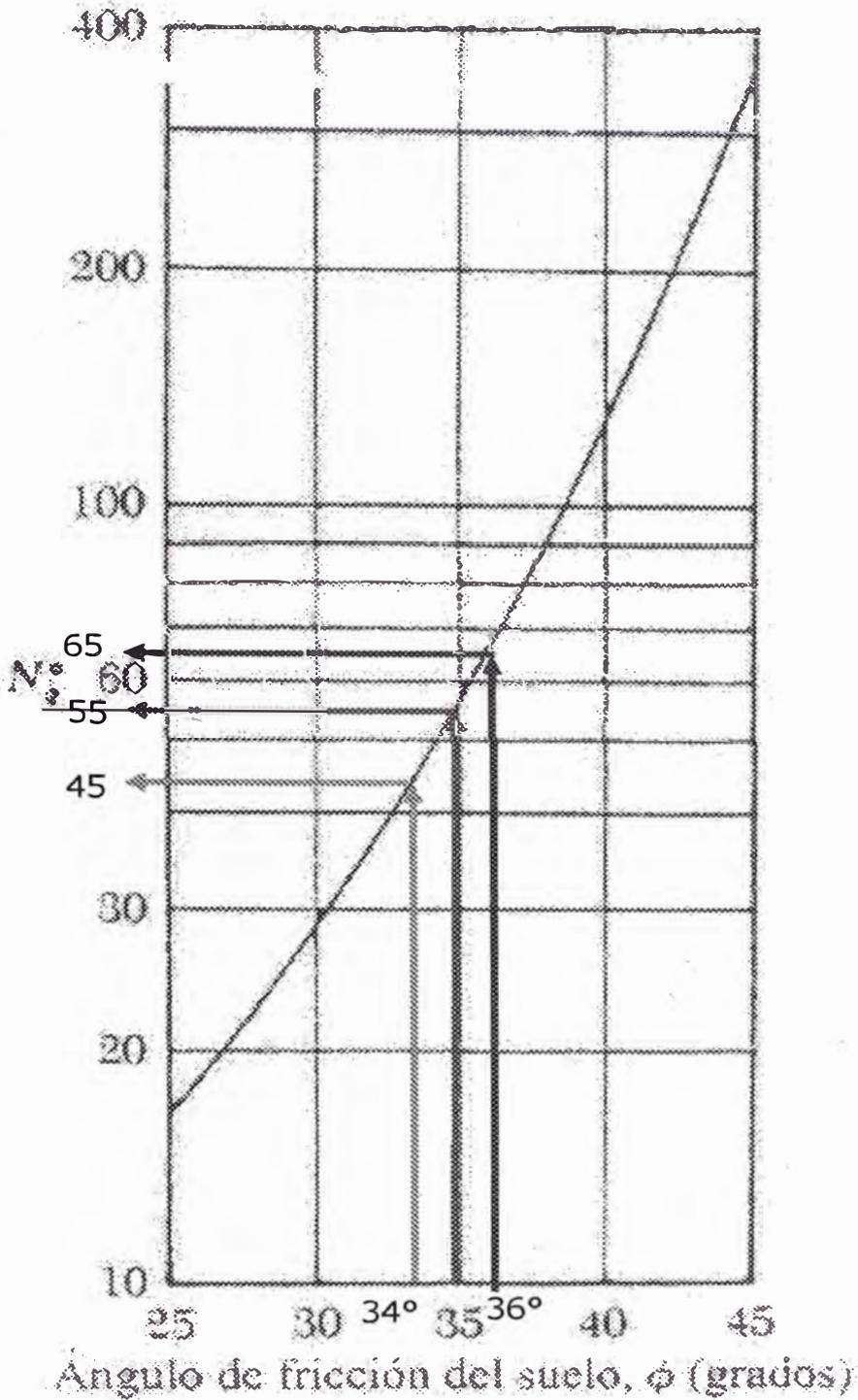


FIGURA 13.30 Factor de capacidad de carga de Vesic, N_q , para cimentaciones profundas.

INFORMACION DE SONDAJES SPT



E TRANSPORTES COMUNICACIONES
Y CONSTRUCCION
CONTRCL DE CALIDAD

ESTUDIO GEOTECNICO PARA CIMENTACION.
PUENTE FRANCO
DEPARTAMENTO DE TUMBES

I. - INTRODUCCION

El presente Informe tiene como objetivo verificar el perfil estratigráfico y propiedades físico mecánicas de los materiales del subsuelo en el área de ubicación del Puente Franco y en el tramo que colapsó como consecuencia del último "Fenómeno del Niño" que afectó la Costa Norte del Perú.

1.1. - Ubicación.

Geopolíticamente, el Puente Franco se encontrará ubicado en el Departamento de Tumbes, Distrito de Pampas de Hospital y Km 15+200 de la carretera Tumbes - Pampas de Hospital.

II. - GEOTECNIA

2.1. - Prospecciones.

Se realizaron tres (03) sondajes. Y estuvieron ubicados en las siguientes progresivas (referencia eje del estribo izquierdo Km 0+246.33):

Sondaje N° 01 (P-1):	Progresiva 0+ 343.15. Ubicado a 15m del segundo pilar.
Sondaje N° 02 (P-2):	Progresiva 0+ 383.15. Ubicado a 55m del segundo pilar.
Sondaje N° 03 (P-3):	Progresiva 0 + 433.15. Ubicado a 110m del segundo pilar.

2.2. - Ensayos de Laboratorio.

Las muestras recuperadas en los sondajes fueron sometidas a diferentes ensayos de laboratorio (ver anexo) según lo establecido en las Normas de ASTM para el análisis de suelos. Dichos ensayos fueron: Análisis Granulométrico, Límite Líquido, Límite Plástico, Peso Específico Unitario Suelto y Clasificación de Suelos (SUCS).

2.3. - Información de Campo y Parámetros de Cálculo.

La información de campo (valores N) fueron tabulados, corregidos por presencia de nivel freático, presión de sobrecarga y correlacionado con el ángulo de resistencia al corte (ϕ) según lo recomendado por Terzagui y Peck (1948), y por Peck, Hanson y Thorburn (1957,1974) respectivamente. Los valores así tratados se presentan en los siguientes cuadros



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES,
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA CONTROL DE CALIDAD

PROSPECCION N° 01 (Km 0+343.15)

Profundidad (m)	Suelo SUCS	γ_{suelto} Tn/m ³	IP %	Grava %	N campo	N corr	N NF	N corr σ	Angulo (φ)
00.00 - 01.50	SP-SC	1.44	06	38					
01.50 - 03.00	*1				09	12	19		32°
03.00 - 05.00	*2				18	16	25		33°
05.00 - 06.00	SP-SM	1.32	NP	08	33	24	33		34°
06.00 - 07.50	*1				23	19	24		33°
07.50 - 09.00	SP-SM	1.36	NP	00	21	18	22		32°
09.00 - 10.50					25	20	24		33°
10.50 - 12.00	SP	1.42	NP	02	32	23	26		33°
12.00 - 15.00	SP-SM	1.60	NP	24	36	25	27		33°
15.00 - 22.50	*1								

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.

*2 La barra partida no recupera muestra.

PROSPECCION N° 02 (0+383.15)

Profundidad (m)	Suelo SUCS	γ_{suelto} tn/m ³	IP %	Grava %	N campo	N corr	N NF	N corr σ	Angulo (φ)
00.00 - 01.50	SP-SM	1.24	NP						
01.50 - 03.00	GW	1.50	NP	64	50	32	51		37
03.00 - 04.50					22	16	24		33°
04.50 - 07.00					44	29	40		35°
07.00 - 09.00	SP-SM	1.41	NP	09	25	20	25		33°
09.00 - 11.00	SP-SM	1.35	NP	24	42	28	33		34°
11.00 - 13.50	ML	1.52	NP						
13.50 - 15.00					>100				
15.00 - 16.50	SP-SM	1.32	NP	20	42	28	28		33°
16.50 - 18.00	SW-SM	1.52	NP	21	61	38	36		34°
18.00 - 21.00	SM	1.38	NP	07	73	44	39		35°
21.00 - 24.00	SM	1.37	NP	02	61	38	32		34°
24.00 - 26.50	ML	1.32	NP		69	42	33		34°

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.



MINISTERIO DE TRANSPORTES COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA CONTROL DE CALIDAD

PROSPECCION-N° 03 (Km 0+433.15)

Profundidad (m)	Suelo SUCS	γ_{suelto} Tn/m ³	IP %	Grava %	N campo	N corr	N NF	N corr σ	Angulo (φ)
00.00 - 01.50	SP-SM	1.38	NP	43					
01.50 - 07.50	*1								
07.50 - 09.00	GP-GM	1.56	NP	45	62	38	47	39°	
09.00 - 10.50	SM	1.28	3	22	75	45	54	37°	
10.50 - 12.00	SP-SM	1.59	NP	30	75	45	51	36°	
12.00 - 15.00	SW-SM	1.47	NP	1	66	40	44	35°	
15.00 - 18.00	ML	1.47	NP		80	47	47	35°	
18.00 - 21.00	SM	1.34	NP	11					
21.00 - 24.00	SM	1.58	NP	18					

*1 Presencia de fragmentos de bolonería y grava.

PROYECTO : PUENTE FRANCO
 UBICACION : TUMBES
 TIPO PILOTE : EXCAVADO
 DIAMETRO PILA : 1.00
 NIVEL DE SOCAVACION : 10.00 m
 FACTOR SEGURIDAD : 2.50

Df m	Qbu Tn	Qsu Tn	Wcon Tn	Qu Tn	Qadm Tn
10	235.57	0.00	11.01	224.56	89.82
11	283.23	0.14	12.11	271.26	108.50
12	302.76	0.57	13.21	290.11	116.04
13	311.37	1.27	14.31	298.33	119.33
14	316.03	2.26	15.42	302.87	121.15
15	318.91	3.53	16.52	305.93	122.37
16	320.87	5.09	17.62	308.34	123.34
17	322.28	6.93	18.72	310.49	124.20
18	323.35	9.05	19.82	312.57	125.03
19	324.18	11.45	20.92	314.71	125.88
20	324.85	14.14	22.02	316.96	126.78
21	325.39	16.96	23.12	319.22	127.69
22	325.85	19.77	24.22	321.40	128.56
23	326.23	22.59	25.33	323.50	129.40
24	326.57	25.41	26.43	325.55	130.22
25	326.85	28.23	27.53	327.56	131.02

PROYECTO : PUENTE FRANCO
 UBICACION : TUMBES
 TIPO PILOTE : EXCAVADO
 DIAMETRO PILA : 1.00
 NIVEL DE SOCAVACION : 10.00 m
 FACTOR SEGURIDAD : 3.00

Df m	Qbu Tn	Qsu Tn	Wcon Tn	Qu Tn	Qadm Tn
10	235.57	0.00	11.01	224.56	74.85
11	283.23	0.14	12.11	271.26	90.42
12	302.76	0.57	13.21	290.11	96.70
13	311.37	1.27	14.31	298.33	99.44
14	316.03	2.26	15.42	302.87	100.96
15	318.91	3.53	16.52	305.93	101.98
16	320.87	5.09	17.62	308.34	102.78
17	322.28	6.93	18.72	310.49	103.50
18	323.35	9.05	19.82	312.57	104.19
19	324.18	11.45	20.92	314.71	104.90
20	324.85	14.14	22.02	316.96	105.65
21	325.39	16.96	23.12	319.22	106.41
22	325.85	19.77	24.22	321.40	107.13
23	326.23	22.59	25.33	323.50	107.83
24	326.57	25.41	26.43	325.55	108.52
25	326.85	28.23	27.53	327.56	109.19

PUENTE FRANCO
ASENTAMIENTO INDIVIDUAL DE PILOTES

SONDAJE	DIAMETRO PILOTE (m)	PROFUNDIDAD DE SONDAJE MAX. (m)	LONGITUD DEL PILOTE (m)	ASENTAMIENTO DEL PILOTE INDIVIDUAL	
				FS:2.5	FS:3.0
P-2 , P-3	0.90	26.50	18.00	27 mm	23 mm
P-2 , P-3	1.00	26.50	18.00	30 mm	25 mm
P-2 , P-3	1.20	26.50	18.00	35 mm	30 mm



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD
AREA DE MECANICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

PROCEDENCIA : AGUA
REGISTRO N° : 069 (01.02.2000)
PROCEDENCIA : PUENTE FRANCOS - TUMBES
SOLICITADO : DIRECCION DE PUENTES
ENSAYO SOLICITADO : CALIDAD DE AGUA PARA CONCRETO
EFECTUADO : QUIM. ALINA MAGUÑA ASTETE
FECHA : Lima, Febrero 03 del 2000

<u>ANALISIS QUIMICO:</u>		Expresado en miligramos por litro o partes por millón.
1.0.	Sólidos en Suspensión	117
2.0.	Sales Solubles Totales	150
2.1.	Sulfatos expresado Como ión $SO_4^{=}$	No presenta
2.2.	Cloruros expresado Como ión Cl^-	17
2.3.	Alcalinidad Total expresada en Bicarbonato	122
3.0.	Materia Orgánica expresada en Oxígeno	0.5
4.0.	Potencial de Hidrógeno (pH)	6.4

Nota. - La muestra de agua analizada cumple Especificaciones Técnicas para su empleo en obras de concreto con Cemento Portland (Norma Técnica 339.088).
La interpretación ajena de los resultados de ensayos es de exclusiva responsabilidad del usuario, salvo las recomendaciones expresas adjuntas.



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
 MANTENIMIENTO Y CONSTRUCCION
 OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

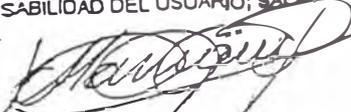
PROYECTO : Pte. Franco
 SOLICITADO : Dirección de Puentes
 UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-1 (Calicata)		M-2 (Lavado)		M-4 (SPT)		M-5 (Lavado)		M-6 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 01 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m.)	0.00 - 1.50		1.50 - 3.00		5.00 - 6.00		6.00 - 7.00		7.50 - 9.00	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500		100								
2"	50.800	4	96								
1 1/2"	38.100	2	94								
1"	25.400	0	94								
3/4"	19.050	10	84								
1/2"	12.700	9	75				100				
3/8"	9.525	4	71			7	93				
1/4"	6.350	6	65			0	93				
N° 4	4.760	3	62			1	92				
N° 6	3.360	3	59			1	91				
N° 8	2.380	3	56			2	89				
N° 10	2.000	1	55			1	88		100		100
N° 16	1.190	6	49		100	2	86	3	97	1	99
N° 20	0.840	4	45	7	93	2	84	9	88	1	98
N° 30	0.590	8	37	17	76	5	79	25	63	6	92
N° 40	0.426	11	26	42	34	7	72	31	32	19	73
N° 50	0.297	7	19	18	16	15	57	17	15	27	46
N° 80	0.177	10	9	13	3	17	40	12	3	10	36
N° 100	0.149	1	8	1	2	15	25	1	2	21	15
N° 200	0.074	1	7	1	1	10	15	1	1	10	5
- N° 200	-	7		1		15		1		5	
HUMEDAD NATURAL (%)		5.5		9.4		16.2		20.0		20.9	
LIMITE LIQUIDO (%)		25				20					
INDICE PLASTICO (%)		6		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP-SC		SP		SM		SP		SP-SM	
CLASIFICACION AASHTO		A-1-b (0)		A-1-b (0)		A-2-4 (0)		A-1-b (0)		A-3 (0)	
PESO UNIT. SUELTO (Kg/m3)		1444		1399		1326		1401			
SALES SOLUBLES (%)		0.0446		0.0096							
SULFATOS (%)		0.0139		0.0027							

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO; SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.




JULIO CESAR MANRIQUE PIRO
 INGENIERO CIVIL
 del Colegio de Ingenieros N° 40833



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
 VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

PROYECTO : Pte. Franco
 SOLICITADO : Dirección de Puentes
 UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-7 (Lavado)		M-8 (SPT)		M-9 (SPT)		M-10 (Lavado)		M-11 (Lavado)	
	UBICACION	PERFORACION N° 01 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	9.00 - 10.50		10.50 - 12.00		12.00 - 15.00		15.00 - 18.00		18.00 - 17.00	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	76.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	38.100										
1"	25.400										
3/4"	19.050										
1/2"	12.700						100				
3/8"	9.525				100	2	98				
1/4"	6.350			1	99	8	90				
N° 4	4.760			1	98	14	76				
N° 6	3.360			2	96	6	70		100		100
N° 8	2.380		100	7	89	11	59	1	99	2	98
N° 10	2.000	1	99	4	85	6	53	0	99	1	97
N° 15	1.190	12	87	5	80	4	49	3	96	3	94
N° 20	0.840	22	65	12	68	15	34	4	92	2	92
N° 30	0.590	18	47	5	63	10	24	9	83	4	88
N° 40	0.426	15	32	8	55	14	10	20	63	4	84
N° 50	0.297	8	24	7	48	0	10	18	45	6	78
N° 80	0.177	10	14	9	39	1	9	29	16	23	55
N° 100	0.149	5	9	12	27	0	9	4	12	22	33
N° 200	0.074	5	4	26	1	4	5	5	7	20	13
- N° 200	-	4		1		5		7		13	
HUMEDAD NATURAL (%)		21.1		11.4		16.2		22.5		28.9	
LIMITE LIQUIDO (%)		-		-		-		19		21	
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP		SP		SP-SM		SP-SM		SM	
CLASIFICACION AASHTO		A-1-b (0)		A-3 (0)		A-1-b (0)		A-3 (0)		A-2-4 (0)	
PESO UNIT. SUELTO (Kg/m3)		1385		1424		1603		1362		1283	
SALES SOLUBLES (%)											
SULFATOS (%)											

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO; SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.

Julio Cesar Manrique Pino
 JULIO CESAR MARIQUE PINO
 INGENIERO CIVIL
 B. del Colegio de Ingenieros N° 47500



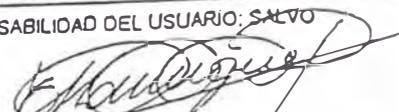
MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

OBJETO : Pte. Franco
 LOCALIZADO : Dirección de Puentes
 LOCALIZACIÓN : Tumbes
 REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 INGENIERO RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE MERICANA	DESCRIPCION	M-12 (Lavado)		M-13 (Lavado)	
	USUACION	PERFORACION N° 01 - MARGEN DERECHA			
	PROFUNDIDAD (m)	17.00 - 20.00		20.00 - 22.50	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	76.200				
2 1/2"	63.500				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
1/2"	12.700				
3/8"	9.525				
1/4"	6.350		100		
N° 4	4.760	1	99		
N° 6	3.360	3	96		100
N° 8	2.380	3	93	1	99
N° 10	2.000	2	91	0	99
N° 16	1.190	9	82	4	95
N° 20	0.840	7	75	5	90
N° 30	0.550	14	61	11	79
N° 40	0.425	18	43	19	60
N° 50	0.297	15	28	14	46
N° 80	0.177	9	19	21	25
N° 100	0.149	10	9	4	21
N° 200	0.074	5	4	8	13
- N° 200	-	4		13	
EDAD NATURAL (%)		14.1		12.6	
TE LIQUIDO (%)				19	
CE PLASTICO (%)		NP		NP	
SIFICACION SUCS		SP		SM	
SIFICACION AASHTO		A-1-b (0)		A-2-4 (0)	
COEF. SUELTO (Kd/m3)		1438		1456	
SOLUBLES (%)					
GRASAS (%)					

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO, SALVO
 RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.


JULIO CESAR MANRIQUE PINO
 INGENIERO CIVIL
 Colegiado del Colegio de Ingenieros N° 40802



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
 VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

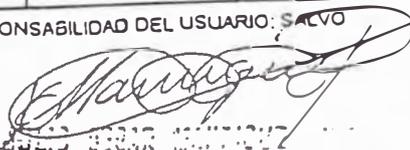
PROYECTO : Pte. Franco
 SOLICITADO : Dirección de Puentes
 UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-1 (Calicata)		M-2 (SPT)		M-3 (Lavado)		M-4 (Lavado)		M-5 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 02 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	0.00 - 1.50		1.50 - 3.00		3.00 - 4.50		4.50 - 7.00		7.00 - 9.00	
	ASESORIA (cm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	39.100				100						
1"	25.400			7	93						
3/4"	19.050			15	78						100
1/2"	12.700			11	67					2	98
3/8"	9.525			13	54					3	95
1/4"	5.350			11	43		100		100	3	92
N° 4	4.750			7	36	2	98	1	99	1	91
N° 6	3.350		100	2	34	7	91	2	97	0	91
N° 8	2.350	1	99	4	30	6	85	5	92	1	90
N° 10	2.000	0	99	6	24	9	76	4	88	0	90
N° 16	1.190	0	99	4	20	10	66	9	79	0	90
N° 20	0.840	0	99	2	18	9	57	15	64	1	89
N° 30	0.590	2	97	3	15	12	45	19	45	3	86
N° 40	0.425	18	79	5	10	19	26	19	26	7	79
N° 50	0.297	35	44	1	9	6	20	6	20	16	63
N° 80	0.177	28	16	3	6	9	11	8	12	46	17
N° 100	0.149	3	13	1	5	7	4	6	6	5	12
N° 200	0.074	4	9	1	4	2	2	3	3	1	11
- N° 200	-	9		4		2		3		11	
HUMEDAD NATURAL (%)		8.9		6.1		16.6		23.0		19.1	
LIMITE LIQUIDO (%)		18		20						20	
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP-SM		GW		SP		SP		SP-SM	
CLASIFICACION AASHTO		A.3 (0)		A-1-a (0)		A-1-b (0)		A-1-b (0)		A-2-4 (0)	
PESO UNIT. SUELTO (Kc/m3)		1241		1508		1556		1389		1415	
SALES SOLUBLES (%)		0.019									
SULFATOS (%)		0.0098									

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO. SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.




 INGENIERO
 Del Colegio de Ingenieros



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
 VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

OBJETO : Pte. Franco
 LICITADO : Dirección de Puentes
 UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-6 (SPT)		M-7 (SPT)		M-7 (Lavado)		M-8 (Lavado)		M-9 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 02 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	9.00 - 11.00		11.00 - 13.50		11.00 - 13.50		13.50 - 15.00		15.00 - 16.50	
	MESH (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	38.100		100								
1"	25.400	1	99								100
3/4"	19.050	2	97							6	94
1/2"	12.700	8	89							4	90
3/8"	9.525	5	84							4	86
1/4"	6.350	5	79							4	82
N° 4	4.760	3	76		100					2	80
N° 6	3.360	1	75	2	98					0	80
N° 8	2.380	3	72	1	97					1	79
N° 10	2.000	1	71	1	96					1	78
N° 16	1.190	6	65	5	91					1	77
N° 20	0.840	4	61	4	87		100		100	2	75
N° 30	0.590	5	56	5	82	2	98	1	99	3	72
N° 40	0.426	6	50	4	78	6	92	6	93	3	69
N° 50	0.297	10	40	3	75	23	69	20	73	5	64
N° 80	0.177	9	31	3	72	26	43	56	17	7	57
N° 100	0.149	24	7	1	71	26	17	8	9	36	21
N° 200	0.074	2	5	2	69	9	8	5	4	9	12
- N° 200	-	5		69		8		4		12	
UMEDAD NATURAL (%)		12.4		8.6		21.3		25.0		24.9	
LIMITE LIQUIDO (%)		20		19		20		20		21	
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP-SM		ML				SP		SP-SM	
CLASIFICACION AASHTO		A-1-b (0)		A-4 (7)				A-3 (0)		A-2-4 (0)	
PESO UNIT. SUELTO (Kg/m3)		1351		1530		1324		1291		1328	
SALES SOLUBLES (%)				0.0255							
SULFATOS (%)				0.0115							

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO: SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.



 Área de
 Medida de
 Suelos y
 Agua
 Ing. W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 No. del Colegio de Ingenieros N° 2000



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
 VIVIENDA Y CONSTRUCCION
 OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

PROYECTO : Pte. Franco
 LICITADO : Dirección de Puentes
 LOCALIZACIÓN : Tumbes
 REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-9 (Lavado)		M-10 (SROCA)		M-10 (SPT)		M-10 (Lavado)		M-11 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 02 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	15.00 - 16.50		16.50 - 18.00		16.50 - 18.00		16.50 - 18.00		18.00 - 21.00	
	DIAMETRO (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	76.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	39.100										
1"	25.400				100		100				
3/4"	19.050			11	89	8	92				100
1/2"	12.700			2	87	3	89			4	96
3/8"	9.525			0	87	2	87			0	96
1/4"	6.350		100	0	87	2	85			3	93
N° 4	4.760	1	99	1	86	6	79			0	93
N° 6	3.360	0	99	0	86	3	76			2	91
N° 8	2.380	0	99	1	85	3	73		100	1	90
N° 10	2.000	0	99	0	85	2	71	1	99	2	88
N° 16	1.190	2	97	4	81	8	63	6	93	3	85
N° 20	0.840	2	95	5	76	6	57	13	80	1	84
N° 30	0.590	5	90	8	68	8	49	24	56	2	82
N° 40	0.426	20	70	7	61	10	39	17	39	2	80
N° 50	0.297	39	31	5	56	9	30	13	26	3	77
N° 80	0.177	12	19	25	31	13	17	8	18	15	62
N° 100	0.149	13	6	7	24	2	15	12	6	7	55
N° 200	0.074	2	4	7	17	4	11	4	2	16	39
- N° 200	-	4		17		11		2		39	
UMEDAD NATURAL (%)		24.4		21.0		11.1		21.0		20.1	
LIMITE LIQUIDO (%)		24		20		20		24		24	
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP		SM		SW-SM				SM	
CLASIFICACION AASHTO		A-3 (0)		A-2-4 (0)		A-1-b (0)				A-4 (1)	
PESO UNIT. SUELTO (Kc/m3)		1310		1380		1526		1355		1381	
SALES SOLUBLES (%)				0.012							
SULFATOS (%)				0.0087							

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.


 ENRIQUE PINO
 INGENIERO CIVIL
 Del Colegio de Ingenieros del Perú



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

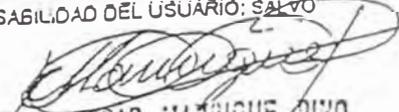
OBJETO : Pte. Franco
LICITADO : Dirección de Puentes
UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 089(01.02.00)
ING° RESP : E. Rivas D.
TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-12 (SPT)		M-13 (SPT)							
	UBICACION	PERFORACION N° 02 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	21.00 - 24.00		24.00 - 26.50		16.50 - 18.00		16.50 - 18.00		18.00 - 21.00	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	53.500										
2"	50.800										
1 1/2"	38.100										
1"	25.400										
3/4"	19.050										
1/2"	12.700										
3/8"	9.525										
1/4"	6.350		100								
N° 4	4.760	2	98		100						
N° 6	3.360	1	97	1	99						
N° 8	2.380	0	97	0	99						
N° 10	2.000	0	97	0	99						
N° 16	1.190	2	95	3	96						
N° 20	0.840	2	93	3	93						
N° 30	0.590	4	89	6	87						
N° 40	0.426	3	86	8	79						
N° 50	0.297	7	79	5	74						
N° 80	0.177	23	56	13	61						
N° 100	0.149	24	32	4	57						
N° 200	0.074	9	23	7	50						
- N° 200	-	23		50							
JMEDAD NATURAL (%)		18.3		19.5							
MITE LIQUIDO (%)		18		23							
DICE PLASTICO (%)		NP		NP							
CLASIFICACION SUCS		SM		ML							
CLASIFICACION AASHTO		A-2-4 (0)		A-4 (3)							
PESO UNIT. SUELTO (Kg/m3)		1374		1320							
SALLES SOLUBLES (%)											
HUMIDIDADES (%)											

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO: SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.




JULIO CESAR MARRIGUE PINO
 INGENIERO CIVIL
 Oficina del Colegio de Ingenieros N° 40837



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

PROYECTO : Pte. Franco

OLICITADO : Dirección de Puentes

UBICACIÓN : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)

ING° RESP : E. Rivas D.

TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.

FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-1 (Calicata)		M-2 (Lavado)		M-3 (Lavado)		M-4 (Lavado)		M-5 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 03 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	0.00 - 1.50		1.50 - 4.50		4.50 - 6.00		6.00 - 7.50		7.50 - 9.00	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800		100								
1 1/2"	39.100	18	82								100
1"	25.400	5	77							13	87
3/4"	19.050	4	73				100			0	87
1/2"	12.700	5	68			3	97			15	72
3/8"	9.525	4	64			3	94			5	67
1/4"	6.350	5	59			3	91			8	59
N° 4	4.760	2	57			3	88			4	55
N° 6	3.360	2	55			1	87			4	51
N° 8	2.380	2	53			1	86			3	48
N° 10	2.000	1	52		100	3	83		100	2	46
N° 16	1.190	4	48	3	97	9	74	1	99	6	40
N° 20	0.840	5	43	6	91	11	63	1	98	3	37
N° 30	0.590	7	36	11	80	8	55	3	95	4	33
N° 40	0.425	8	28	16	64	33	22	11	84	7	26
N° 50	0.297	6	22	14	50	6	16	20	64	4	22
N° 80	0.177	10	12	10	40	5	11	31	33	6	16
N° 100	0.149	1	11	11	29	7	4	6	27	2	14
N° 200	0.074	3	8	10	19	1	3	10	17	3	11
- N° 200	-	8		19		3		17		11	
HUMEDAD NATURAL (%)		7.5		11.8		22.4		25.1		5.7	
LIMITE LIQUIDO (%)		20		20		-		19		21	
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SP-SM		SM		SP		SM		GP-GM	
CLASIFICACION AASHTO		A-1-b (0)		A-2-4 (0)		A-1-b (0)		A-2-4 (0)		A-1-a (0)	
PESO UNIT. SUELTO (Kg/m ³)		1380		1344		1240		1331		1562	
SALES SOLUBLES (%)		0.1450									
SULFATOS (%)		0.0023									

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO, SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.



[Signature]
JULIO CESAR MARRIQUE PICO
INGENIERO CIVIL
Rev. del Colegio de Ingenieros N° 40113



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

ANALISIS DE SUELOS

PROYECTO : Pte. Franco
SOLICITADO : Dirección de Puentes
UBICACION : Tumbes

REGISTRO N° : 069(01.02.00)
ING° RESP : E. Rivas D.
TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-6 (SPT)		M-7 (SPT)		M-8 (SPT)		M-9 (SPT)		M-10 (SPT)	
	UBICACION	PERFORACION N° 03 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	9.00 - 10.50		10.50 - 12.00		12.00 - 15.00		15.00 - 18.00		18.00 - 21.00	
	ABERTURA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	38.100		100		100						
1"	25.400	10	90	7	93						100
3/4"	19.050	6	84	0	93					9	91
1/2"	12.700	2	82	9	84					0	91
3/8"	9.525	2	80	3	81					0	91
1/4"	6.350	1	79	7	74		100			1	90
N° 4	4.760	1	78	4	70	1	99		100	1	89
N° 6	3.360	0	78	3	67	1	98	1	99	0	89
N° 8	2.380	1	77	4	63	1	97	0	99	2	87
N° 10	2.000	0	77	2	61	1	96	0	99	3	84
N° 16	1.190	1	76	8	53	5	91	1	98	8	76
N° 20	0.840	1	75	6	47	6	85	2	96	3	73
N° 30	0.590	2	73	13	34	15	70	7	89	4	69
N° 40	0.426	2	71	11	23	32	38	9	80	4	65
N° 50	0.297	3	68	6	17	13	25	4	76	7	58
N° 80	0.177	7	61	6	11	7	18	3	73	14	44
N° 100	0.149	4	57	2	9	2	16	1	72	23	21
N° 200	0.074	8	49	1	8	4	12	2	70	5	16
- N° 200	-	49		8		12		70		18	
UMEDAD NATURAL (%)		20.0		10.8		14.8		16.5		12.6	
LIMITE LIQUIDO (%)		23		20		19		19		20	
INDICE PLASTICO (%)		3		NP		NP		NP		NP	
CLASIFICACION SUCS		SM		SP-SM		SW-SM		ML		SM	
CLASIFICACION AASHTO		A-4 (3)		A-1-b (0)		A-1-b (0)		A-4 (7)		A-2-4 (0)	
RESISTENCIA UNIT. SUELTO (Kg/cm ²)		1283		1599		1476		1472		1247	
CEMENTOS SOLUBLES (%)										0.0203	
CLUFATOS (%)										0.0086	

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO; SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.





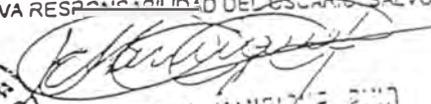
MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES,
OBRAS PUBLICAS Y CONSTRUCCION
OFICINA DE CONTROL DE CALIDAD

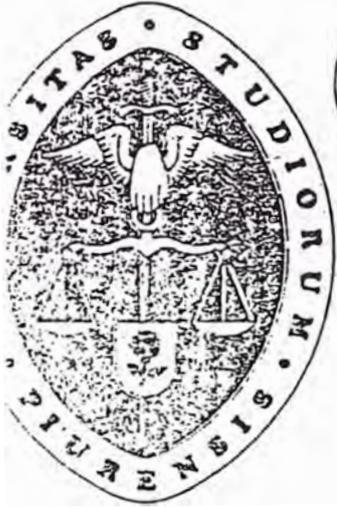
ANALISIS DE SUELOS

OBJETO : Pte. Franco
 LICITADO : Dirección de Puentes
 UBICACIÓN : Tumbes
 REGISTRO N° : 069(01.02.00)
 ING° RESP : E. Rivas D.
 TECNICO : W. Luna Ll. - C. Peláez Q.
 FECHA : 09-Feb-00

MALLAS SERIE AMERICANA	DESCRIPCION	M-10 (Lavado)		M-11 (SPT)							
	UBICACION	PERFORACION N° 03 - MARGEN DERECHA									
	PROFUNDIDAD (m)	18.00 - 21.00		21.00 - 24.00		12.00 - 15.00		15.00 - 18.00		18.00 - 21.00	
	SEPTIMA (mm)	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA	RET.	PASA
3"	78.200										
2 1/2"	63.500										
2"	50.800										
1 1/2"	38.100										
1"	25.400										
3/4"	19.050				100						
1/2"	12.700			17	83						
3/8"	9.525			1	82						
1/4"	6.350		100	0	82						
N° 4	4.760	2	98	0	82						
N° 6	3.360	10	88	0	82						
N° 8	2.380	24	64	1	81						
N° 10	2.000	25	39	0	81						
N° 16	1.190	12	27	2	79						
N° 20	0.840	14	13	2	77						
N° 30	0.590	4	9	12	65						
N° 40	0.426	3	6	22	43						
N° 50	0.297	2	4	13	30						
N° 80	0.177	1	3	11	19						
N° 100	0.149	1	2	2	17						
N° 200	0.074	1	1	3	14						
- N° 200	-	1		14							
UMEDAD NATURAL (%)		18.2		17.2							
LIMITE LIQUIDO (%)				21							
INDICE PLASTICO (%)		NP		NP							
CLASIFICACION SUCS				SM							
CLASIFICACION AASHTO				A-1-b (0)							
ESO UNIT. SUELTO (Kg/m3)		1398		1586							
SALES SOLUBLES (%)											
ULFATOS (%)											

NOTA : LA INTERPRETACION AJENA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS ES DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DEL USUARIO, SALVO RECOMENDACIONES EXPRESAS ADJUNTAS.


 JULIO CESAR MANRIQUE PINO
 INGENIERO CIVIL
 del Colegio de Ingenieros N° 45037



M.2390-2000-MTC/15.17.c5



Universidad de Piura

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PUENTE FRANCO

**Laboratorio de Estructuras y
Ensayo de Materiales de Construcción**

COPIA

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

UNIVERSIDAD DE PIURA
Laboratorio de Estructuras y Ensayo de Materiales
Área de Mecánica de Suelos

Proyecto: Puente Franco y accesos Fecha: 2/09/95
 Ubicación: TUMBES Perfor.: S-2
 Profund. Total: 19.45 m Cota del Terreno: _____ Nivel Freático: Prof.: 1.0m Cota: _____

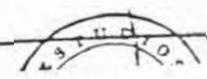
Cota (m)	N.º de Cálculos	Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Índice Plasticidad (%)	Perfil Estratigráfico	Clasificación S.U.C.S.	Resistencia a la Penetración <i>golpes/30 cm.</i>							Descripción del Suelo
							10	20	30	40	50	60	70	
0.00		34.42	34.42	9.30	[Dotted pattern]	SM								De 0.00 a 1.00 m.: Arena limosa, con finos ligerament plásticos, color gris olivo pálido (SM).
1.00		33.25	33.25	8.92		ML								De 1.00 - 1.40 m.: Limo inorgánico, con finos ligerament plásticos, color gris olivo claro (ML).
1.40		34.80	34.80	9.24	[Dotted pattern]	SM							7.0	De 1.40 - 2.00 m.: Limo inorgánico, con finos ligerament plásticos, color amarillo pálido (ML).
2.00						GP								
3.00					[Dotted pattern]	CL							2.0	De 3.00 - 5.45 m.: Grava arenosa, con finos no plásticos, color plomo claro (GP).
5.45		47.95	47.95	20.73										3.0
9.60					[Dotted pattern]	SM								De 9.60 - 19.45 m.: Arena limosa, con finos de baja plast cidad, color gris verdoso claro (SM).
19.45														
17.5					[Dotted pattern]	SM							5.0	
15.0		26.5	26.5	2.11										6.0
11.5					[Dotted pattern]	SM								
7.0														7.0



LAMINA N° 4.2

Arena	[White box]	Grava	[Dotted pattern]
Arcilla	[Horizontal lines]	Mat. Org.	[Vertical lines]
Limo	[Cross-hatch]	Relleno	[Dotted pattern]

LEYENDA



EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

UNIVERSIDAD DE PIURA

Laboratorio de Estructuras y Ensayo de Materiales
Área de Mecánica de Suelos

Proyecto: Puente Franco y accesos Fecha: 2/09/95
 Ubicación: TUMBES Perfor.: S-1
 Profund. Total: 20.0 m Cota del Terreno: _____ Nivel Freático: Prof.: 1.80m Cota: _____

Profundidad (m.)	N° de Golpes (30cm.)	Humedad (%)	Límite Líquido (%)	Índice de Plasticidad (%)	Perfil Estratigráfico	Clasificación S.U.C.S.	Resistencia a la Penetración <i>golpes/30 cm.</i>							Descripción del Suelo		
							10	20	30	40	50	60	70			
1.0	8		23.3	4.33		SM									De 0.00 a 1.50 m.: Arena limosa, con finos ligeramente plásticos, color olivo pálido (SM).	
2.0																De 1.50 - 3.00 m.: Grava arenosa, con finos no plásticos, color plomo claro (GP - GM).
3.0						GP GM										
4.0																Se encontró Nivel Freático a 1.80m.
5.0																
6.0																
7.0																
8.0																



LAMINA N° 4.1

Arena Grava Mat. Org. **LEYENDA**
 Arcilla Relleño