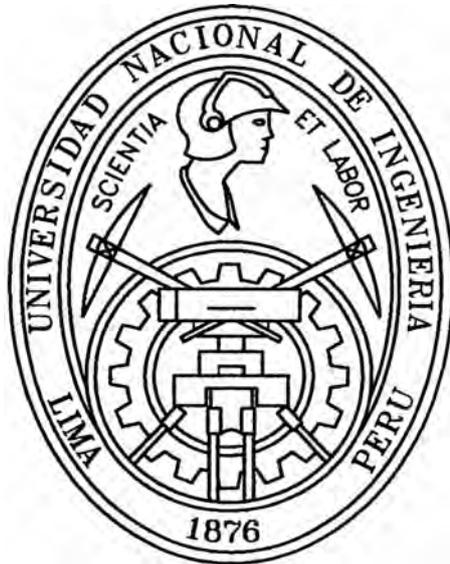


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE
BILLINGHURST
ESTUDIO GEOTÉCNICO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JOHNNY DEYVIS DEL CARPIO VELASQUEZ

Lima- Perú

2007

INDICE

	PAG.
Resumen	3
Lista de Tablas	5
Lista de Gráficos	6
Introducción	7
Capitulo I Generalidades	
1.1 Ubicación	8
1.2 Objetivo	9
1.3 Descripción y Estado del Proyecto	9
Capitulo II Geología	
2.1 Geología General	11
2.2 Geología Local	11
2.3 Geodinámica Externa	13
Capitulo III Geotecnia	
3.1 Prospecciones Geotécnicas	14
3.2 Ensayos de Laboratorio	25
Capitulo IV Descripción del perfil estratigráfico	
4.1 Perfil Estratigráfico	30
4.2 Parámetros Geotécnicos	33
Capitulo V Análisis de la Cimentación	
5.1 Tipo y Profundidad de Cimentación	37
5.2 Cálculo de la Capacidad Portante	41
5.3 Cálculo de los Asentamientos	61
Capitulo VI Verificación de la Capacidad Portante	
6.1 Pruebas de Carga	64
Conclusiones y Recomendaciones	69
Bibliografía	72
Anexos	73

RESUMEN

El taller “Cimentaciones Profundas Aplicados a la Ingeniería Civil” del Curso de Actualización de Conocimientos 2007 planteó como objetivo el estudio de la aplicación de cimentaciones profundas como solución a casos particulares que se presentan en diversos proyectos de ingeniería civil.

En tal sentido se realizó el estudio de las cimentaciones del Puente Billingham sobre el río Madre de Dios, el puente de tipo colgante está proyectado sobre pilotes excavados con profundidades que van desde los 30m a los 50m y con diámetros de 1.50m. a 1.85m.

Se realizó la revisión de los estudios geotécnicos realizado por la consultora Pedro Lainez Lozada en el año 2006 la cual sirvió de guía para el presente informe. Se dio especial énfasis a la revisión de los trabajos de campo y los datos obtenidos para la formulación del perfil estratigráfico así como los parámetros geotécnicos asumidos para el terreno de fundación.

El Perfil Estratigráfico resultó en tres estratos claramente diferenciados. El primer estrato se localiza superficialmente, con un espesor variable entre 12.0 y 28.0 metros en la zona correspondiente al cauce y la margen izquierda del Río Madre de Dios. Este estrato está conformado principalmente por sedimentos aluviales finos, subyaciendo y en un espesor variable, se encuentra el segundo estrato conformado por intercalaciones de arenas y gravas limosas y el tercer estrato por sus características geotécnicas se asumió como suelos residuales de horizontes meteorizados o alterados de rocas sedimentarias subyacentes

Con los datos de campo se replantearon los parámetros geotécnicos en base al N del ensayo de penetración estándar SPT para luego aplicar los métodos clásicos para la obtención de la capacidad portante de los pilotes, a los niveles dados en el estudio.

Se respetaron los niveles de cimentación planteados en el estudio ya que respondía a solicitudes de carga y consideraban los niveles de socavación de los estudios hidrológicos.

Se aplicaron fórmulas para cimentaciones profundas donde la capacidad portante es la resultante de dos componentes: la capacidad por punta y la capacidad por fricción o lateral. La capacidad por punta, está relacionada a la carga efectiva a nivel de cimentación y los factores de capacidad de carga, de acuerdo a la literatura fueron investigados por diferentes autores. Para el presente informe se utilizó los factores de Meyerhof así como los de Vesic.

Por otra parte se utilizó el programa de computo SHAFT 98 que estima la capacidad de carga axial de pilotes perforados y los asentamientos a corto plazo; la metodología está basada en los métodos presentados en el manual de la Federal Highway Administration del U.S Department of Transportation (FHWA) por Reese, L y O'Neill, M. (1988) y O'Neill, M.W, et al (1996). El análisis de carga axial de los pilotes puede ser aplicado a suelos cohesivos y no cohesivos.

Para los cálculos de los asentamientos se utilizó el método semiempírico de Vesic, donde el asentamiento elástico total que experimenta un pilote está en función de tres componentes el asentamiento debido a la deformación axial, a la deformación por la carga de punta y a la carga de fricción.

De los resultados obtenidos de la capacidad portante por diferentes métodos se hizo la comparación de resultados con los valores del expediente resultando estar dentro del rango que los calculados. Los asentamientos resultaron iguales para el análisis del estribo derecho con los datos de carga del proyecto. Se concluye que los cálculos están dentro de los parámetros admisibles.

Finalmente se trató la verificación de carga de pilotes in situ que para el caso de pilotes excavados se utilizan métodos no destructivos como el método dinámico de integridad de pilotes, el cual consiste en la obtención de un registro de respuesta al golpear la cabeza de pilote con el fin de detectar cualquier discontinuidad que permita interpretar alguna anomalía en los pilotes.

LISTA DE CUADROS

- Cuadro 3-1 Relación de Perforaciones. CPS de Ingeniería – Lagesa. Año 1983
- Cuadro 3-2 Relación de Perforaciones. Lainez Lozada – Geotecnia Peruana. Año 2006
- Cuadro 3-3 Ensayos de Laboratorio y Normas
- Cuadro 3-4 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-01
- Cuadro 3-5 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-02
- Cuadro 3-6 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-03
- Cuadro 3-7 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-05
- Cuadro 3-8 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-05
- Cuadro 3-9 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-C-07
- Cuadro 3-10 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-C-08
- Cuadro 3-11 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-ED-10
- Cuadro 4-1 Diversos factores de corrección según diversos autores
- Cuadro 4-2 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Cámara de anclaje izquierda
- Cuadro 4-3 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Cámara de anclaje derecha
- Cuadro 4-4 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilar Eje 7
- Cuadro 4-5 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilar Eje 8
- Cuadro 4-6 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Estribo Izquierdo
- Cuadro 4-7 Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilas Viaducto Izquierdo
- Cuadro 5-1 Cotas características para los pilotes
- Cuadro 5-2 Resumen de cargas de Pilotes, asentamientos, rigidez vertical y reducción por efecto de grupo - Apoyos Estribo y Pilares de Acceso
- Cuadro 5-3 Valores de N_q obtenidos de Meyerhof para pilotes Hincados y Excavados
- Cuadro 5-4 Cálculos de la Capacidad Admisible
- Cuadro 5-5 Código de acuerdo al tipo de suelo – Programa Shaft 98
- Cuadro 5-6 Valores Recomendados de “ L ” para Pilotes Perforados en Arcillas
- Cuadro 5-7 Valores de Resistencia Unitaria por Punta para Suelos No Cohesivo
- Cuadro 5-8 Resumen de Cálculos de Capacidad admisible
- Cuadro 5-9 Asentamientos calculados de pilotes
- Cuadro 5-10 Módulos de rigidez vertical del sistema pilote-suelo
- Cuadro 5-11 Cálculo de los Asentamientos de los Pilotes

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1-1 Ubicación General del Proyecto
- Figura 1-2 Perfil Longitudinal del Puente Billinghamurst
- Figura 2-1 Detalle del contraste entre estratos
- Figura 3-1 Vista general de taladro ejecutando el sondeo SD-EI-05
- Figura 3-2 Recuperación de suelos como el muestreador Split Spoon
- Figura 3-3 Comparación Perfiles SPT - Estribo Izquierdo
- Figura 3-4 Comparación Perfiles SPT – Pilares 2 y 3 Margen izquierda
- Figura 3-5 Comparación Perfiles SPT – Cámara de anclaje Margen izquierda
- Figura 3-6 Comparación Perfiles SPT – Pilar 7 Margen izquierda
- Figura 3-7 Comparación Perfiles SPT – Pilar 8 Margen Derecha
- Figura 3-8 Comparación Perfiles SPT – Cámara de Anclaje Margen Derecha
- Figura 3-9 Muestras obtenidas de la columna de perforación
- Figura 3-10 Muestreador Shelby
- Figura 4-1 Correlación entre el valor corregido de N y ϕ
- Figura 5 Tipos de Pozos Perforados
- Figura 5-1 Esfuerzo "insitu" en reposo debido al peso del suelo
- Figura 5-2 Factor de Capacidad de carga de Vesic, para cimentaciones profundas
- Figura 5-3 Ingreso de Datos al programa SHAFT 98
- Figura 5-4 Salida de datos del programa SHAFT 98
- Figura 5-5 Resistencia por punta y por fricción en porcentaje para el caso de un pilote individual
- Figura 5-6 Asentamientos debido a la carga por punta y por fricción
- Figura 5-7 Comparación de Resultados Pilotes Estribo Margen Izquierda
- Figura 5-8 Comparación de Resultados Pilotes En Pilares De Acceso
- Figura 5-9 Comparación de Resultados Pilotes Cámara De Anclaje Izquierda
- Figura 5-10 Comparación de Resultados Pilotes Pilar Principal Izquierdo
- Figura 5-11 Comparación de Resultados Pilotes Pilar Principal Derecho
- Figura 5-12 Comparación de Resultados Pilotes Cámara de Anclaje Derecha
- Figura 6-1 Prueba de Carga Estática
- Figura 6-2 Microcomputador Portátil
- Figura 6-3 En la imagen se aprecia la realización de la prueba de integridad de pilotes – Puente Rubio – Fuente: PSV
- Figura 6-4 Registro de velocidad e interpretación de señal – prueba de Integridad no destructiva realizada al pilote 40 ubicado en la pila 7 (Torre margen izquierda) –del Puente Billinghamurst.

INTRODUCCION

El presente Informe fue elaborado en base a los estudios definitivos realizados por la consultora Pedro Lainez Lozada Ingenieros S.A. para la construcción del puente Presidente Guillermo Billinghurst ubicado en el límite fronterizo entre Perú y Brasil en el departamento de Madre de Dios.

El Informe se desarrolla en seis capítulos; el primer capítulo, titulado generalidades se describe las características principales del proyecto los objetivos del informe, la ubicación y la situación actual de la obra; en el capítulo 2 de título geología se describe las características geológicas generales, de sitio y dinámica externa del área donde se emplaza el puente; en el capítulo 3 titulado geotecnia se presenta la exploración geotécnica realizada en el área de estudio tanto las investigaciones de campo como los ensayos de laboratorio.

Para la segunda parte del informe se desarrolla el capítulo 4 donde se presenta la caracterización del perfil estratigráfico y los parámetros geotécnicos de los suelos encontrados, para luego en el capítulo 5 hacer el análisis y diseño de la cimentaciones donde se realiza el cálculo de la capacidad portante y de los asentamientos tomando en cuenta además, el estudio de socavación y licuación de la zona; finalmente en el capítulo 6 se hace una breve introducción a la verificación de la capacidad portante de los pilotes como es el caso en estudio del tipo excavados.

Capítulo

I

GENERALIDADES

1.1 UBICACIÓN

El Puente Billinghamurst está proyectado sobre el río Madre de Dios, en la ciudad de Puerto Maldonado capital del departamento Madre de Dios. El puente formará parte de la carretera Quincemil – Puerto Maldonado – Iñapari.

Figura Nº 1-1 Ubicación General del Proyecto



Fuente: www.google.com

1.2 OBJETIVO

El objetivo del informe es la evaluación del diseño de las fundaciones del puente Billinghamurst, el estudio plantea investigar las características geológicas y geotécnicas del área de emplazamiento del puente que sirvieron de base para la elaboración de sus diseños definitivos, aplicar los principales conceptos, técnicas y principios empleados en el diseño de las cimentaciones profundas, y finalmente realizar una breve investigación acerca de la verificación de la capacidad de carga de los pilotes excavados.

1.3 DESCRIPCION Y ESTADO DEL PROYECTO

Tras 27 años de postergación un viejo anhelo de la población de Madre de Dios se hizo realidad con la suscripción del contrato para la elaboración del Expediente Técnico y Ejecución de la Obra PUENTE PRESIDENTE BILLINGHURST, que forma parte de la CARRETERA INTEROCEÁNICA, interconectando a nuestro país con Brasil, y beneficiará a más de 50,000 habitantes del departamento de Madre de Dios.

El proyecto contempla un puente tipo colgante de 530 m, dos cámaras de anclaje y tres luces de aproximación de 39, 52 y 39 m en la margen izquierda; el ancho del tablero será para dar cabida a una calzada de doble vía de 7.20 m y dos andenes o veredas de 1.60 m a cada lado. La pendiente longitudinal es variable entre 0, 2 y 4% hacia la margen izquierda. La inversión asciende a más de 82 millones de nuevos soles.

La estructura del puente que pesa 3,100 toneladas se encuentra guardada desde la época en que se adquirió a la firma austriaca Waagner Biro por un monto de USD 10 millones, en un almacén del Aeropuerto de Puerto Maldonado.

La empresa que elaboró el Expediente Técnico y se encuentra ejecutando la obra es el Consorcio Madre de Dios (Incot-Conciviles-Pedro Lainez) que ganó la licitación bajo la modalidad de Concurso Oferta. La supervisión está a cargo del Consorcio Interoceánico de Puentes (Serconsult-Eli

Cordova-Motilma– Conesupsa-Visa) también ganadora del proceso de selección adjudicándose la Buena Pro.

La programación de la obra es la siguiente:

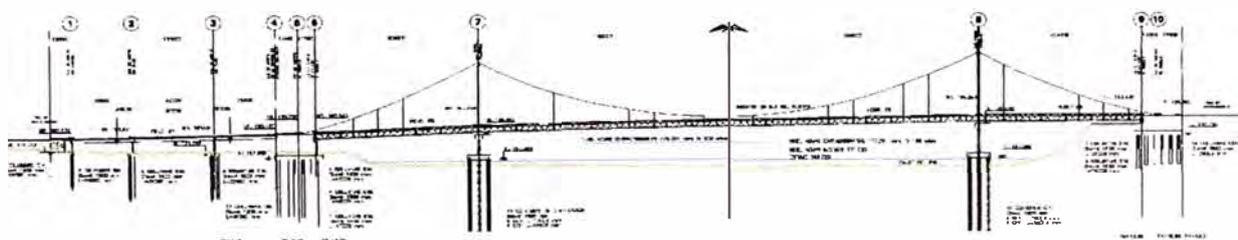
Plazo de Obra en días calendario: 780 Días

Fecha de Inicio: 20 De Julio Del 2006

Fecha de Terminación de Obra: 06 De Setiembre Del 2008

La silueta del puente contempla una luz principal de 320 m con galibo mayor de 6.0 m por encima del nivel de aguas extraordinarias. La configuración general del puente se ilustra con el plano Vista General P-01 del proyectista Pedro Lainez-Lozada y en la siguiente figura.

Figura1-2 Perfil longitudinal del Puente Billinghamurst



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Capítulo

II

GEOLOGIA

2.1 GEOLOGIA GENERAL

El área corresponde a una planicie aluvial con una terraza inferior reciente localizada en la margen izquierda y se asocia a la serie del Holoceno y una terraza alta localizada en la margen derecha de un origen más antiguo, que por la presencia de una secuencia de arenas limosas y arcillas duras con una pseudo-estratificación, se puede asociar a niveles alterados de suelos residuales; esto se puede explicar además por la diferencia de nivel entre las terrazas derechas e izquierda, del orden de 25 m, producto de procesos orogénicos.

En la actualidad, el río Madre de Dios tiene una planicie de desborde en la terraza inferior de la margen izquierda de origen aluvial con acumulación de suelos finos predominantemente con presencia de limos y arcillas en los horizontes superficiales.

2.2 GEOLOGIA LOCAL

En el lugar del Proyecto, como resultado de las perforaciones profundas y de la información geológica disponible, se identificaron básicamente tres (3) Unidades.

2.2.1 Depósito Aluvial fino (Qa1).

Se localizan superficialmente en la margen izquierda tiene un espesor variable entre 4,0 y 12,0 metros. Esta unidad está constituida por intercalaciones limo arcilloso y arcilla limosa principalmente, correspondiendo a materiales depositados por el río Madre de Dios en los ciclos de inundación o niveles altos y que constituye una planicie o terraza de desborde.

2.2.2 Deposito Aluvial grueso (Qa2).

Subyaciendo a los sedimentos superficiales se localizan suelos de gradación más gruesa, constituidos por arenas limosas, arenas y gravas mal gradadas, con lentes u horizontes de arena arcillosa, y que se puede asociar a depósitos aluviales o fluviales más antiguos, transportados por el río Madre de Dios. Los espesores de estos sedimentos que se localizan bajo el actual cauce del río y en la margen izquierda oscilan entre 12 y 16 m.

2.2.3 Sedimentos Residuales alterados (Qsr).

Subyaciendo a los depósitos aluviales y a profundidades entre 39m. y 40 m., se presentan intercalaciones de suelos arcillosos, areno limosos y areno arcillosos, de consistencia media a muy dura. Estos sedimentos contrastan de los aluviales por el color, tonalidad marrón a rojizo y la consistencia, que se evidencia en los taludes y escarpes de la terraza de la margen derecha (ver Fotografía 2-1) y que se profundiza hacia la margen izquierda, como se logro reportar en las perforaciones del cauce y la margen izquierda. En el cauce estos sedimentos se localizan en promedio a 12 m. (sondeos SD-C-07 y SD-C-08) y en la margen izquierda entre 24m. y 28 m. de profundidad investigada, ver perfiles estratigráficos y las Figuras 3-1, 3-5, 3-6 y 3-7. De acuerdo con el mapa geológico del cuadrángulo de Puerto Maldonado (1996) estos sedimentos corresponden a niveles alterados de la Formación Madre de Dios de la serie del Pleistoceno.



Figura 2-1. Detalle del contraste entre el material del escarpe de la terraza alta (Q_{SR}) de la margen derecha (tonalidad rojiza) y los sedimentos aluviales recientes (Q_{AL}) en la parte inferior (color gris).

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

2.3 GEODINAMICA EXTERNA

2.3.1 Margen Derecha del río Madre de Dios:

A lo largo de ésta margen, se observan derrumbes superficiales de talud originados principalmente por la erosión laminar debida a la escorrentía superficial producida en época de lluvias.

La cobertura de materiales sueltos superficiales, procedente de la alteración de la Formación Madre de Dios es fácilmente erosionada por la acción del agua. Dada su ocurrencia superficial de escaso volumen ($1m^3$ a $2 m^3$) es muy eventual, y la cobertura de vegetación densa, la hace intrascendente y sin implicancia en la estabilidad del Talud.

2.3.2 Margen Izquierda del río Madre de Dios:

En esta margen se encuentran pequeños deslizamientos aislados, originados por el cambio de niveles de agua en épocas de lluvias. En temporada de sequías estas riberas se encuentran estables.

Al igual que la otra margen, dada la envergadura de los deslizamientos no tiene trascendencia en la estabilidad de la futura estructura.

Capítulo

III

GEOTECNIA

3.1 PROSPECCIONES GEOTECNICAS

El propósito es obtener información que ayude a identificar los estratos o capas de depósitos que subyacen bajo la estructura proyectada. La exploración del subsuelo comprende varias etapas la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación de sitio. Para el presente estudio se realizaron sondajes diamantinos y ensayos de penetración estándar.

Perforaciones Diamantinas

Como parte de los estudios complementarios se programaron nuevas perforaciones, realizadas por la empresa Geotecnia Peruana SRL, con dos taladros Long Year 38 entre Febrero y Abril del año 2006, con lo cual se complementó la información estratigráfica existente de los Estudios de Ingeniería Básica elaborados en el año 1983 por CPS de Ingeniería – Lagesa Asociados, y se verificó las características geotécnicas del subsuelo en los diferentes sitios de apoyo del puente, ver Fotografía 3-1.

La relación de perforaciones realizadas es presentada en las siguientes tablas.

Cuadro 3-1 Relación de Perforaciones. CPS de Ingeniería – Lagesa. Año 1983

Perforación N°	Eje	Estructura	PROF. (m)
P-1	10	Cámara derecha	50.00
P-2	9	Cámara derecha	50.00
P-3		Margen derecha	50.00
P-4	8	Torre derecha	35.00
P-5	8	Torre derecha	35.00
P-6	7	Torre izquierda	35.00
P-7	7	Torre izquierda	35.00
P-8		Margen izquierda	50.00
P-9		Cámara izquierda	50.00
P-10		Cámara izquierda	50.00
P-11		Cámara izquierda	35.00
P-12	2 - 3	Pilares 2 y 3	35.00
P-13	1	Estribo izquierdo	35.00
P-14		Cámara izquierda	35.00

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

**Cuadro 3-2 Relación de Perforaciones. Láinez-Lozada - Geotecnia Peruana.
Año 2006**

Perforación N°	Eje	Estructura	PROF. (m)
SD-EI-01	1	Estribo izquierdo	40.00
SD-ED-02	2	Pilar eje 2	40.95
SD-ED-03	3	Pilar eje 3	40.95
SD-ED-05	5	Cámara izquierda	50.80
SD-ED-10	10	Cámara derecha	55.95
SD-ED-07	7	Torre izquierda	68.45
SD-ED-08	8	Torre derecha	68.50

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada



Figura 3-1. Vista general de taladro ejecutando el sondeo SD-EI-05 margen izquierda

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Ensayo de Penetración Estándar

Ante la presencia de depósitos recientes no consolidados y de baja consolidación, como depósitos aluviales recientes y suelos residuales, conformados por mezcla e intercalaciones de arenas, gravas, limos y arcillas, se realizó pruebas de campo de resistencia a la penetración estándar, con toma de muestras alteradas en el muestreador split spoon para pruebas de clasificación y propiedades índices; en los niveles de suelos arcillosos blandos se tomaron muestras inalteradas en tubería Shelby. Donde el material no permitía el avance con percusión y lavado se procedió a avances a rotación con barrena y broca de diamante o dentada, con los respectivos recobros en las barrenas, los cuales se pueden observar en las respectivas cajas (ver Foto 3-4).

El nivel freático de las perforaciones de la margen izquierda se encontró superficial, entre 1.50m. y 4.00 m. de profundidad y controlado también por el nivel del río Madre de Dios; por otro lado, el nivel freático en la margen derecha esta más profundo, del orden de 32.50 m.

El Ensayo de Penetración Estándar es el método de exploración y muestreo más usado en Perú y varios países de América, desarrollado por Terzaghi and Peck proporciona la medida de la resistencia del suelo a la penetración mediante la medición del número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, que

permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

La recuperación es el porcentaje de material recogido por el Split spoon si recupera poco a poco se sospecha que es suelo granular. Por otro lado el tubo tomamuestras Shelby es un sistema de muestreo "in situ" diseñado para obtener muestras prácticamente inalteradas en suelos y arcillas. La cabeza tiene una rosca de conexión hembra en un extremo e incorpora una válvula de bola para control de vacío. El tubo de pared delgada se une a la cabeza por medio de tres tornillos. La cabeza lleva mecanizado un escalón para que el tubo asiente firmemente sobre el mismo, a fin de asegurar el buen asiento del tubo, de forma que la fuerza de empuje sea aplicada de forma uniforme. El tomamuestras debe ser hincado en la formación mediante la aplicación de una fuerza constante hasta llenarlo o alcanzar el punto de rechazo. El tubo debe ser desconectado de la cabeza y colocadas tapas en sus extremos para los posteriores ensayos. Los tubos de pared delgada están disponibles en una longitud de 701 mm y otras bajo demanda. El Rechazo normalmente se define cuando un suelo posee valores de N mayores a 50 golpes/pie.

La resistencia a la penetración es un indicador de la compacidad de suelos arenosos y un indicador de la consistencia y resistencia de los suelos cohesivos.

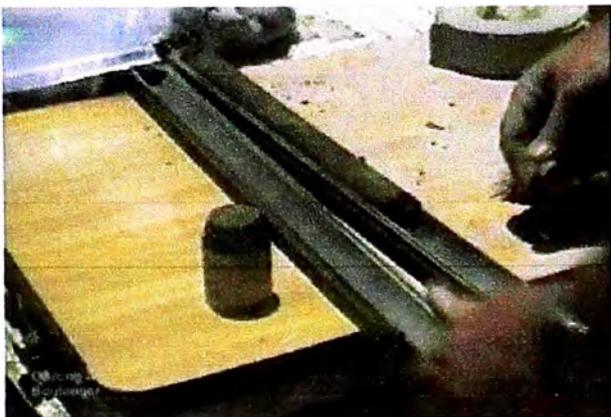
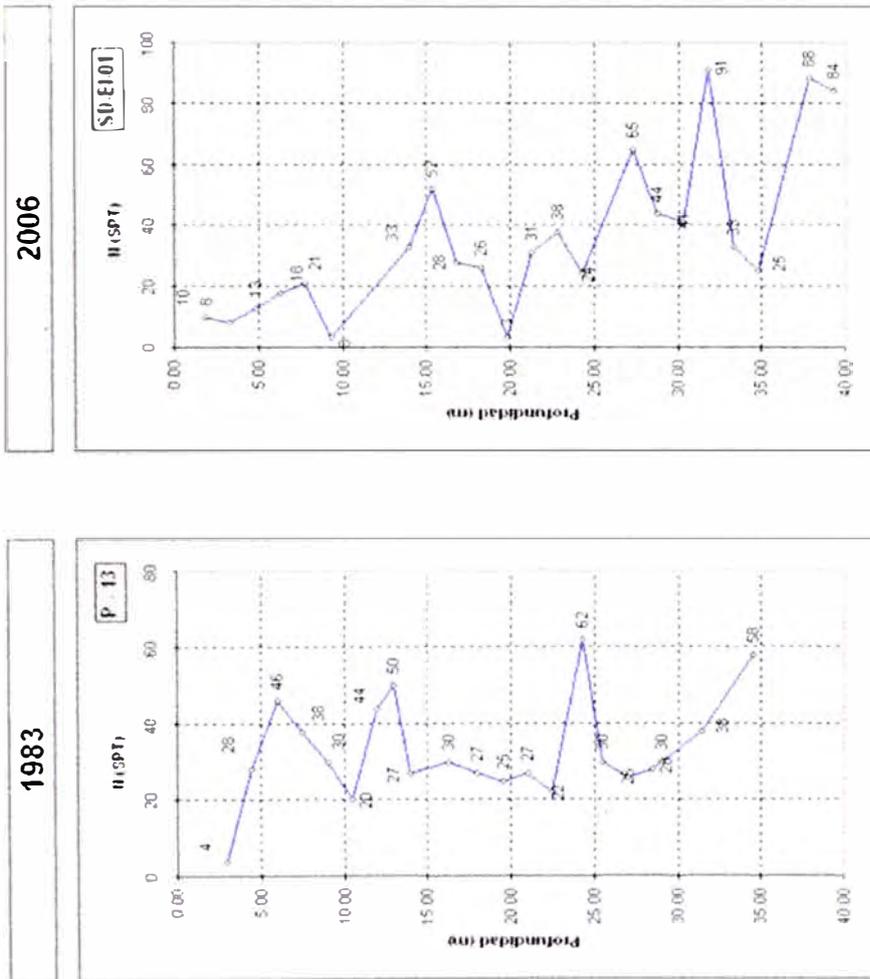


Figura 3-2. Recuperación de suelos como el muestreador Split Spoon

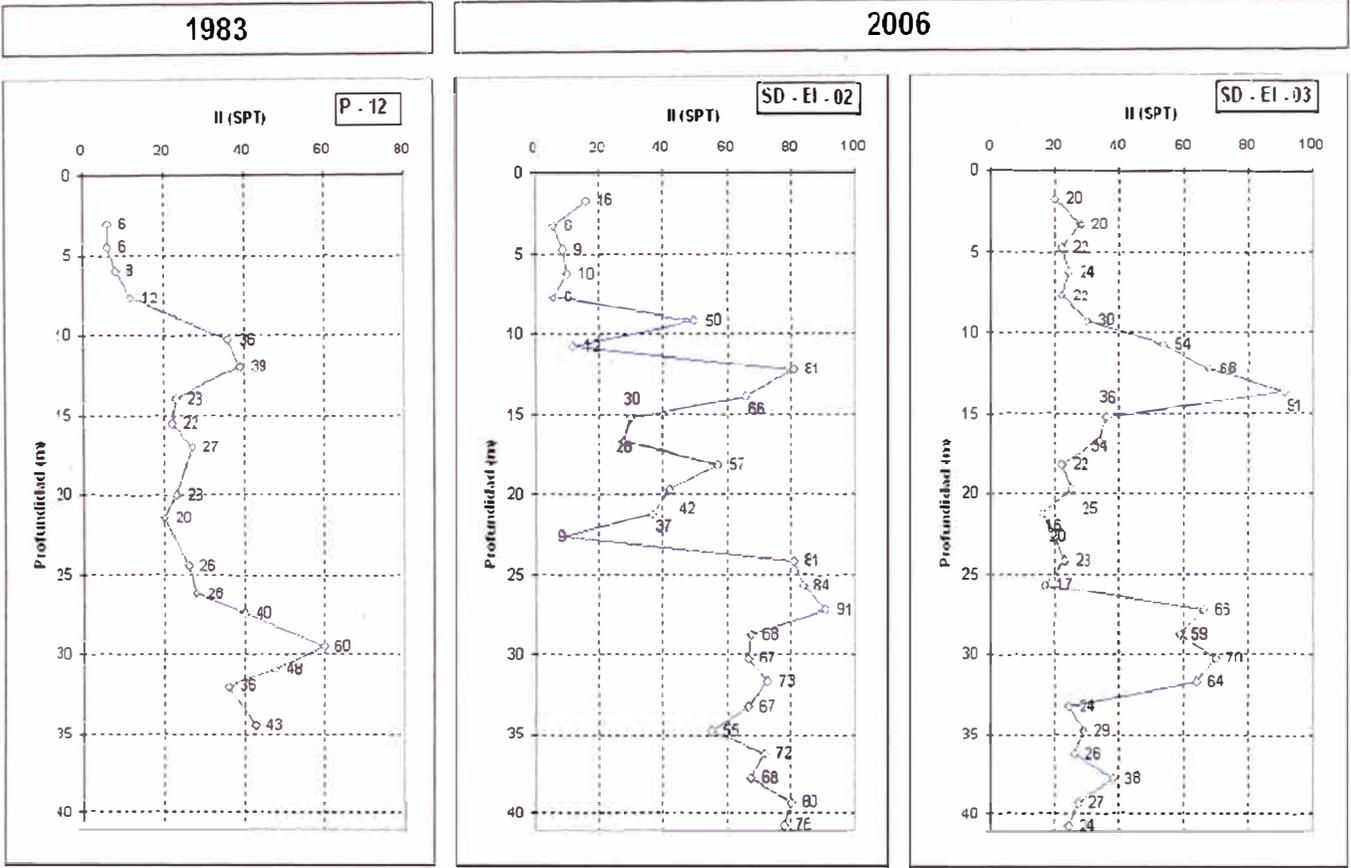
Fuente: <http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/>

Figura 3-3 Comparación Perfiles SPT – Estribo izquierdo



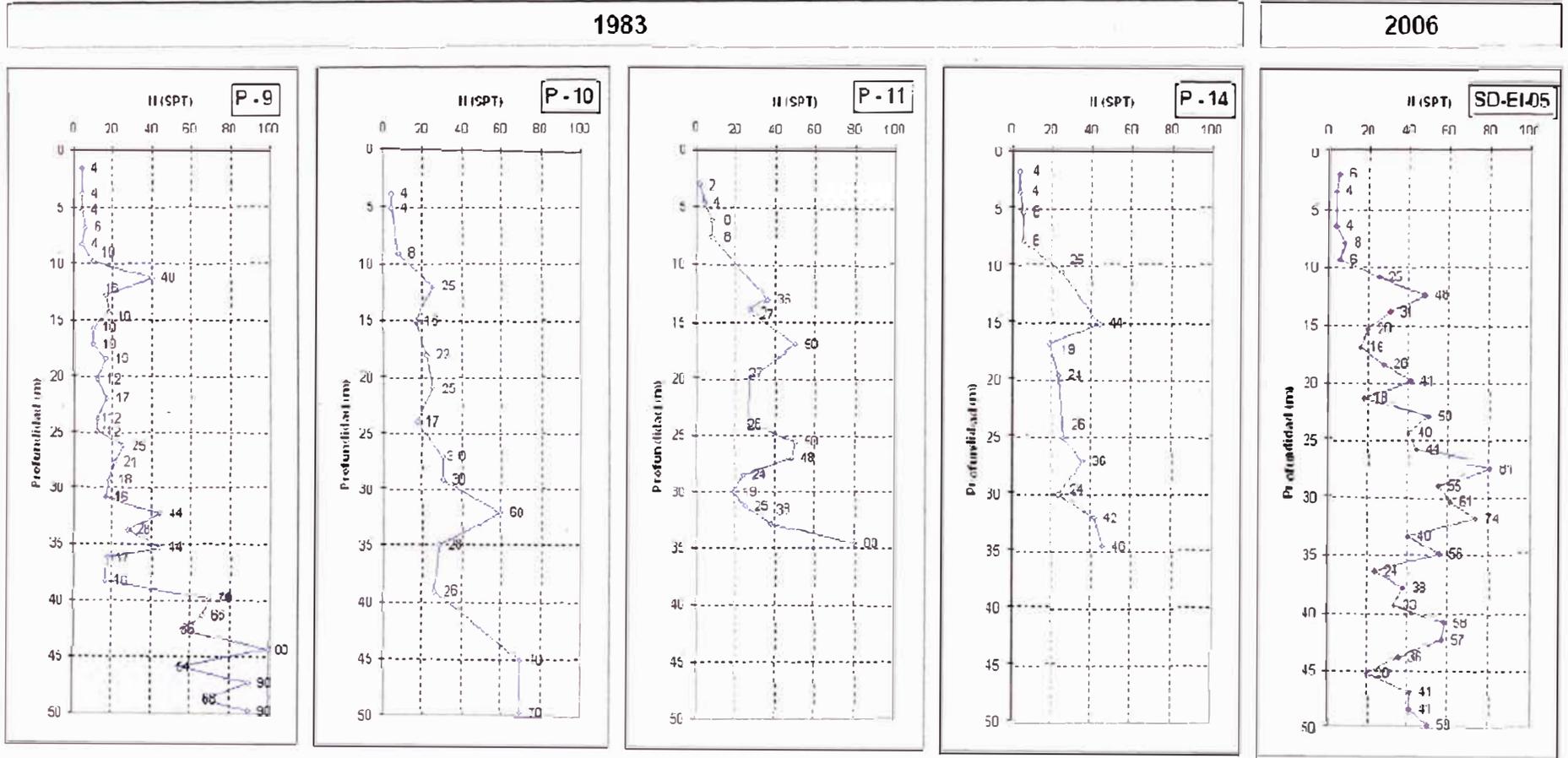
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 3-4 Comparación Perfiles SPT – Pilares 2 y 3 Margen izquierda



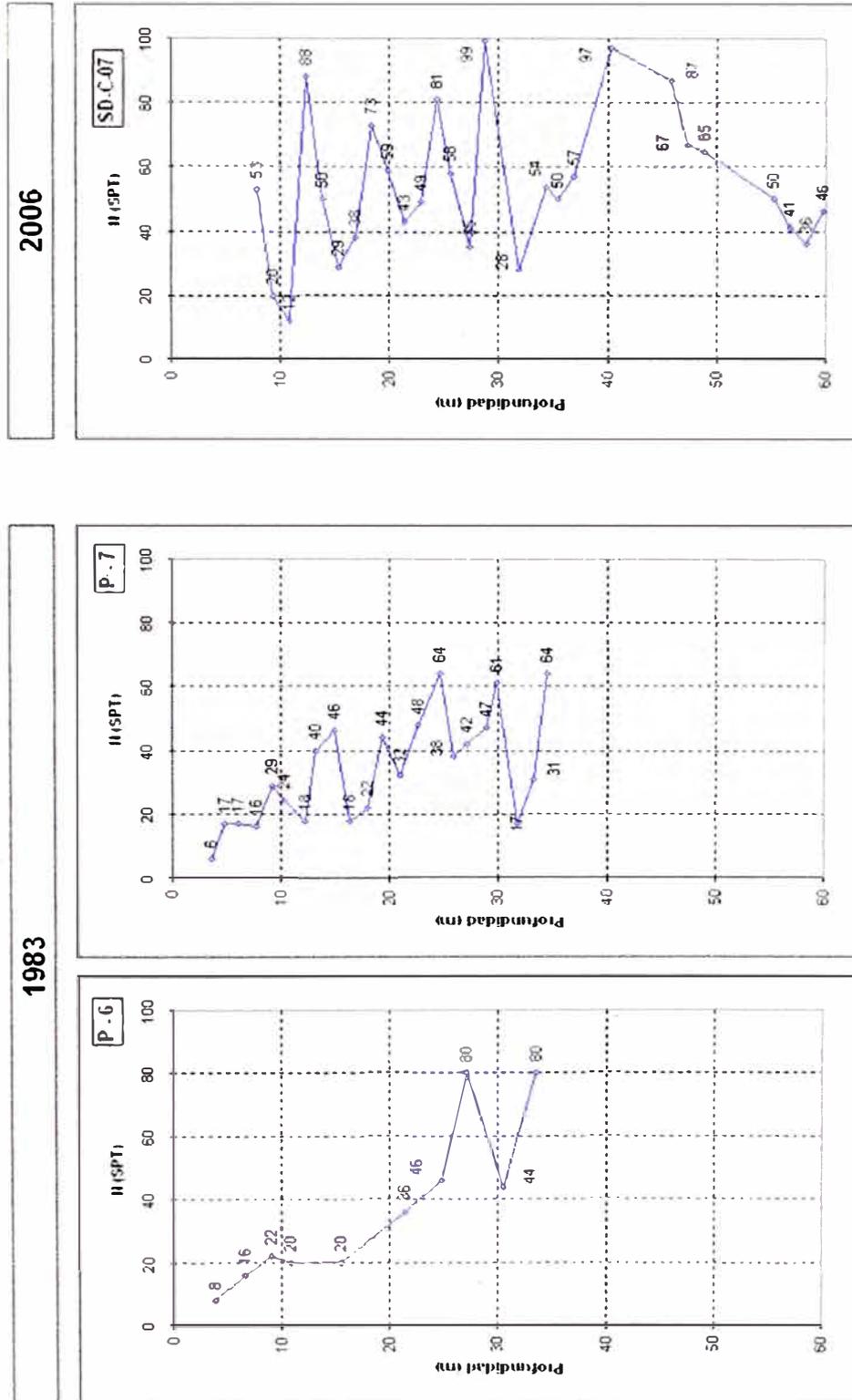
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 3-5 Comparación Perfiles SPT – Cámara de anclaje Margen izquierda



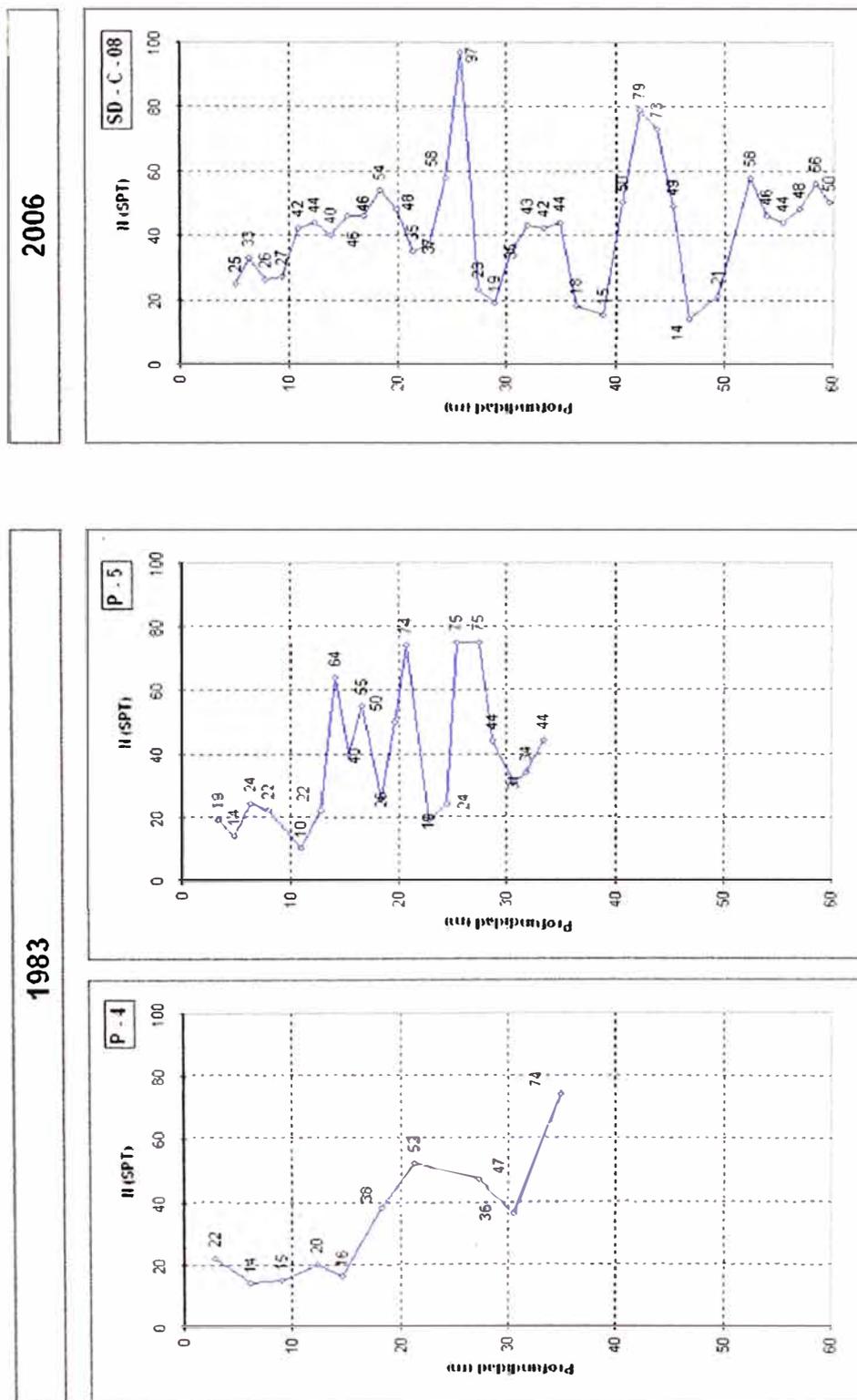
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Lainez Lozada

Figura 3-6 Comparación Perfiles SPT –pilar 7 Margen izquierda



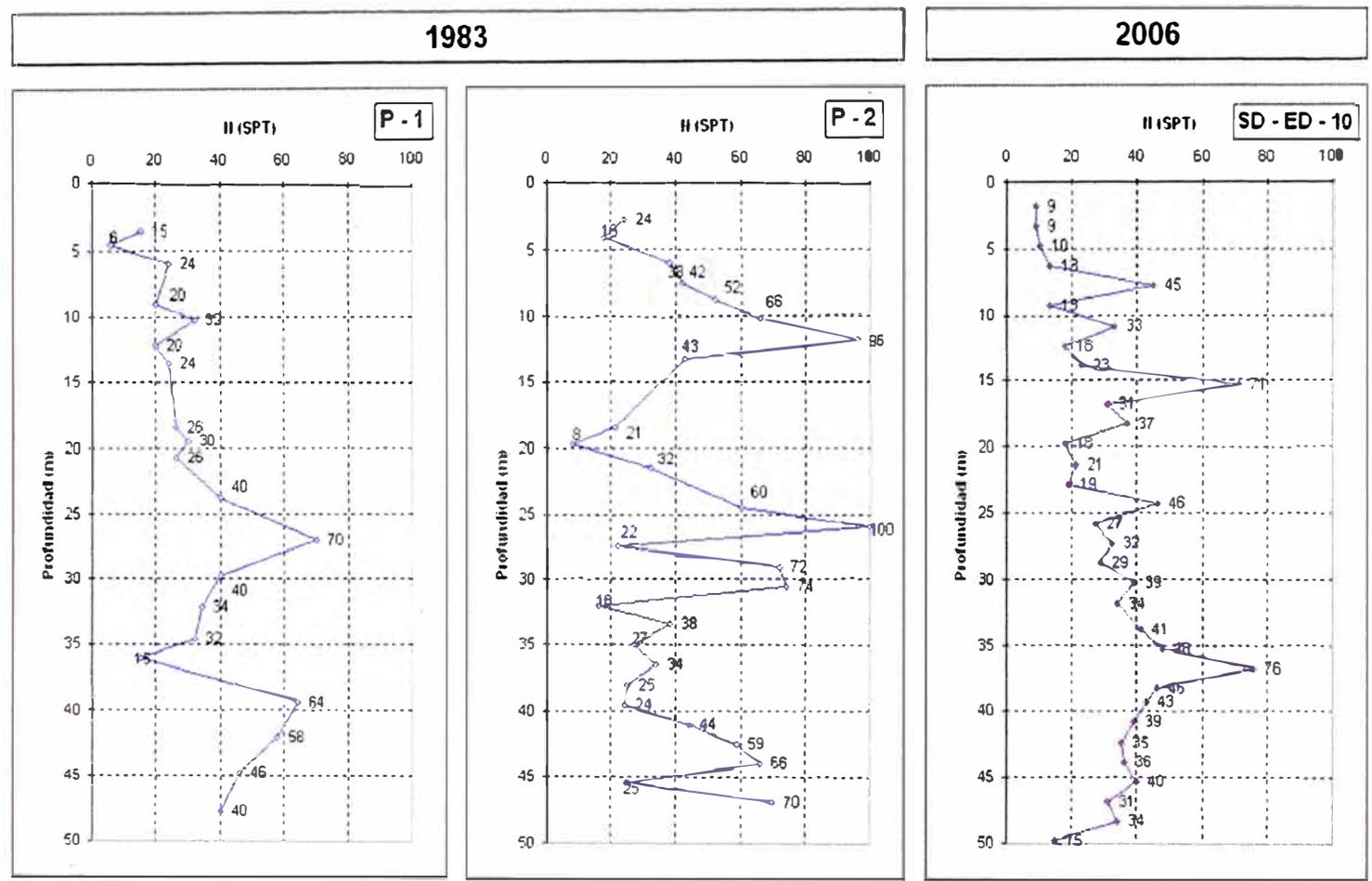
Fuente: MTC; Estudio Geotécnico – Lainez Lozada

Figura 3-7 Comparación Perfiles SPT – Pilar 8 Margen Derecha



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 3-8 Comparación Perfiles SPT – Cámara de Anclaje Margen Derecha



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada



Figura 3-9. Muestras obtenidas de la columna de perforación del Sondeo SD-EI-01.

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada



Figura 3-10. Muestreador Shelby



Fuente: Dr. Jorge Alva – Curso de Cimentaciones UNI FIC

3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Adicionalmente al estudio desarrollado por CPS de Ingeniería – Lagesa (1983) donde identificaron visualmente en campo y en el laboratorio las muestras obtenidas en los sondeos P-1 a P-14 ejecutados en esa fecha, se ordenaron ensayos de mecánica de suelos, ejecutados por la empresa Geotecnia Peruana, sobre las muestras tomadas en las siete perforaciones recientes los que han incluido las siguientes: ensayos de clasificación, determinación de propiedades índice de los suelos, pruebas de humedad natural, límites de Atterberg y granulometría, además de pruebas de campo de resistencia a la penetración estándar vista en la sección anterior.

Cuadro 3-3 Ensayos de Laboratorio y Normas

ENSAYO	NORMA
Granulometría por Tamizado	ASTM D422
Contenido de humedad	ASTM D-2216
Limite Liquido	ASTM D-423
Limite Plástico	ASTM D-424
Corte Directo con muestras	ASTM D-3080
Densidad Máxima y Mínima	ASTM D-4254 y D-4253

El número total de ensayos ejecutados, así como los resultados de los ensayos físico mecánicos sobre las muestras representativas recuperadas se presenta en forma resumida en los siguiente cuadros:

En los cuadros No. 3-4 al 3-13 se presenta en forma resumida los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas en las nuevas perforaciones realizadas por Geotecnia Peruana en coordinación con la consultora Pedro Lainez.

Cuadro 3.4 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-01

SONDAJE	SPT-SD-EI-01																				
	1.50-1.95	3.00-3.45	4.50-4.95	6.00-6.45	7.50-7.95	13.70-14.15	15.00-15.45	18.50-18.95	18.00-18.45	18.80-18.80	19.50-19.95	21.50-21.95	22.50-22.95	28.30-28.80	27.00-27.45	27.70-28.00	28.50-28.95	30.00-30.45	31.50-31.95	39.00-39.45	39.50-40.00
Profundidad (m)	100	100	100	94.22	97.89	73.07	72.74	100	74.48	100	77.83	76.31	75.94	100	100	100	73.73	73.1	100	97.34	100
% Pasa Malla N° 4	93.33	60.82	10.87	13.51	5.17	17.95	21.34	20.63	14.04	23.17	16.87	17.8	17.17	92	93.4	98.58	64.04	61.42	82.99	72.12	95.8
% Pasa Malla N° 200	33.21	44.21	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	19.58	N.P.	N.P.	N.P.	44.56	67.28	57.09	68.8	67.57	63.11	76.52	53.93
Límite Líquido	25	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	24.14	35.71	17.24	31.67	30	38.89	48.75	28.58
Límite Plástico	8.21	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	20.42	31.56	39.85	37.13	37.57	24.22	27.77	27.35
Índice Plástico	—	—	—	—	2.27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Coef. Uniformidad (Cu)	—	—	—	—	1.33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Coef. Curvatura (Cc)	—	—	—	—	0.18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Diámetro Efectivo D ₁₀	28.98	25.93	18.54	21.16	19.73	10.24	10.73	24.16	12.35	14.18	12.5	13.2	14.2	5	20.93	10.02	26.19	23.52	17.86	28.08	13.09
Contenido de Humedad %	ML	ML	SP-SM	SM	SP-SM	SM	CL	MH	CH	CH	CH	MH	MH	CH							
Clasificación de Suelos "SUCS"																					

Fuente : MTC Estudio Geotécnico - Lainez Lozada

Cuadro 3.5 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-02

SONDAJE	SPT-SD-EI-02																													
	1.50-1.95	3.00-3.45	4.00-4.30	4.50-4.95	6.00-6.45	7.50-7.95	10.50-10.95	10.95-11.10	12.00-12.45	13.70-14.15	16.30-16.50	20.80-21.00	22.50-22.95	24.00-24.45	24.80-25.30	25.50-25.95	27.00-27.45	28.50-28.95	29.10-29.40	30.00-30.45	31.50-31.95	33.00-33.45	34.20-34.50	34.50-34.95	36.00-36.45	37.50-37.95	38.70-39.00	39.70-40.00	40.50-40.95	
Profundidad (m)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	98.85	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 4	98.28	98.08	90.64	89.41	85.65	93.52	77.1	92.08	23.85	3.55	12.87	21.27	50.23	94.49	97.11	99.08	92.95	82.91	89.06	71.8	77.95	80.78	8.58	10.29	14.25	71.04	58.36	26.69	61.78	
% Pasa Malla N° 200	30.15	47.76	32.87	17.5	32.21	22.48	26.01	37.58	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	73.66	45.87	34.37	41.27	25.52	33.57	24.77	27.94	34.38	N.P.	N.P.	N.P.	25.23	N.P.	N.P.	25.35	
Límite Líquido	20.29	20.34	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	25.41	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	6.06	21.21	28.95	20	19.39	19.71	17.27	N.P.	23.08	N.P.							
Límite Plástico	9.88	27.42	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	12.17	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	67.6	24.66	7.42	21.27	6.13	13.86	7.5	N.T.	11.31	N.T.							
Índice Plástico	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.78	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.24	—	—	—	—	—	—	
Coef. Uniformidad (Cu)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.99	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.98	—	—	—	—	—	—	
Coef. Curvatura (Cc)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.08	—	—	—	—	—	—	
Diámetro Efectivo D ₁₀	30.5	29.94	27.27	31.76	29.09	34.25	29.48	24.89	30.68	26.01	9.58	4.87	27.12	27.92	3.67	22.58	19.69	29.42	4.17	17.95	32.32	20.23	5.15	21.11	18.89	17.16	18.03	10	31.94	
Contenido de Humedad %	CL	CL	ML	ML	CL	ML	ML	ML	SM	SP	SM	SM	ML	CH	CL	ML	CL	CL	CL-ML	CL	CL	ML	CL	SP-SM	SP-SM	SM	ML	ML	SM	ML
Clasificación de Suelos "SUCS"																														

Fuente : MTC Estudio Geotécnico - Lainez Lozada

Cuadro 3.6 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-03

SONDAJE	SPT-SD-EI-03															
	0.70-1.00	1.50-1.95	3.00-3.45	6.00-6.45	7.50-7.95	17.50-17.70	18.00-18.45	19.50-19.95	21.00-21.45	23.80-24.00	27.00-27.45	28.50-28.95		33.00-33.45	39.00-39.45	40.30-40.50
Profundidad (m)																
% Pasa Malla N° 4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 200	97.59	82.99	95.23	94.47	96.02	26.39	32.08	31.01	7.32	9.71	87.91	99.64	80.07	7.89	15.29	50.42
Límite Líquido	38.71	34.31	47.02	39.56	39.91	18.91	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	53.09	60.16	42.14	N.P.	N.P.	20.9
Límite Plástico	25.56	31.37	27.45	N.P.	26.96	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	26.67	34.4	35.09	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plástico	13.16	2.93	19.57	N.T.	12.95	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	26.43	25.76	7.05	N.T.	N.T.	N.T.
Coef. Uniformidad (Cu)	--	--	--	--	--	--	--	--	2.94	3.02	--	--	--	2.53	--	--
Coef. Curvatura (Cc)	--	--	--	--	--	--	--	--	1.32	1.1	--	--	--	1.21	--	--
Díametro Efectivo D ₁₀	--	--	--	--	--	--	--	--	0.1	0.07	--	--	--	0.08	--	--
Contenido de Humedad %	35.13	28.28	26.58	30.78	35.04	25.71	20.64	25.6	22.08	14.08	--	23.41	19.14	18.34	20.66	13.07
Clasificación de Suelos "SUCS"	ML	ML	ML	ML	ML	SM	SM	SM	SP-SM	SP-SM	CH	MH	ML	SP-SM	SM	ML

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lainez Lozada

Cuadro 3.7 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-05

SONDAJE	SPT-SD-EI-05																													
	1.50-1.95	3.00-3.45	4.30-4.50	4.50-4.95	6.00-6.45	7.50-7.95	9.00-9.45	9.45-9.74	10.50-10.95	12.00-12.45	13.50-13.95	13.95-14.10	15.00-15.45	16.50-16.95	18.00-18.45	19.20-19.40	19.50-19.95	21.00-21.45	22.50-22.95	24.00-24.45	25.30-25.50	25.50-25.95	27.00-27.45	28.00-28.40	28.50-28.95	30.00-30.45	31.50-31.95	33.00-33.45	34.50-34.95	35.45-35.85
Profundidad (m)																														
% Pasa Malla N° 4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99.29	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 200	93.33	93.83	39.45	34.68	77.85	70.78	78.78	80.52	23.43	35.64	17.65	33.9	24.86	41.2	31.88	31.62	19.86	22.78	32.36	36.22	32.44	35.29	91.75	96.17	88.65	89.26	94.14	38.63	69.48	95.87
Límite Líquido	33.21	33.59	31.33	N.P.	26.62	25.81	27.62	41.27	N.P.	N.P.	N.P.	22.23	N.P.	23.04	17.71	46.14	38.03	31.1	29.76	27.51	20.38	26.22	34.31							
Límite Plástico	25	24.66	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	20	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	21.18	22.88	20	18.84	20.45	N.P.	20	25.93	
Índice Plástico	8.21	8.93	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	21.27	N.T.	24.96	15.15	11.1	10.92	7.06	N.T.	6.22	8.39													
Coef. Uniformidad (Cu)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Coef. Curvatura (Cc)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Díametro Efectivo D ₁₀	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Contenido de Humedad %	26.98	31.07	7.89	22.18	22.24	21.36	27.41	19.48	20.08	19.11	25.24	13.02	16.1	14.29	18.76	9.28	23.65	25.22	24.88	24.52	3.75	27.02	26.07	6.32	24.65	24.66	21.21	20.72	20.48	14.11
Clasificación de Suelos "SUCS"	ML	ML	SM	SM	ML	ML	ML	CL	SM	CL	CL	CL	CL	CL	SM	CL-ML	ML													

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lainez Lozada

Cuadro 3.8 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-EI-05

SONDAJE	SPT-SD-EI-05										
Profundidad (m)	36.00-36.45	37.50-37.95	39.00-39.45	40.30-40.50	40.50-40.95	42.00-42.45	43.50-43.95	45.00-45.45	46.50-46.95	48.00-48.45	48.50-48.95
% Pasa Malla N° 4	93.88	100	100	100	100	93.51	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 200	44.5	9.27	73.91	97.52	98.38	63.09	54.05	93.44	86.98	96.8	35.47
Límite Líquido	34.29	N.P.	60.08	41.89	40.52	56.91	44.01	39.78	59.02	42.54	N.P.
Límite Plástico	N.P.	N.P.	24.04	17.65	17.65	38.67	N.P.	27.05	20.75	33.33	N.P.
Índice Plástico	N.T.	N.T.	38.02	24.04	22.87	20.24	N.T.	12.73	38.28	9.21	N.T.
Coef. Uniformidad (Cu)	--	2.58	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Coef. Curvatura (Co)	--	0.99	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Díámetro Efectivo D ₁₀	--	0.08	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Contenido de Humedad %	18.74	24.24	31.82	31.01	32.31	28.42	37.64	34.82	32.17	32.8	25.05
Clasificación de Suelos "SUCs"	SM	SP-SM	CH	CL	CL	MH	ML	ML	CH	ML	SM

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lalnez Lozada

Cuadro 3.9 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-C-07

SONDAJE	SPT-SD-C-07																			
Profundidad (m)	16.00-16.45	19.50-19.95	21.00-21.45	24.00-24.45	25.50-25.95	27.00-27.45	28.50-28.95	30.00-30.45	31.50-31.95	33.00-33.23	34.50-34.95	36.00-36.39	44.15-44.60	47.50-47.91	54.63-55.08	56.13-56.58	59.50-59.95	63.95-64.40	65.45-65.90	68.95-67.40
% Pasa Malla N° 4	100	80.47	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	82.99	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 200	15.08	33.12	29.19	93.64	59.35	50.84	73.58	88.81	86.67	75.48	20.81	33.27	19.52	27.34	12.08	90.73	4.78	14.15	15.47	5.8
Límite Líquido	N.P.	24.82	N.P.	29.37	29.62	20.37	38.35	33.11	37.01	25.87	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	32.48	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Límite Plástico	N.P.	7.96	N.P.	15.25	13.82	10.66	14	11.4	17.65	14.66	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	13.41	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plástico	N.T.	18.88	N.T.	14.11	15.8	9.71	22.35	21.71	19.37	11.21	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	19.04	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.
Coef. Uniformidad (Cu)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.45	--	--	2.49
Coef. Curvatura (Co)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.11	--	--	1.25
Díámetro Efectivo D ₁₀	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0.13	--	--	0.1
Contenido de Humedad %	21.15	18.89	18.88	18.97	24.33	18.99	23.06	24.22	22.11	17.46	18.25	18.24	21.28	23.65	7.49	22.4	20.71	19.74	19.78	22.51
Clasificación de Suelos "SUCs"	SM	SC	SM	CL	SM	SM	SM	SM	SM	CL	SP	SM	SM	SP-SM						

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lalnez Lozada

Cuadro 3.10 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-C-08

SONDAJE	SPT-SD-C-08																			
	12.20-12.65	15.00-15.45	19.50-19.95	22.50-22.95	27.00-27.45	30.00-30.45	31.50-31.95	33.37-33.45	36.45-36.90	40.50-40.95	42.00-42.45	43.50-43.95	48.00-48.28	51.00-51.45	54.00-54.45	59.50-59.95	61.00-61.45	64.00-64.45	65.50-65.95	67.00-67.23
Profundidad (m)	12.20-12.65	15.00-15.45	19.50-19.95	22.50-22.95	27.00-27.45	30.00-30.45	31.50-31.95	33.37-33.45	36.45-36.90	40.50-40.95	42.00-42.45	43.50-43.95	48.00-48.28	51.00-51.45	54.00-54.45	59.50-59.95	61.00-61.45	64.00-64.45	65.50-65.95	67.00-67.23
% Pasa Malla N° 4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
% Pasa Malla N° 200	25.53	27.62	95.65	98.16	94.9	68.66	76.18	51.99	18.56	85.1	64.34	27.09	76.6	5.95	31.98	90.56	46.4	4.82	6.95	88.87
Límite Líquido	N.P.	N.P.	54.8	47.81	85.37	14.17	26.18	N.P.	N.P.	29.67	29.8	N.P.	29.67	N.P.	N.P.	44.55	20.1	N.P.	N.P.	27.97
Límite Plástico	N.P.	N.P.	22.09	19.42	43.08	9.35	14.66	N.P.	N.P.	14.63	14.29	N.P.	13.79	N.P.	N.P.	25	10.29	N.P.	N.P.	16.49
Índice Plástico	N.T.	N.T.	32.51	28.19	42.29	5.36	12.22	N.T.	N.T.	15.04	15.51	N.T.	15.88	N.T.	N.T.	19.55	9.8	N.T.	N.T.	11.48
Coef. Uniformidad (Cu)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	2.35	--	--	--	1.81	2.6	--
Coef. Curvatura (Cc)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.14	--	--	--	1.09	1.14	--
Diámetro Efectivo D ₁₀	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	0.13	--	--	--	0.21	0.19	--
Contenido de Humedad %	19.84	20.16	26.43	24.15	34.32	18.05	17.09	18.44	18.53	21.82	24.06	17.47	22.13	23.43	16.88	22.18	19.26	23.22	22.32	19.07
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM	CH	CL	MH	CL-ML	CL	ML	SM	CL	CL	SM	CL	SP-SM	SM	CL	SC	SP	SP-SM	CL

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lainez Lozada

Cuadro 3.11 Resumen de Ensayos de Laboratorio Sondaje - SPT-SD-ED-10

SONDAJE	SPT-SD-ED-10																												
	1.50-1.95	3.00-3.45	4.50-4.95	6.00-6.45	7.50-7.95	9.00-9.45	10.50-10.95	12.00-12.45	13.50-13.95	16.50-16.95	18.00-18.45	19.50-19.95	22.50-22.95	25.50-25.95	28.50-28.95	30.00-30.45	36.45-36.90	39.00-39.45	40.50-40.95	42.00-42.45	43.50-43.95	45.00-45.45	46.50-46.95	48.00-48.45	49.50-49.95	51.00-51.45	52.50-52.95	54.00-54.45	
Profundidad (m)	1.50-1.95	3.00-3.45	4.50-4.95	6.00-6.45	7.50-7.95	9.00-9.45	10.50-10.95	12.00-12.45	13.50-13.95	16.50-16.95	18.00-18.45	19.50-19.95	22.50-22.95	25.50-25.95	28.50-28.95	30.00-30.45	36.45-36.90	39.00-39.45	40.50-40.95	42.00-42.45	43.50-43.95	45.00-45.45	46.50-46.95	48.00-48.45	49.50-49.95	51.00-51.45	52.50-52.95	54.00-54.45	
% Pasa Malla N° 4	100	100	100	100	100	76.22	94.76	93.04	71.27	84.89	100	78.8	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
% Pasa Malla N° 200	59.92	65.81	20.97	29.07	6.82	11.98	19.84	16.77	13.69	14.84	21.84	24.27	38.92	29.94	10.34	28.98	44.62	25.94	32.5	33.28	35.64	88.6	88.41	96.82	96.49	91.83	97.48	99.22	
Límite Líquido	30.57	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	29.09	30.52	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	34.01	40.31	48.34	52.24	47.22	41.21	46.62	
Límite Plástico	11.5	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	13.76	10	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	14.68	18.1	19.05	19.19	14.29	17.58	20.41	
Índice Plástico	19.07	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	15.33	20.52	N.T.	N.T.	N.T.	N.T.	19.33	22.21	29.29	33.05	32.94	23.83	26.21	
Coef. Uniformidad (Cu)	--	--	--	--	2.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Coef. Curvatura (Cc)	--	--	--	--	1.22	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Diámetro Efectivo D ₁₀	--	--	--	--	0.13	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
Contenido de Humedad %	17.8	21.07	8	12.23	21.08	14.66	15.36	16.7	9.87	16.98	21.01	16.65	23.62	18.36	21.53	18.5	16.75	24.48	12.79	20.2	14.31	18.47	21.6	25.4	24.57	7.77	29.42	18.64	
Clasificación de Suelos "SUCS"	CL	ML	SM	SM	SP-SM	SP-SM	SM	SP-SM	SC	SC	SM	SM	SM	SM	CL	CL	CL	CH	CL	CL	CL								

Fuente : MTC Estudio Geotecnico - Lainez Lozada

Capítulo IV

CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo con los resultados de la exploración de campo, perfiles de resistencia en pruebas de penetración estándar, los ensayos de laboratorio, la descripción de las muestras recuperadas y las características geotécnicas de los materiales encontrados, se pueden identificar tres estratos, que se describen de la siguiente manera:

4.1.1 Depósito aluvial (Qa1 y Qa2)

Se localiza superficialmente, con un espesor variable entre 12.0m. y 28.0 m. en la zona correspondiente al cauce y la margen izquierda del Río Madre de Dios. Este estrato está conformado principalmente por sedimentos aluviales finos, dentro de los cuales se pueden encontrar arcillas y limos de baja plasticidad, y subyaciendo a estos últimos por sedimentos aluviales granulares, compuestos por arenas limosas y gravas limosas. A continuación se presenta una descripción de estos dos tipos de sedimentos junto con un resumen de algunas de sus propiedades índice, CPS-Lagesa, 1983 y Lainez-Lozada, 2006

a. Suelos finos (Qa1)

Los sedimentos finos como limos y arcillas limosas que se localizan superficialmente en las zonas de inundación y desborde del río, y en donde se proyectaran los estribos y accesos, reportan valores promedio de N entre 5 y 9; el espesor de estos sedimentos oscila entre 4,0 m (estribo izquierdo) y 12,0 m (cámara izquierda). Las propiedades índices más relevantes para el sector de la cámara izquierda, se presentan a continuación:

- Humedad natural	:	22.00 – 39.70%
- Límite líquido	:	23 – 37%
- Límite plástico	:	20 – 26%
- Índice de plasticidad	:	2 – 13%
- Pasa tamiz No. 200	:	66.00 – 97.00%
- Clasificación USC	:	CL, ML, CL-ML

b. Suelos granulares (Qa2)

Subyaciendo y en un espesor variable entre 16 (cámara izquierda) y 20 m (estribo izquierdo), se encuentra un estrato conformado por intercalaciones de arenas y gravas limosas, de compacidad media a densa. Las pruebas de campo de resistencia a la penetración estándar reportan valores medios de N de 25. Otras características de este estrato y en el sector de la cámara izquierda, se presentan a continuación:

- Humedad natural	:	5.40 – 25.10%
- Límite líquido	:	9 – 22%
- Límite plástico	:	14 – 19%
- Índice de plasticidad	:	1 – 4%
- Pasa tamiz No. 200	:	7.00 – 48.00%
- Clasificación USC	:	SM-SC, SP-SM, SM, GW-GM, GP-GM

4.1.2 Suelos residuales (Qsr)

En las perforaciones existentes y recientes se identificaron sedimentos con una consolidación de ligera a media, que se dedujo de los índices de liquidez oscilando entre 0.5 y menores de 1.0, de naturaleza predominantemente

cohesiva conformados por arcillas limosas de consistencia media a muy dura, con intercalaciones arena limosas, de colores rojizos, marrón y gris, con valores promedios de N entre 40 y 50 golpes / pie. Este estrato se puede asimilar a suelos residuales de horizontes meteorizados o alterados de rocas sedimentarias subyacentes. Características índices de este estrato se presentan a continuación:

- Humedad natural	11.70 – 29.50%
- Límite líquido	16 – 56%
- Límite plástico	13 – 27%
- Índice de plasticidad	1 – 34%
- Pasa tamiz No. 200	23.00 – 98.00%
- Clasificación USC	CL, CL-ML, ML, CH

En las Figura 4-1 se presentan las columnas estratigráficas generalizadas de los sitios donde se localizan los apoyos del puente principal y viaducto de acceso izquierdo, en donde se muestran los estratos generales, en ellos se observa la clara concordancia entre los perfiles de los estudios existentes (CPS-Lagesa, 1983) y las perforaciones más recientes (Geotecnia Peruana y Lainez-Lozada, 2006). Además en el plano P-2 se presenta el perfil estratigráfico longitudinal de la margen izquierda y por el eje del puente principal, donde se ilustra el modelo considerado. Los perfiles de las pruebas de penetración estándar con la profundidad para las perforaciones de todos los apoyos del puente se presentan en las figuras 3-3 al 3-8 del capítulo anterior, en donde se muestra la variabilidad de N con la profundidad y entre las perforaciones de los años 1983 y 2006, mostrando una concordancia global aceptable para este tipo de pruebas.

4.2 PARAMETROS GEOTECNICOS

Las características geotécnicas de los materiales de fundación han sido consideradas en base a la información disponible en los registros del ensayo SPT. Se realizó la corrección del número de golpes “N” del SPT mediante la fórmula siguiente:

$$N_{corr} = N_{camp} \times C_N$$

Donde

N_{corr} : Número de golpes corregido

N_{cam} : Número de golpes de campo

C_N : Factor de corrección

De acuerdo a la literatura revisada se tienen diversos factores de corrección C_N como se muestra en la siguiente tabla.

Cuadro 4-1 Diversos factores de corrección según diversos autores

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 Thourburn (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log_{10} \sigma_v$	tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v}$	Kg/cm ²

Fuente: Dr. Jorge Alva - Notas de Clase UNI - FIC

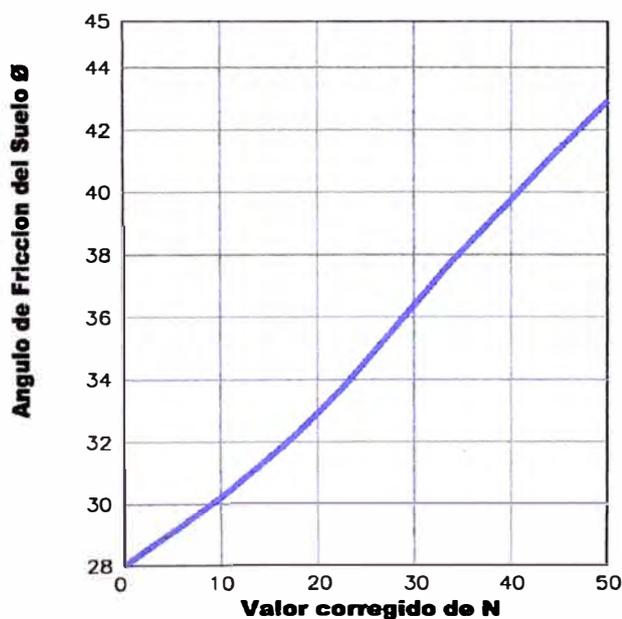
Sin embargo existe un factor de corrección simple el cual es comparable con cualquiera de la tabla anterior. El factor utilizado para la corrección del SPT es el siguiente:

$$C_N = \frac{1}{\sigma_v} < 2.0 \quad \text{en kg/cm}^2$$

... (Liao y Whitman 1991)

Una vez obtenido los valores corregidos de N se procedió a correlacionar y obtener el ángulo de fricción interna ϕ con la siguiente grafica

Figura 4-1 Correlación entre el valor corregido de N y ϕ



En el estudio realizado por Lainez Lozada, se realizaron adicionalmente ensayos especiales de corte directo y compresión triaxial de tipo UU, así obtuvieron parámetros de resistencia en términos de esfuerzos totales y paralelamente optaron por correlacionar estadísticamente los valores de N con los parámetros de resistencia efectiva

En los Gráficos 7-1 al 7-6 de los anexos se muestran los parámetros de resistencia efectivos, obtenidos en el estudio definitivo realizado por Lainez Lozada. En ellos se observan los parámetros de resistencia efectiva agrupados

por estrato, perforaciones existentes y recientes, en todos se observa un buen coeficiente de correlación. Los resultados de los parámetros al comparar las correlaciones de parámetros efectivos en función de N, mostraron concordancia entre los parámetros obtenidos con las pruebas SPT de las perforaciones de 1983 y 2006.

A continuación se presentan los parámetros geomecánicos calculados en el presente informe y además los parámetros que se encuentran en el expediente, obtenidos de acuerdo con los perfiles de resistencia de las pruebas de campo (N), al mezclar las pruebas SPT tanto de las perforaciones de 1983 y 2006 y los ensayos especiales.

Cuadro 4–2. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Cámara de anclaje izquierda

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N _{prom} (g/p)	γ _t (T/m ³)	Φ °	N Corregido	Φ ° Gráfica
0.0 a 11.0	11	Suelo arcilloso (Qal1)	5	1.8	26.5	5	29.0
11.0 a 26.0	15	Aluvión arenoso de compactación media (Qal2)	25	1.9	27	14	31.0
≥26.0	14	Suelo residual (Qsr)	44	1.9	29	17	31.5

Cuadro 4–3. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Cámara de anclaje derecha

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N _{prom} (g/p)	γ _t (T/m ³)	Φ °	N Corregido	Φ ° Gráfica
0 a ≥55.0	55	Suelo residual (Qsr)	35	1.9	25	20	32.5

Cuadro 4–4. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilar Eje 7

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N _{prom} (g/p)	γ _t (T/m ³)	Φ °	N Corregido	Φ ° Gráfica
0 a 11.0	11	Aluvión grueso (Qal2)	26	1.9	30	26	34.5
11.0 a ≥35.0	39	Suelo residual (Qsr)	45	1.9	32	21	33.0

Cuadro 4–5. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilar Eje 8

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N_{prom} (g/p)	γ_t (T/m ³)	Φ°	N Corregido	Φ° Gráfica
0 a 12.0	12	Aluvión arenoso de compactación media (Qa12)	21	1.9	24	20	33.0
12.0 a ≥ 26.0	38	Suelo residual (Qsr)	46	1.9	32	22	33.5

Cuadro 4–6. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Estribo Izquierdo

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N_{prom} (g/p)	γ_t (T/m ³)	Φ°	N Corregido	Φ° Gráfica
0 a 4.0	4	Suelo arcilloso (Qa1)	9	1.8	26.5	16	31.0
4 a 24.0	20	Aluvión arenoso de compactación media (Qa12)	23	1.9	28	16	31.0
24 a ≥ 34.0	1	Suelo residual (Qsr)	40	1.9	32	27	35.0

Cuadro 4–7. Parámetros Geomecánicos de Diseño – Pilas Viaducto Izquierdo

DATOS			DEL EXPEDIENTE			CALCULADOS	
Profundidad (m)	Espesor (m)	Estrato / Material	N_{prom} (g/p)	γ_t (T/m ³)	Φ°	N Corregido	Φ° Gráfica
0.0 a 9.0	9	Suelo arcilloso (Qa1)	5	1.8	25-30	6	29.0
9.0 a 24.0	15	Aluvión arenoso de compactación media (Qa12)	25	1.9	28-30	17	31.5
24.0 a ≥ 36.0	12	Suelo residual (Qsr)	44	1.9	29-32	25	34.0

Capítulo V

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

5.1 TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

Para determinar la profundidad y el tipo de cimentación es necesario tener en cuenta, además de las características obtenidas de la exploración geotécnica, los resultados de estudios previos como el potencial de licuefacción y los niveles de socavación. A continuación se presenta los resultados del estudio de licuefacción y de socavación realizado por la consultora Pedro Lainez Lozada.

Potencial de Licuefacción

De acuerdo con la amenaza sísmica en el sitio del proyecto y la distribución de isoaceleraciones del Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2005), el sitio del proyecto se puede definir como una zona de amenaza sísmica baja, con valores de aceleración de 0,10. Por otro lado, y para considerar los efectos locales, y de acuerdo con las características estratigráficas del sitio y los perfiles de velocidad de onda de corte, el perfil de suelo se asocia uno tipo S2 con un coeficiente de sitio de $S = 1,2$.

Por las características geomecánicas y la presencia de estratos superficiales conformados por suelos finos predominantemente arenosos y limo-arenosos, se estudió el potencial de licuación del depósito ante solicitaciones sísmicas. Para la evaluación del potencial de licuación se tomó en cuenta los perfiles de resistencia SPT.

El procedimiento usado es la comparación de los valores de esfuerzo cíclico necesarios para que se presente licuación con los esfuerzos actuantes corregidos, a manera de factor de seguridad.

Los resultados de estos análisis muestran algunos niveles licuables que son superficiales y que quedan dentro de la zona socavable, niveles que no se consideraron dentro del cálculo de la capacidad de carga de los pilotes; en consecuencia se descarta la posibilidad de licuación generalizada de estos depósitos

Análisis de socavación

La cuenca del río Madre de Dios tiene una extensión aproximada de 76648 Km² y forma parte de la cuenca hidrográfica del Amazonas. El río nace en los Andes, aproximadamente a 3300 msnm. Los parámetros físicos y hidroclimatológicos básicos se presentan a continuación, los cuales fueron tomados del informe Estudio de Hidrología e Hidráulica Fluvial (Lainez Lozada Ingenieros S.A., 2006):

Los resultados obtenidos de la referencia ya citada, recomiendan socavaciones totales de 6.0 y 12.0 para los apoyos de la margen izquierda (estribos, pilares de acceso y cámara izquierda) y torres principales respectivamente. En la cámara de la margen derecha no se prevé socavación.

Evaluación de Alternativas

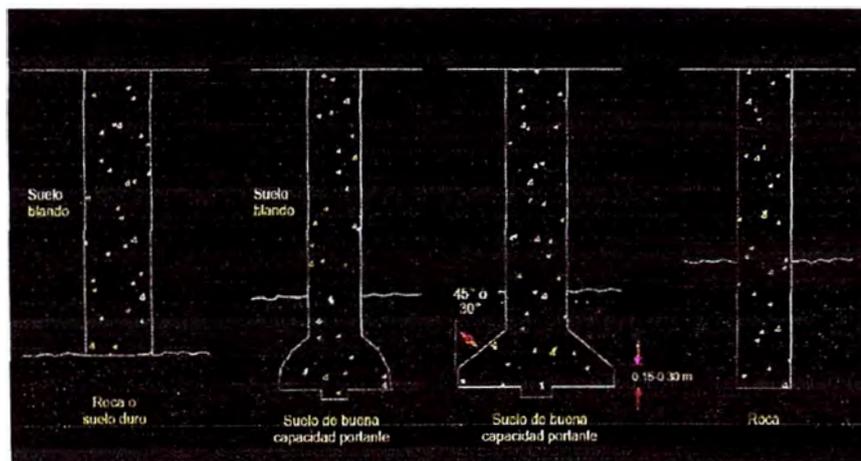
Considerando la presencia de dos (2) apoyos dentro del cauce del río Madre de Dios y la socavabilidad de los sedimentos superficiales finos (arenas finas y arenas limosas), El estudio descartó cualquier solución de cimentación

superficial y planteó una solución de cimentación profunda a base de pilotes. Las luces del puente que se han planteado en el proyecto base y sentido del abscisado son 39.0m., 52.0m., 39.0m., 104.0m., 320.0m. y 104.0 m. Véase Plano P-4.

Luego de analizar diferentes alternativas de diámetro y profundidad de cimentación de los pilotes de las pilas principales, ante la magnitud de las cargas de la superestructura, se descartó como suelo de fundación los estratos superficiales finos y de compacidad suelta a media, por su socavabilidad y baja capacidad de soportar cargas (verticales y horizontales), adoptando finalmente como estrato portante el estrato de suelos residuales (Qsr), de compacidad y/o consistencia alta.

La cimentación adoptada fue del tipo profunda a base de pilotes, que por las características de los sedimentos aluviales, la necesidad de confinamiento de la punta de los pilotes, la magnitud de las cargas de la superestructura e importantes longitudes de pilote desconfiadas por efecto de la socavación calculada, se recomendaron que estos sean del tipo pre-excavado y fundidos en el sitio que permiten diámetros mayores.

Figura 5 Tipos de Pozos Perforados



a) recto

b) y c) acampanado

d) empotrado en roca

De acuerdo con los registros de perforaciones, el perfil estratigráfico de cada uno de los apoyos, combinaciones de carga con socavación total del 100%, carga vertical de cámara izquierda sobre pilotes antes de conectar los cables del puente colgante (condición inicial) y el puente colgante conectado (condición final), en el expediente se evaluaron las capacidad de carga con diferentes diámetros y profundidades, y se llegó a la configuración de infraestructura,

contenida en el Plano P-04, donde se muestran las longitudes y cotas características de pilotes y caras inferiores de las zapatas y/o cabezales de grupos de pilotes.

A continuación se presenta la longitud de los pilotes y el estrato portante adoptados en el estudio. Que servirán de base para el presente informe

Cuadro 5-1 Cotas características para los pilotes

	NUMERO DE PILOTES	DIAMETRO (m)	FILA	LONGITUD TOTAL DE PILOTES (m)	ESTRATO PORTANTE
Estribo margen izquierda	4	1.20		24.0	Estrato 3 (Qsr)
Eje 2	4	1.50		31.0	Estrato 3 (Qsr)
Eje 3	4	1.20		35.0	Estrato 3 (Qsr)
Eje 4, 5 y 6: Cámara izquierda	24	1.85	1	40.0	Estrato 3 (Qsr)
			2	40.0	
			3	40.0	
			4	41.0	
			5	45.0	
			6	47.0	
Eje 7: Torre izquierda	12	1.85	Exteriores	51.0	Estrato 3 (Qsr)
			Interiores	47.0	
Eje 8: Torre derecha	12	1.85	Exteriores	52.0	Estrato 3 (Qsr)
			Interiores	48.0	
Eje 9,10 y 11: Cámara derecha	20	1.85	1	20.0	Estrato 3 (Qsr)
			2	20.0	
			3	20.0	
			4	20.0	
			5	21.0	
			6	24.0	

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Lainez Lozada

5.2 CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Capacidad Portante Axial de Pilotes.

En la evaluación de la capacidad portante axial de los pilotes se involucró la contribución por punta y fricción, los esfuerzos efectivos se calcularon para pesos unitarios entre 1,8 t/m³ y 2,0 t/m³ y se evaluaron a partir del nivel de socavación recomendado para cada apoyo. De acuerdo con los perfiles de resistencia de las perforaciones (pruebas SPT) se definió al estrato de suelos residuales de compacidad y/o consistencia firme y buena características geomecánicas, como estrato portante.

De acuerdo al estudio realizado el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes consideró el predominio de arenas limosas, arenas y gravas de compacidad media a densa, utilizando una metodología de cálculo de capacidad de soporte en términos de esfuerzos efectivos, obtenidos en función de los valores de N de las pruebas SPT; se utilizó el método β .

La capacidad de carga admisible a compresión se calculó con la contribución de la fricción de los estratos laterales por debajo del nivel de socavación y la resistencia por punta de los pilotes, afectados de un factor de seguridad de 2,0 y 3,0 respectivamente; a estos valores se descontó el peso propio de los pilotes en condiciones sumergidas.

La ecuación general que se empleó para el cálculo de la capacidad admisible de los pilotes es la siguiente:

$$Q_{adm} = (Q_p/3) + (Q_f/2) - W_p$$

Donde: Q_p: Carga por punta
 Q_f: Carga por fricción
 W_p: Peso propio del pilote

Donde la carga última fue determinada mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} = (0.3 \cdot D \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot \zeta_{\gamma r} + \sigma'_v \cdot N_q \cdot \zeta_{qs} \cdot \zeta_{qd} \cdot \zeta_{qr}) + \sum (\sigma'_v K_s \tan \phi') dz$$

El primer termino corresponde a la capacidad por punta y el segundo a la resistencia por fricción.

Finalmente los resultados encontrados en el expediente son los que se muestran en las tablas siguientes:

Cuadro 5-2 Resumen de cargas de Pilotes, asentamientos, rigidez vertical y reducción por efecto de grupo - Apoyos Estribo y Pilares de Acceso

ESTRUCTURAS	EJES	DIAMETRO (m)	LONGITUD TOTAL DE PILOTES (m)	CARGA DE TRABAJO (ton)	CARGA DE TRABAJO EFECTO DE	ASENTAMIE NTO (cm)	RIGIDEZ VERTICAL (ton/m)
Estribo margen izquierda	1	1.00	15	72	54	4.19	1718
			20	118	89	3.33	3544
			25	206	155	1.39	14820
		1.20	15	101	76	5.01	2016
			20	164	123	3.96	4141
			25	288	216	1.59	18113
		1.50	15	153	115	6.24	2452
			20	248	186	4.9	5061
			25	433	325	1.9	22789
Pilares de acceso (y posible apoyo adicional adyacente)	2	1.00	25	181	136	1.4	12929
			30	245	184	3.15	7778
			35	288	216	3.83	7520
		1.20	25	250	188	1.61	15528
			30	336	252	3.67	9155
			35	391	293	4.45	8787
		1.50	25	375	281	1.93	19430
			30	498	374	4.46	11166
			35	589	442	4.66	12639
Pilar de Acceso	3	1.00	25	181	136	1.4	12929
			30	230	173	3.63	6336
			35	264	198	4.3	6140
		1.20	25	250	188	1.61	15528
			30	315	236	4.25	7412
			35	356	267	5.02	7092
		1.50	25	375	281	1.93	19430
			30	431	323	5.92	7280
			35	509	382	6.12	8317

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Laínez Lozada

**Cuadro 5-3 Resumen de cargas de Pilotes y reducción por efecto de grupo-Apoyos
Puente Principal**

ESTRUCTURAS	EJES	DIAMETRO (m)	LONGITUD TOTAL DE PILOTES (m)	CARGA DE TRABAJO (ton)	CARGA DE TRABAJO EFECTO DE	ASENTAMIE NTO (cm)	RIGIDEZ VERTICAL (ton/m)		
Camara de Anclaje de la margen izquierda	4,5,6	1.50	30	493	370	2.15	22930		
			35	545	409	2.16	25231		
			40	681	511	2.57	26498		
		1.85	30	716	537	2.54	28189		
			35	796	597	2.52	21587		
			40	1044	783	2.95	35390		
		2.00	30	875	656	2.69	32528		
			35	911	683	2.67	34120		
			40	1195	896	3.12	38301		
		Pilar principal izquierdo	7	1.50	35	397	298	4.33	9169
					40	495	371	2.17	22811
					45	582	437	2.39	24351
50	673				505	2.69	25019		
1.85	35			590	443	5.23	11281		
	40			727	545	2.52	28849		
	45			849	637	2.74	30985		
2.00	50			974	731	2.97	32795		
	35			684	513	5.62	12171		
	40			840	630	2.67	31461		
	45			979	734	2.89	33875		
	50			1119	839	3.13	35751		
Pilar principal Derecho	8			1.50	35	395	296	5.07	7791
					40	514	386	2.58	9735
					45	602	452	5.5	10945
		50	694		521	5.75	12070		
		1.85	35	583	437	6.14	9495		
			40	755	566	6.34	11909		
			45	878	659	6.57	13364		
		2.00	50	1003	752	6.81	14728		
			35	674	506	6.6	10212		
			40	872	654	6.8	12824		
			45	1011	758	7.03	14381		
			50	1152	864	7.27	15846		
		Camara de Anclaje de la margen Derecha	9,10,11	1.50	25	659	494	5.71	11541
					30	818	614	5.97	13702
					33	890	668	3.05	29180
1.85	25			935	701	6.91	13531		
	30			1147	860	7.17	15997		
	33			1238	929	3.54	34972		
2.00	25			1067	800	7.42	14380		
	30			1304	978	7.69	16957		
	33			1403	1052	3.75	37413		

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Para la verificación de dichos resultados se ha programado la evaluación de la capacidad portante mediante metodologías clásicas utilizando los parámetros geotécnicos del expediente técnico como también los calculados en el presente informe (Capítulo 4). Finalmente se harán los cálculos mediante el programa Shaft 98. Previamente se dará dar algunos conceptos básicos sobre la metodología del cálculo.

El cálculo de la capacidad de carga en pilotes excavados se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$Q_u = Q_p + \sum(Q_f)$$

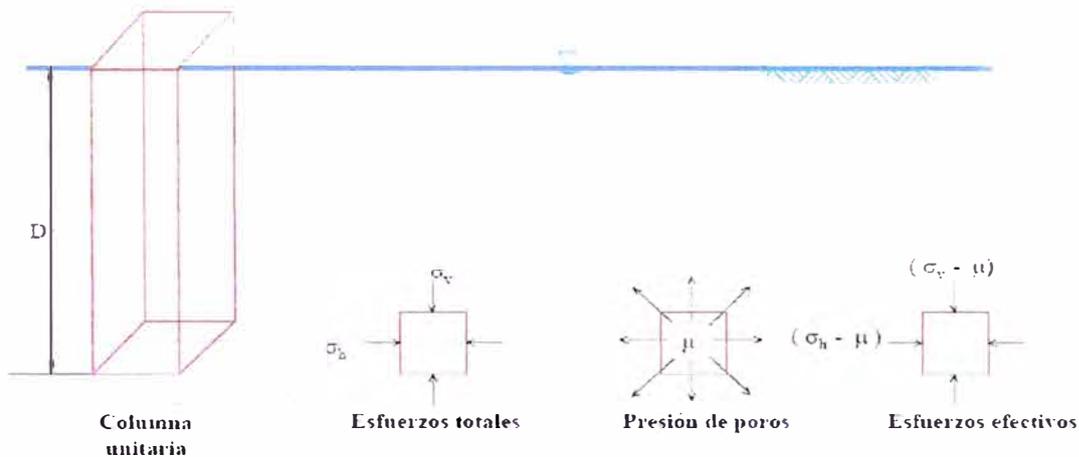
Donde: Q_p : Carga última del pilote
 Q_f : Carga última por punta

Dentro de los cálculos de capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuefactibles, ni aquellos de muy baja resistencia ni suelos orgánicos o turbas. En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo

Las capacidades de carga axial de los pilotes de las pilas principales, se han calculado para longitudes efectivas, teniendo en cuenta la longitud de socavación de 6.0 m para el caso de los Ejes 1 a 6, y de 12.0 m para los Ejes 7 y 8, garantizándose en todo momento al estrato denso y firme de suelos residuales del Pleistoceno (Q_{sr}) de la denominada Formación Madre de Dios, y con la contribución de la totalidad del suelo por debajo de los niveles de socavación.

Es importante recordar la teoría de los esfuerzos efectivos, los suelos de fundación saturados ante la presencia del nivel freático superficial, presentan la presión de poros, lo cual disminuye la presión total, debido a esto se trabaja con esfuerzos efectivos en estas condiciones.

Figura 5-1 Esfuerzo "insitu" en reposo debido al peso del suelo



Fuente: Jorge Alva – Curso de Cimentaciones UNI FIC

Para una condición típica en reposo con nivel freático en superficie, el esfuerzo vertical es $\gamma x D$ y la presión de poros $\gamma_w x D$. Siendo el esfuerzo efectivo la diferencia de los dos términos.

Para el cálculo de capacidad por punta se ha utilizado la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p \sigma'_v N_q$$

Donde:

Q_p : Carga ultima del pilote

σ'_v : Esfuerzo Vertical efectivo en la base del pilote

N_q : factor de carga obtenido de tablas

Los valores de N_q fueron tomados de la siguiente tabla

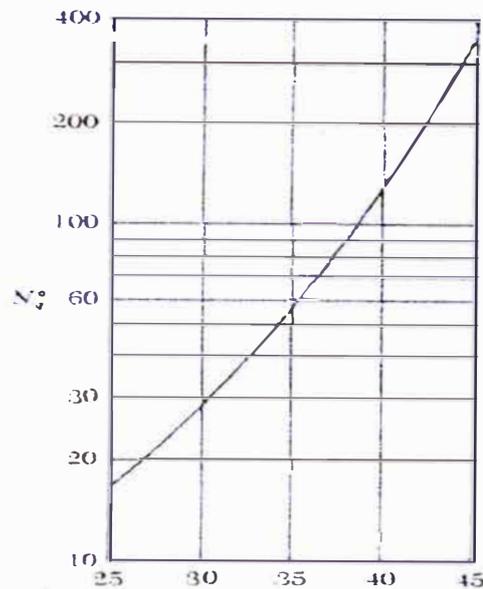
Cuadro 5-3 Valores de N_q obtenidos de Meyerhof para pilotes Hincados y Excavados

Values for N_q and ϕ											
ϕ	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
N_q (driven)	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
N_q (drilled)	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

Fuente: Prakash and Sharma pág. 222

De igual forma se utilizaron los factores propuestos por Vesic de la siguiente gráfica.

Figura 5-2 Factor de Capacidad de carga de Vesic, para cimentaciones profundas



Para el esfuerzo de fricción o lateral tenemos la siguiente expresión.

$$Q_f = \sum (\rho \cdot K_o \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg}(\delta)) \Delta z$$

Donde:

Q_f = Resistencia Lateral a la Fricción

K_o = Coeficiente Lateral de reposo

σ'_v = Esfuerzo efectivo a la profundidad Z

ϕ = Angulo de fricción

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el pilote

ρ = Perímetro del pilote

Los resultados utilizando las expresiones anteriores se muestran en las siguientes tablas:

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : ESTRIBO IZQUIERDO

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQs ult ton	σ'_v (ton/m ²) en lapunta	N _q Meyerhof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
15	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	1.60	5.32	73.92	13.10	8.00	25.00	123	370
		4.00	15.00	11.00	9.50	1.90	28	0.5305	18.67	0.3378	8.55	68.60						
20	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	1.60	5.32	151.27	17.60	8.00	25.00	166	498
		4.00	20.00	16.00	12.00	1.90	28	0.5305	18.67	0.3378	10.80	145.95						
25	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	1.60	5.32	237.24	22.10	17.00	25.00	443	625
		4.00	24.00	20.00	14.00	1.90	28	0.5305	18.67	0.3378	12.60	212.84						
		24.00	25.00	1.00	24.50	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	22.05	19.08						

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQs ult ton	σ'_v (ton/m ²) en lapunta	N _q Meyerhof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
15	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	31	0.4850	20.67	0.3772	1.60	5.52	86.59	13.10	14.00	31.00	216	463
		4.00	15.00	11.00	9.50	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	8.55	81.07						
20	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	31	0.4850	20.67	0.3772	1.60	5.52	154.48	17.60	14.00	31.00	290	622
		4.00	20.00	16.00	12.00	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	10.80	148.96						
25	1.5	0.00	4.00	4.00	2.00	1.80	31	0.4850	20.67	0.3772	1.60	5.52	241.86	22.10	26.00	60.00	677	1536
		4.00	24.00	20.00	14.00	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	12.60	217.23						
		24.00	25.00	1.00	24.50	1.90	35	0.4264	23.33	0.4314	22.05	19.11						

(1) parametros de meyerhof
(2) parametros de vesic

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : PILAS VIADUCTO IZQUIERDO

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
25	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	27	0.5460	18.00	0.3249	3.60	27.09	237.08	21.60	13.00	31.00	331	763
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	10.80	55.20						
		15.00	25.00	10.00	20.00	1.90	30.5	0.4925	20.33	0.3706	18.00	154.80						
30	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	27	0.5460	18.00	0.3249	3.60	27.09	343.50	26.10	13.00	31.00	400	922
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	10.80	55.20						
		15.00	30.00	15.00	22.50	1.90	30.5	0.4925	20.33	0.3706	20.25	261.22						
35	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	27	0.5460	18.00	0.3249	3.60	27.09	469.27	30.60	13.00	31.00	469	1081
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	10.80	55.20						
		15.00	35.00	20.00	25.00	1.90	30.5	0.4925	20.33	0.3706	22.50	386.99						

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
25	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	3.60	27.60	239.72	21.60	19.00	40.00	483	992
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	31.5	0.4775	21.00	0.3839	10.80	55.97						
		15.00	25.00	10.00	20.00	1.90	34	0.4408	22.67	0.4176	18.00	156.15						
30	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	3.60	27.60	347.08	26.10	19.00	40.00	584	1199
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	31.5	0.4775	21.00	0.3839	10.80	55.97						
		15.00	30.00	15.00	22.50	1.90	34	0.4408	22.67	0.4176	20.25	263.51						
35	1.5	0.00	9.00	9.00	4.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	3.60	27.60	473.95	30.60	19.00	40.00	685	1406
		9.00	15.00	6.00	12.00	1.90	31.5	0.4775	21.00	0.3839	10.80	55.97						
		15.00	35.00	20.00	25.00	1.90	34	0.4408	22.67	0.4176	22.50	390.38						

(1) parametros de meyerhof
(2) parametros de vesic

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : CAMARA DENANA LAJE IZQUIERDA

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m ²) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
30	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	4.40	49.62	413.03	25.90	10.00	28.00	376	1016
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	27	0.5460	18.00	0.3249	16.65	257.52						
		26.00	30.00	4.00	28.00	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	25.20	105.89						
35	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	4.40	49.62	568.67	30.40	10.00	28.00	442	1193
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	27	0.5460	18.00	0.3249	16.65	257.52						
		26.00	35.00	9.00	30.50	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	27.45	259.53						
40	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	4.40	49.62	743.84	34.90	10.00	28.00	507	1369
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	27	0.5460	18.00	0.3249	16.65	257.52						
		26.00	40.00	14.00	33.00	1.90	29	0.5152	19.33	0.3508	29.70	436.81						

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m ²) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
30	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	4.40	50.85	424.13	25.90	22.00	42.00	828	1543
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	16.65	265.53						
		26.00	30.00	4.00	28.00	1.90	35	0.4264	23.33	0.4314	25.20	107.76						
35	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	4.40	50.85	580.48	30.40	22.00	42.00	972	1811
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	16.65	265.53						
		26.00	35.00	9.00	30.50	1.90	35	0.4264	23.33	0.4314	27.45	264.11						
40	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.80	29	0.5152	19.33	0.3508	4.40	50.85	760.89	34.90	22.00	42.00	1116	2079
		11.00	26.00	15.00	18.50	1.90	31	0.4850	20.67	0.3772	16.65	265.53						
		26.00	40.00	14.00	33.00	1.90	35	0.4264	23.33	0.4314	29.70	444.51						

(1) parametros de meyerhof
(2) parametros de vesic

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : PILAR PRINCIPAL IZQUIERDO EJE - 7

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	K _o	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
35	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	30	0.5000	20.00	0.3640	4.95	57.59	587.69	31.50	17.00	35.00	778	1556
		11.00	35.00	24.00	23.00	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	20.70	530.10						
40	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	30	0.5000	20.00	0.3640	4.95	57.59	767.75	36.00	17.00	35.00	889	1778
		11.00	40.00	29.00	25.50	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	22.95	710.16						
45	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	30	0.5000	20.00	0.3640	4.95	57.59	971.82	40.50	17.00	35.00	1000	2001
		11.00	45.00	34.00	28.00	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	25.20	914.23						
50	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	30	0.5000	20.00	0.3640	4.95	57.59	1199.90	45.00	17.00	35.00	1112	2223
		11.00	50.00	39.00	30.50	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	27.45	1142.31						

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diametro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	K _o	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyehof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
35	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	34.5	0.4336	23.00	0.4245	4.95	58.24	589.46	31.50	36.00	61.00	1648	2746
		11.00	35.00	24.00	23.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	20.70	531.21						
40	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	34.5	0.4336	23.00	0.4245	4.95	58.24	769.90	36.00	36.00	61.00	1883	3138
		11.00	40.00	29.00	25.50	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	22.95	711.65						
45	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	34.5	0.4336	23.00	0.4245	4.95	58.24	974.39	40.50	36.00	61.00	2118	3531
		11.00	45.00	34.00	28.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	25.20	916.15						
50	1.85	0.00	11.00	11.00	5.50	1.90	34.5	0.4336	23.00	0.4245	4.95	58.24	1202.95	45.00	36.00	61.00	2354	3923
		11.00	50.00	39.00	30.50	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	27.45	1144.71						

(1) parametros de meyerhof
(2) parametros de vesic

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : PILAR PRINCIPAL DERECHO - EJE 8

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diámetro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyhof	N _q * Vesc	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
35	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	24	0.5933	16.00	0.2867	5.40	64.07	583.12	31.50	17.00	35.00	778	1556
		12.00	35.00	23.00	23.50	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	21.15	519.06						
40	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	24	0.5933	16.00	0.2867	5.40	64.07	763.18	36.00	17.00	35.00	889	1778
		12.00	40.00	28.00	26.00	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	23.40	699.12						
45	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	24	0.5933	16.00	0.2867	5.40	64.07	967.25	40.50	17.00	35.00	1000	2001
		12.00	45.00	33.00	28.50	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	25.65	903.18						
50	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	24	0.5933	16.00	0.2867	5.40	64.07	1195.33	45.00	17.00	35.00	1112	2223
		12.00	50.00	38.00	31.00	1.90	32	0.4701	21.33	0.3906	27.90	1131.26						

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCIÓN BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud Pilote (m)	Diámetro Pilote (m)	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en lapunta	N _q Meyhof	N _q * Vesc	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
		De (m)	A (m)															
35	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	5.40	69.29	589.69	31.50	32.00	61.00	1465	2746
		12.00	35.00	23.00	23.50	1.90	33.5	0.4481	22.33	0.4108	21.15	520.40						
40	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	5.40	69.29	770.22	36.00	32.00	61.00	1674	3138
		12.00	40.00	28.00	26.00	1.90	33.5	0.4481	22.33	0.4108	23.40	700.93						
45	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	5.40	69.29	974.82	40.50	32.00	61.00	1883	3531
		12.00	45.00	33.00	28.50	1.90	33.5	0.4481	22.33	0.4108	25.65	905.53						
50	1.85	0.00	12.00	12.00	6.00	1.90	33	0.4554	22.00	0.4040	5.40	69.29	1203.49	45.00	32.00	61.00	2092	3923
		12.00	50.00	38.00	31.00	1.90	33.5	0.4481	22.33	0.4108	27.90	1134.20						

(1) parametros de meyerhof
(2) parametros de vesic

CUADRO 5-4 CALCULOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

UBICACION : CAMARA DE ANCLAJE DERECHA

PARAMETROS DEL EXPEDIENTE

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud	Diametro	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en la punta	N _q Meyerhof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
Pilote (m)	Pilote (m)	D _e (m)	A (m)															
25	1.85	0.00	25.00	25.00	12.50	1.90	25	0.5774	16.67	0.2994	11.25	282.55	282.55	22.50	5.00	18.00	163	556
30	1.85	0.00	30.00	30.00	15.00	1.90	25	0.5774	16.67	0.2994	13.50	406.88	406.88	27.00	5.00	18.00	196	667
35	1.85	0.00	35.00	35.00	17.50	1.90	25	0.5774	16.67	0.2994	15.75	553.80	553.80	31.50	5.00	18.00	229	778

PARAMETROS CORREGIDOS

DATOS		RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (QS)											CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (QP)					
Longitud	Diametro	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	ϕ'	Ko	δ	Tan(δ)	σ'_v (ton/m ²)	ΔQ_s ton	ΣQ_s ult ton	σ'_v (ton/m2) en la punta	N _q Meyerhof	N _q * Vesic	Qp ult (1) ton	Qp ult (2) ton
Pilote (m)	Pilote (m)	D _e (m)	A (m)															
25	1.85	0.00	25.00	25.00	12.50	1.90	32.5	0.4627	21.67	0.3973	11.25	300.47	300.47	22.50	18.00	35.00	588	1112
30	1.85	0.00	30.00	30.00	15.00	1.90	32.5	0.4627	21.67	0.3973	13.50	432.68	432.68	27.00	18.00	35.00	706	1334
35	1.85	0.00	35.00	35.00	17.50	1.90	32.5	0.4627	21.67	0.3973	15.75	588.93	588.93	31.50	18.00	35.00	824	1556

(1) parametros de meyerhof

(2) parametros de vesic

Por otra parte el programa SHAFT 98, estima la capacidad de carga axial de pilotes perforados y los asentamientos a corto plazo; la metodología está basada en los métodos presentados en el manual de la Federal Highway Administration del U.S Department of Transportation (FHWA) por Reese, L y O'Neill, M. (1988) y O'Neill, M.W, et al (1996). El análisis de carga axial de los pilotes puede ser aplicado a suelos cohesivos y no cohesivos. El programa también se aplica en lutitas arcillosas y sobre rocas.

Para el empleo del programa es importante elaborar el perfil estratigráfico del suelo a partir de apropiados estudios geotécnicos. Así mismo, establecer la cota del terreno, el nivel superficial del pilote y el nivel freático. Una vez determinados los parámetros de diseño, se define la base de datos, ingresando también el tipo de cimentación, la longitud y la geometría del pilote

Cuadro 5-5 Código de acuerdo al tipo de suelo – Programa Shaft 98

Description	SHAFT98
Plastic Clay	2
Clay-Silt-Sand Mixtures	2
Clean Sand	3
Soft Rock	4

Fuente: Florida Department of Transportation

Condiciones de Parámetros

El método utiliza las características subsuperficiales obtenidas de los datos del ensayo de compresión triaxial no drenado de muestras de suelos cohesivos, de la realización de la prueba del SPT en suelos no cohesivos y de los registros y análisis de núcleos de rocas si fuera el caso. El método idealiza un perfil subsuperficial compuesto por un número de capas de propiedades constantes por capa, el perfil puede ser mixto con capas alternadas con arcillas, arenas o roca.

Diseño en Arcillas

Para el cálculo de la resistencia lateral en suelos no cohesivos se emplea el método α , donde α es un valor que varía con la profundidad y no es función del esfuerzo cortante. Esto es una conclusión contraria a la regla de esfuerzos totales utilizados en el diseño de pilotes hincados.

Cuadro 5-6 Valores Recomendados de “ α ” para Pilotes Perforados en Arcillas

Ubicaciones a lo Largo del Pozo Perforado	Valor de α	Valores Límites de Carga Transferida, f_z	
		Ton/ft ²	kPa
Desde la superficie del terreno hasta la profundidad de 5 ft. (1.5mt).	0	--	--
A un D del fondo ó un D sobre la campana (si se usa la fricción)	0	--	--
Todos otros puntos a lo largo de los lados del pozo perforado.	0.55	2.75	275

Fuente: Florida Department of Transportation

El programa SHAFT, permite al usuario el ingreso del valor de α y variar a un valor que crea es más apropiado en caso de un suelo particular. Para el caso de un pilote perforado con base acampanada, el valor del c_u será el promedio de los c_u entre el extremo superior de la capa de arcilla y un diámetro del fuste sobre el extremo superior de la campana. Sin embargo, si el extremo superior del estrato de arcilla cae dentro de los 1.52 m debajo del nivel de la superficie, el promedio de c_u comienza desde 1.52 m.

Cuando sólo se tiene valores de N(SPT) se emplea la siguiente correlación, Quirós y Reese, (1977):

$$c_u = N_{spt} / 10, \text{ Ton/ft}^2$$

SHAFT, interpola o extrapola los valores de c_u en profundidades de un diámetro del fuste debajo de la base, dependiendo de la profundidad.

En la evaluación de la resistencia en la base, si el material es arcilla de consistencia blanda, el valor de c_u es reducido a un tercio por falla local de carga. Sin embargo, cuando la base del fuste es mayor de 75 in. (1.9 m), se reducirá la carga unitaria en la base (q_b), debido a que el asentamiento al estimar q_b sería tan grande por lo que se buscará limitar la carga unitaria neta en la base tal que produzcan asentamientos menores a 2.5 pulgadas.

Diseño en Arenas

La resistencia lateral se determinó aplicando el método β , donde el parámetro β en la ecuación es independiente de ϕ y varía según el coeficiente de la presión lateral del suelo.

El programa SHAFT propone valores límites para la resistencia unitaria por punta (q_b) en suelo granular tal que el asentamiento esté por debajo del 5 % del diámetro de la base.

Cuadro 5-7 Valores de Resistencia Unitaria por Punta para Suelos No Cohesivo

Rango de Valores N (SPT)	Valores de q_b		
	Ton/ft ²	KN/m ²	MPa
0 hasta 75	0.60 N	57.5	0.0575
sobre 75	(SPT) 45	N(SPT) 4300	N(SPT) 4.3

El programa recomienda que los pilotes deben llegar hasta por lo menos 10 diámetros debajo de la superficie. Cuando los diámetros de la base exceden 50 pulg. (1.27m), el programa usa un factor de corrección con el fin de controlar los asentamientos permisibles.

Los valores límites de la resistencia lateral en arcillas y arenas, propuestos por el programa no son un límite teórico pero es el valor más grande que ha sido medido experimentalmente. En caso se desee usar un valor más alto, se debe realizar una prueba de carga. La resistencia lateral unitaria (f_{sz}) es constante para valores de profundidad mayores a 60 pies (18 m).

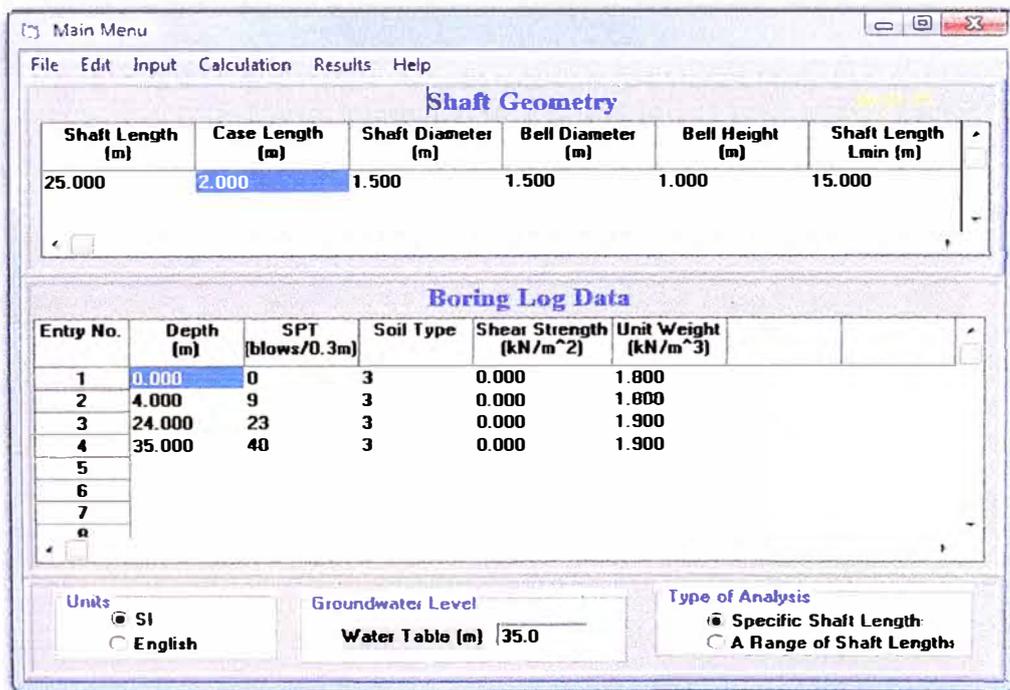
Asentamientos

Las curvas para determinar los asentamientos elásticos en arcillas para diferentes suelos son normadas, y están basadas en datos experimentales de pilotes a escala natural. Estas curvas sirven de guía para realizar los diseños de carga axial de pilotes, cuando el asentamiento total o diferencial pueda ser un problema.

Aplicaciones y Resultados

Las aplicación del programa de cómputo que se presenta para determinar la capacidad de carga axial fueron realizadas empleando los estudios de suelos de la cimentación del Puente Billinghamurst. El siguiente gráfico presenta los valores de N (SPT) y la Tabla de los parámetros ingresados al programa.

Figura 5-3 Ingreso de Datos al programa SHAFT 98



En la siguiente vista se aprecia los resultados del programa para una rango de longitudes ingresadas para el pilote que va de 15 m. a 25 m. Dichos valores de capacidad admisible resulta de acuerdo al factor de seguridad ingresado.

Figura 5-4 Salida de datos del programa SHAFT 98

Shaft Length (m)	Ultimate Side Friction (kN)	Ultimate End Bearing (kN)	Ultimate Capacity (kN)	Allowable Side Friction (kN)	Allowable End Bearing (kN)	Allowable Capacity (kN)
15.00	707.26	1229.60	1936.85	353.63	409.87	763.50
16.00	778.26	1007.38	1785.64	389.13	335.79	724.92
17.00	851.98	1164.97	2016.95	425.99	388.32	814.31
18.00	924.78	1330.26	2255.05	462.39	443.42	905.81
19.00	996.08	1474.48	2470.56	498.04	491.49	989.53
20.00	1068.01	1537.86	2605.87	534.01	512.62	1046.63
21.00	1137.55	1605.46	2743.02	568.77	535.15	1103.93
22.00	1207.16	1677.28	2884.45	603.58	559.09	1162.67
23.00	1273.56	1753.31	3026.87	636.78	584.44	1221.22
24.00	1339.44	1833.56	3173.01	669.72	611.19	1280.91
25.00	1399.65	1918.03	3317.68	699.83	639.34	1339.17

Figura 5-5 Resistencia por punta y por fricción en porcentaje para el caso de un pilote individual

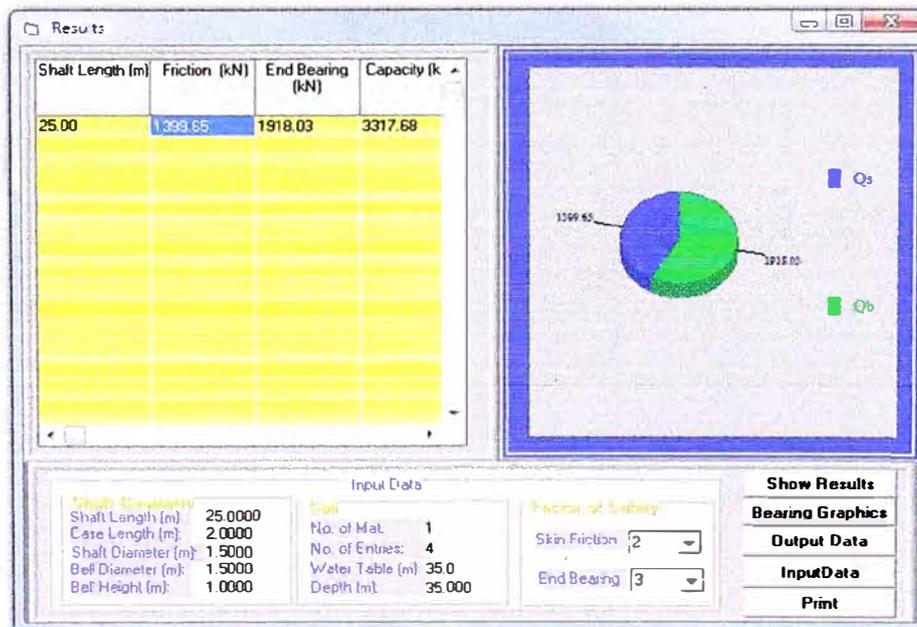
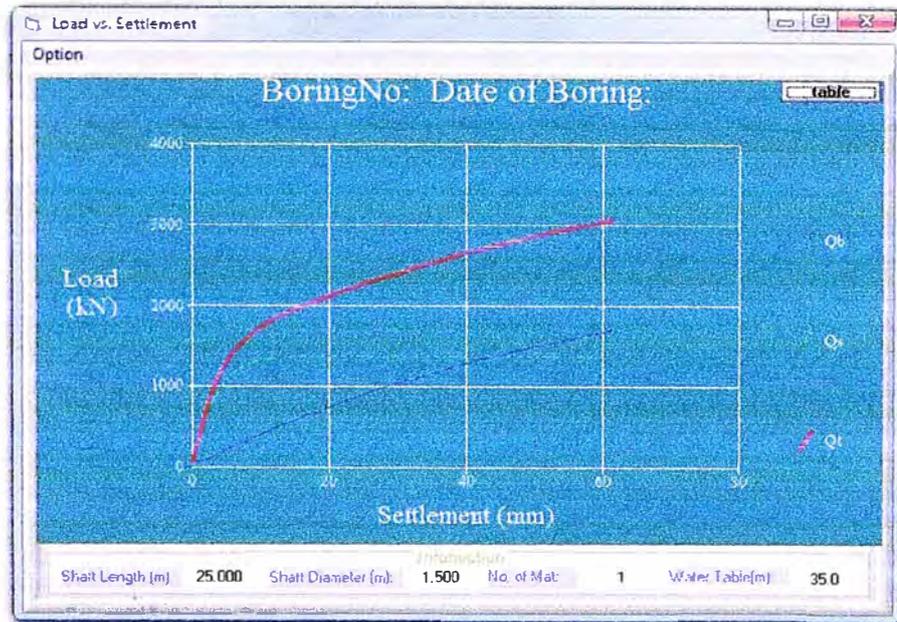


Figura 5-6 Asentamientos debido a la carga por punta y por fricción



Los cálculos finales con el programa de Computo Shaft 98 conjuntamente con los cálculos anteriores y los del expediente son mostrados en la siguiente tabla y gráficas.

CUADRO 5-8 RESUMEN DE CALCULOS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

DATOS				φ del expediente		φ y N corregidos		SHAFT	EXPEDIENTE
ESTRUCTURAS	EJES	DIAMETRO (m)	LONGITUD TOTAL DE PILOTES (m)	Qu trab (1)	Qu trab (2)	Qu trab (1)	Qu trab (2)	Qu trab	CARGA DE TRABAJO (ton)
				Qu=Qp ult /3 + Qs ult /2					
Estribo margen izquierda	1	1.50	15	78	160	115	198	115	153
			20	131	242	174	285	157	248
			25	266	327	347	633	201	433
Pilares de Acceso	2,3	1.50	25	229	373	281	451	228	375
			30	305	479	368	573	285	498
Camara de Andaje de la margen izquierda	4,5,6	1.85	35	391	595	465	706	342	589
			30	332	545	488	726	275	716
			35	431	681	614	894	335	796
Pilar principal izquierdo	7	1.85	40	541	828	752	1073	395	1044
			35	553	813	844	1210	365	590
			40	680	977	1013	1431	414	727
Pilar principal Derecho	8	1.85	45	819	1153	1193	1664	468	849
			50	970	1341	1386	1909	528	974
			35	551	810	783	1210	360	583
Camara de Andaje de la margen derecha	9,10,11	1.85	40	678	974	943	1431	402	755
			45	817	1151	1115	1664	460	878
			50	968	1339	1299	1909	523	1003
			25	196	327	346	521	309	935
			30	269	426	452	661	338	1147
			35	353	536	569	813	372	1238

(1) Parametros de Meyerhof
 (2) Parametros de Vesic

FIGURA 5-7 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
30	1.5	115	198	115	153
35	1.5	174	285	157	248
40	1.5	347	633	201	433

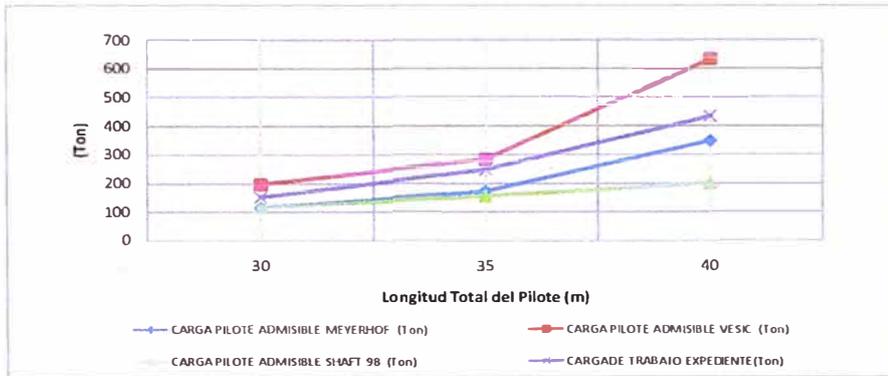


FIGURA 5-8 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES EN PILARES DE ACCESO

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
25	1.50	281	451	228	375
30	1.50	368	573	285	498
35	1.50	465	706	342	589

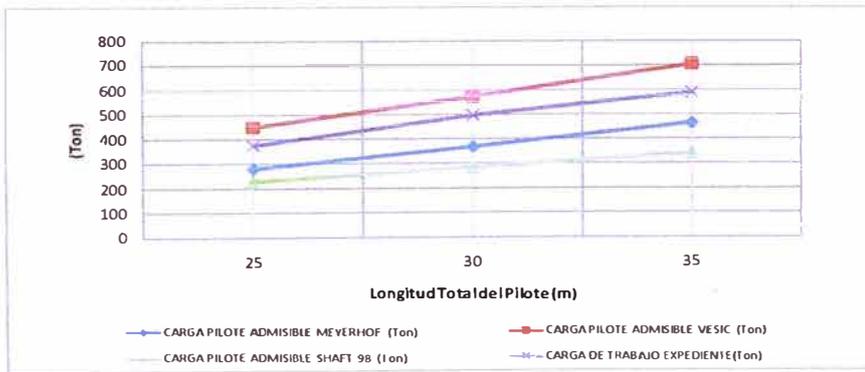


FIGURA 5-9 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES CAMARA DE ANCLAJE IZQUIERDA

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
30	1.85	488	726	275	716
35	1.85	614	894	335	796
40	1.85	752	1073	395	1044

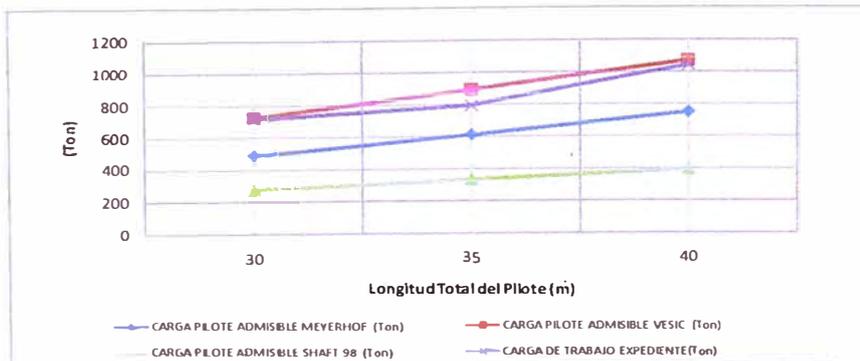


FIGURA 5-10 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES PILAR PRINCIPAL IZQUIERDO

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
35	1.85	844	1210	360	590
40	1.85	1013	1431	402	727
45	1.85	1193	1664	460	849
50	1.85	1386	1909	523	974

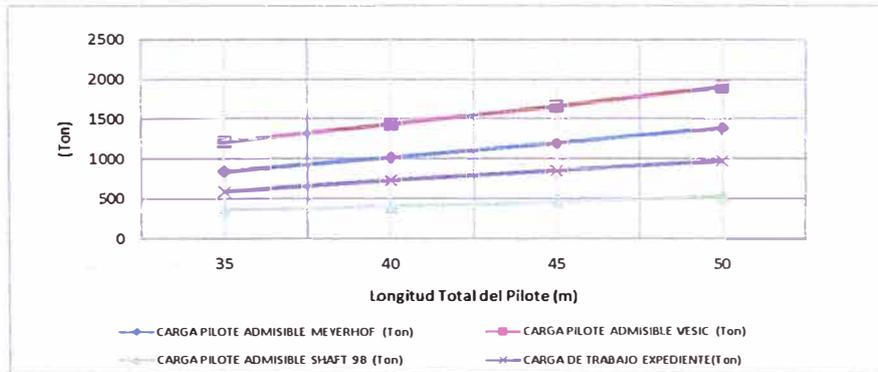


FIGURA 5-11 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES PILAR PRINCIPAL DERECHO

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
35	1.85	783	1210	360	583
40	1.85	943	1431	402	755
45	1.85	1115	1664	460	878
50	1.85	1299	1909	523	1003

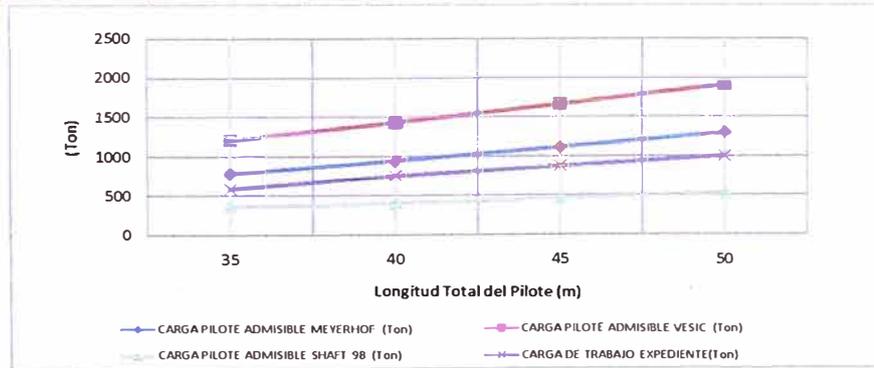
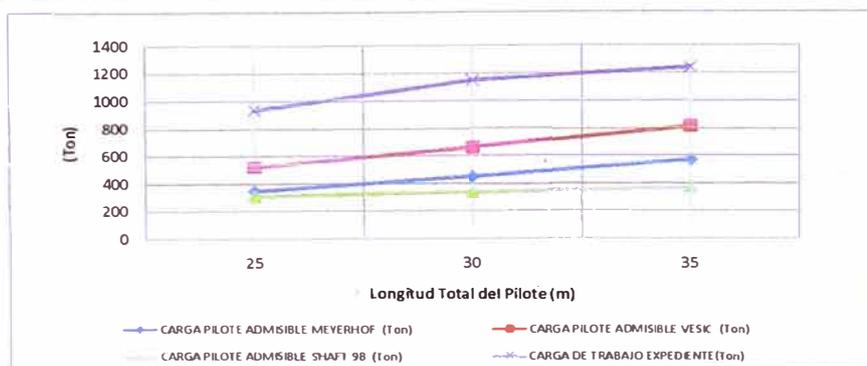


FIGURA 5-12 COMPARACION DE RESULTADOS PILOTES CAMARA DE ANLAJE DERECHA

LONGITUD TOTAL DEL PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	CARGA PILOTE ADMISIBLE MEYERHOF (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE VESIC (Ton)	CARGA PILOTE ADMISIBLE SHAFT 98 (Ton)	CARGA DE TRABAJO EXPEDIENTE(Ton)
25	1.85	346	521	309	935
30	1.85	452	661	338	1147
35	1.85	569	813	372	1238



5.3 CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS

Debido a las características del estrato portante, conformados por suelos con componente arenosa y arcillosa de los suelos residuales preconsolidados (Qsr), las deformaciones o asentamientos verticales serían de naturaleza elástica y no diferida; en tal sentido en los cálculos del expediente se utilizó el método semiempírico propuesto por Vesic (1977), obteniendo deformaciones entre 2.85 cm. y 6.70 cm para pilotes de 1.85 m de diámetro para las cámaras izquierda y derecha respectivamente, y que se presentarían prácticamente durante construcción.

En el siguiente Cuadro se presentan los resultados de los cálculos de asentamientos para los pilotes:

Cuadro. 5-9 Asentamientos calculados de pilotes

ESTRUCTURA	DIAMETRO PILOTE (m)	LONGITUD TOTAL PILOTE (m)	ASENTAMIENTO MEDIO CALCULADO (cm)
Estribo izquierdo	1.20	16.0 y 24.0	1.6 – 1.4
Eje 2	1.50	31.0	4.5
Eje 3	1.50	35.0	6.0
Cámara izquierda	1.85	40 a 47	2.95
Torre Eje 7	1.85	47 y 51	2.90
Torre Eje 8	1.85	48 y 52	8.80
Cámara derecha	1.85	20 a 24	6.70

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Laínez Lozada

Considerando la rigidez axial del sistema pilote-suelo igual al módulo secante correspondiente a la carga de trabajo y las deformaciones elásticas calculadas con el método de A. Vesic, se utilizó los valores dentro del siguiente para cada uno de los apoyos, que se presenta en la tabla 5-5.

Cuadro. 5-10 Módulos de rigidez vertical del sistema pilote-suelo.

ESTRUCTURA, (m)	Ks(VERTICAL), (ton/m)
Estribo izquierdo	15000±5000
Pilar Ejes 2	10000±25%
Pilar Eje 3	10000±25%
Cámara de anclaje izquierda	35000±25%
Pilar Eje 7	22000±50%
Pilar Eje 8	22000±50%
Cámara de anclaje derecha	25000±50%

Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

La verificación de los asentamientos calculados se realizó utilizando, al igual que en el estudio realizado por Láinez Lozada, el método semiempírico de Vesic (1977). El cual propuso que el asentamiento de un Pozo Perforado bajo una carga axial de trabajo se determina de la siguiente manera:

$$S_T = S_s + S_{PS} + S_p$$

Donde:

S_s = Asentamiento por deformación Axial

S_p = Asentamiento por carga en la Base

S_{PS} = Asentamiento por la carga de Fricción

S_T = Asentamiento Elástico y no diferido

Presentado durante construcción

En la página siguiente se muestra la verificación de los cálculos para el estribo izquierdo, donde aparecen además las fórmulas para la obtención de los componentes del asentamiento total.

Se obtuvieron los mismos resultados del expediente al trabajar con las mismas cargas de diseño.

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS DE LOS PILOTES

El Asentamiento de un Pozo Perforado bajo una carga axial de Trabajo es:
Metodo semiempirico para obtener el asentamiento (Vesic 1977)

$$S_T = S_S + S_{PS} + S_p$$

S_s = Asentamiento por deformación Axial

S_p = Asentamiento por carga en la Base

S_{PS} = Asentamiento por la carga de Fricción

S_T = Asentamiento Elástico y no diferido

Presentado durante construcción

$$S_s = ((Q_{ps} + \alpha Q_{sa}) * L) / A_p E_p$$

Q_{wp} = actual base or point load transmitted to the pile base in working stress range

Q_{ws} = actual shaft friction load transmitted by the pile in the working stress range

A_p = pile cross sectional area

L = pile length

E_p = Modulus of elasticity of the pile

α = a number that depends on distribution of skin friction along the pile shaft

0.5 uniform or parabólic skin friction

0.67 triangular

Typical Values of Coefficient C_p (Vesic, 1977)

Tipo de Suelo	pilotes hincados	Pilotes excavados
Arenas (densas a sueltas)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcillas (duras a blandas)	0.02-0.03	0.03-0.06
limos (densos a sueltos)	0.03-0.05	0.09-0.12

$$S_p = C_p * Q_{ps} / (B * q_p)$$

C_p = empirical coefficient

Q_{ps} = net point load under working conditions or allowable

q_p = ultimate end (point)-bearing capacity (force/area)

B = pile diameter

$$S_{ps} = C_s * Q_{sa} / (D_s * q_p)$$

$C_s = (0.93 + 0.16 * \text{raiz}(D_s/B)) * C_p$

Q_{sa} = pile shaft load under working conditions or allowable

q_p = ultimate end (point)-bearing capacity (force/area)

D_s = embedded pile length

PROYECTO: EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL PUENTE BILLINGHURST
ZONA: ESTRIBO IZQUIERDO

G_s 0.67
 E_p (T/m³) 2.10E+06

Diametro Pilote (m)	Longitud Pilote (m)	Area Transv. (m ²)	Longitud enterrada	Material de Fundacion	Carga Trabajo por punta (ton)	Carga Trabajo por friccion	σ_p (T/m ²)	S_s (cm) (1)	C_p	S_p (cm) (2)	C_s	S_{PS} (cm) (3)	S_T (cm) (1)+(2)+(3)
1.00	15.00	0.79	10.00	Arenas Limosas	78	10	297.94	0.079	0.144	3.770	1.003	0.337	4.19
1.00	20.00	0.79	15.00	Arenas Limosas	117	23	446.91	0.164	0.108	2.827	0.997	0.342	3.33
1.00	25.00	0.79	20.00	Arcillas Duras	190	41	725.75	0.335	0.030	0.785	0.951	0.269	1.39
1.00	30.00	0.79	25.00	Arcillas Duras	225	66	859.44	0.493	0.030	0.785	0.954	0.293	1.57
1.20	15.00	1.13	10.00	Arenas Limosas	112	12	297.09	0.078	0.144	4.524	0.997	0.403	5.00
1.20	20.00	1.13	15.00	Arenas Limosas	168	28	445.63	0.161	0.108	3.393	0.991	0.415	3.97
1.20	25.00	1.13	20.00	Arcillas Duras	278	50	737.42	0.335	0.030	0.942	0.950	0.322	1.60
1.20	30.00	1.13	25.00	Arcillas Duras	334	79	885.96	0.495	0.030	0.942	0.952	0.340	1.78
1.50	15.00	1.77	10.00	Arenas Limosas	175	15	297.09	0.077	0.144	5.655	0.989	0.500	6.23
1.50	20.00	1.77	15.00	Arenas Limosas	263	34	446.48	0.158	0.108	4.241	0.985	0.500	4.90
1.50	25.00	1.77	20.00	Arcillas Duras	433	62	735.08	0.328	0.030	1.178	0.948	0.400	1.91
1.50	30.00	1.77	25.00	Arcillas Duras	521	99	884.48	0.484	0.030	1.178	0.950	0.425	2.09

Capítulo

VI

VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

6.1 PRUEBAS DE CARGA

Existen básicamente dos métodos para la verificación de la carga portante de pilotes los métodos estáticos de carga y las pruebas dinámicas no destructivas, siendo la primera usualmente usada en pilotes hincados mientras la segunda en pilotes excavados.

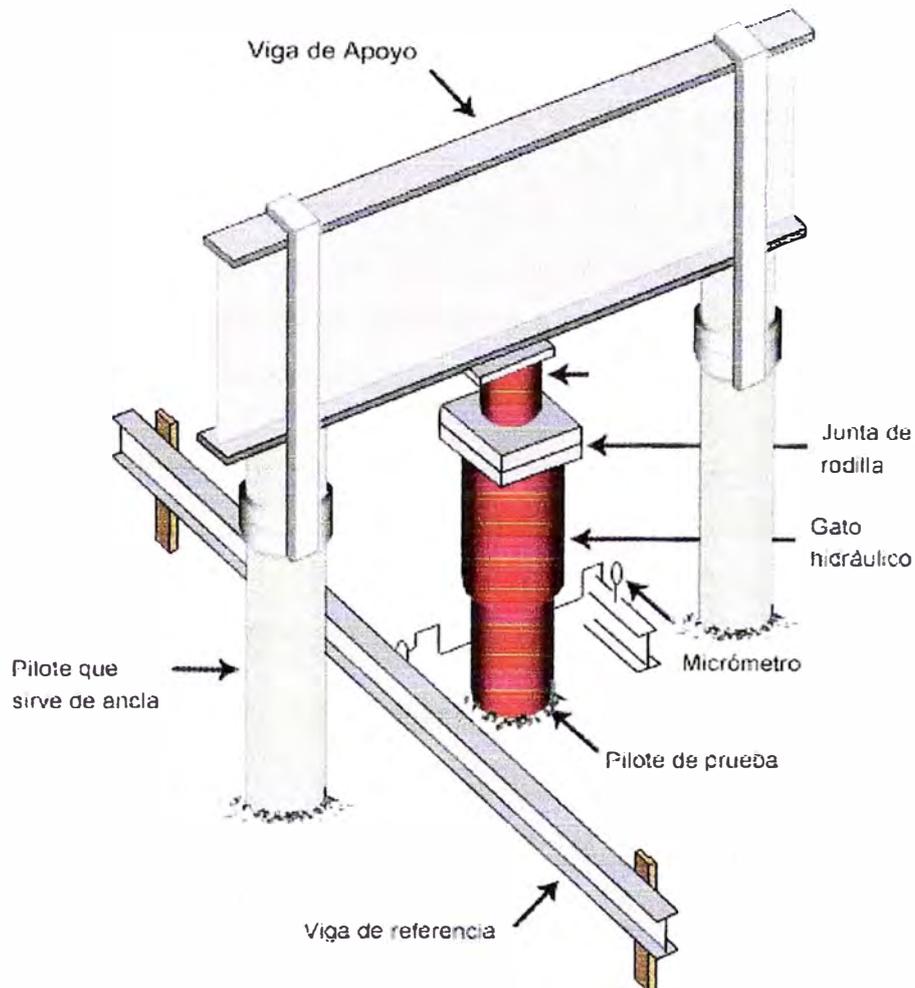
Prueba de Carga Estática

Es la aplicación de una carga vertical que permite determinar la relación entre la carga vertical (aplicada al tope del pilote sobre el centro o eje del mismo) y el asentamiento del mismo según un determinado procedimiento (normalizado), norma ASTM 1143-98T

Aplicaciones:

- Aplicables a cualquier tipo de pilotes o micropilotes
- Instrumentadas, para analizar el comportamiento del pilote en cada fase de la prueba y la transferencia de carga a lo largo del fuste del pilote.
- Las más usuales son a compresión, pero se pueden realizar a tracción y a carga horizontal.

Figura 6-1 Prueba de Carga Estática



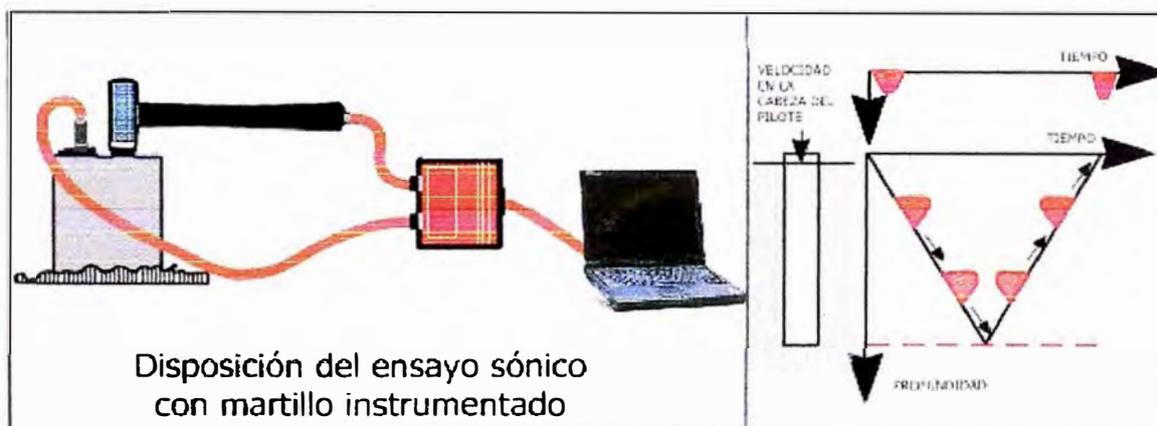
Métodos no destructivos

Un método no destructivo es el ensayo sónico, en el cual se utiliza un equipo desarrollado por el Instituto TNO de Holanda, que cuenta con más de veinticinco años de experiencia en este tipo de ensayos, habiendo ensayado millones de pilotes, y habiendo detectado centenares de pilotes con defectos más o menos serios.

El ensayo es del tipo de martillo de mano, cuyo golpe envía una onda de compresión a lo largo del fuste del pilote. Esta onda es reflejada por las discontinuidades del pilote, por su punta, o por cambios de sección o variaciones del terreno que lo rodea. Los movimientos consiguientes de la cabeza del pilote

son captados por un acelerómetro. La señal del acelerómetro es amplificada y digitalizada por un sistema electrónico y convertida en medida de velocidad, que se presenta inmediatamente en la pantalla de un microcomputador portátil. La curva obtenida se puede archivar en el disco duro del equipo para su posterior tratamiento e impresión mediante impresora. El gráfico de velocidad de un pilote continuo aparece en la pantalla como una línea relativamente recta con dos picos. El primero de ellos es el causado por el impacto del martillo, mientras que el segundo es causado por la reflexión en la punta del pilote. El programa informático incorpora diferentes técnicas para mejorar y explotar las señales obtenidas, tales como suavizar y promediar los golpes de martillo, la obtención de la curva media de varios pilotes, y la amplificación de la señal con la profundidad de manera lineal o exponencial para compensar los efectos de pérdida de señal con la profundidad.

Figura 6-2 Microcomputador Portátil



Los pilotes no requieren ninguna preparación especial, únicamente se necesita que se haya realizado ya el descabezado en el momento del ensayo, para que el golpe del martillo se realice sobre concreto sano y la onda no refleje en discontinuidades o coqueas del concreto poco compacto existente en la cabeza del pilote antes del descabezado. La edad mínima del concreto en el momento del ensayo es de siete días, para garantizar un grado de endurecimiento y un módulo de elasticidad que permitan que la onda se propague. En ocasiones se han conseguido obtener buenas señales a edades incluso más tempranas. Los ensayos no producen ninguna interferencia en la marcha de la obra, ya que se pueden ensayar grupos de pilotes a medida que se van construyendo y

descabezando, y suele bastar un día o dos de preaviso para la realización de los ensayos. El rendimiento es elevado, y en condiciones óptimas se pueden ensayar más de 100 pilotes al día. El ensayo se realiza según la norma ASTM D 5882-96

Por otra parte el método más conocido para la comprobación de la integridad estructural de pilotes está descrito en la norma ASTM D 4945-89 y es el ensayo dinámico de integridad de pilotes que consiste en preparar la parte superior del pilote, es decir nivelarlo para luego aplicarle unos golpes que generan unas ondas que son captadas mediante sensores, los cuales dan un registro de las ondas a través del cuerpo del pilote. Si estas son irregulares en algún tramo puede ser que la sección sea mayor o menor. Lo primero es admisible mientras lo segundo podría ser perjudicial, uno de los motivos pudo haber sido que al momento del vaciado el lodo no pudo ser retirado y está formando parte del pilote, por ello es importante la forma de vaciado se hace de abajo hacia la superficie, se coloca una tubería hasta unos 30cm antes del fondo del pilote por el cual se vierte el concreto. La idea es que el concreto se deposite y desplace el lodo hacia arriba entonces la tubería se va retirando se le quita cuerpos pero cuidando de no subirse por encima del nivel del concreto si no pierde continuidad.

De acuerdo a la práctica habitual, el ensayo de prueba dinámica se puede realizar en un pilote de diseño o en uno colocado cerca a la ubicación de diseño, no existe mucha información sobre esto la norma ASTM citada, es una referencia para la prueba de integridad.

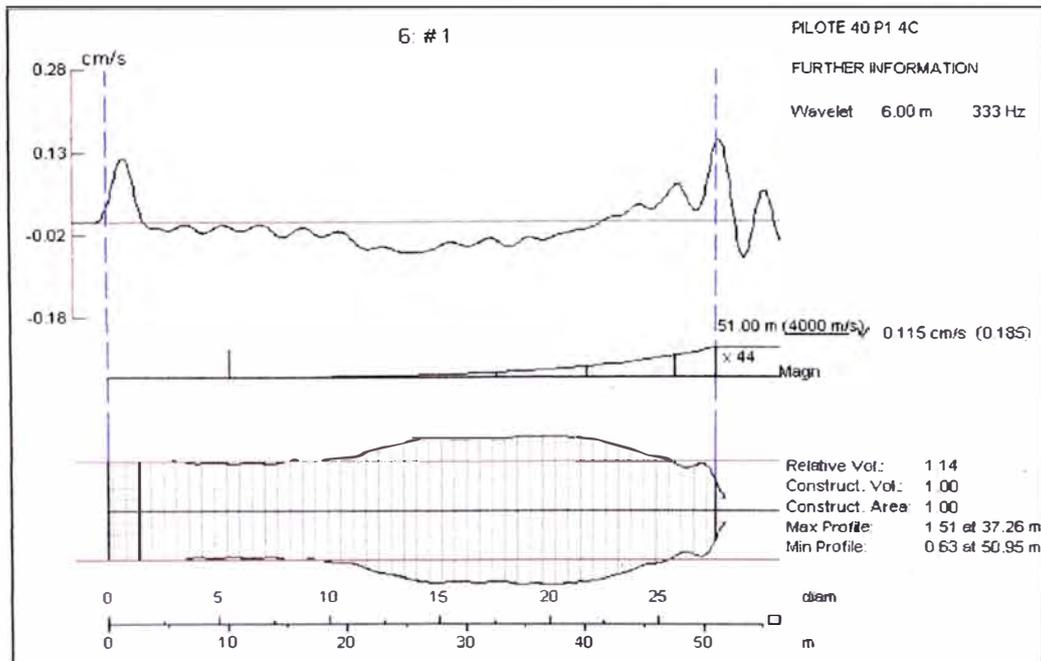
Algunos autores recomiendan que se deberá efectuar una prueba de carga por cada lote o grupo de pilotes o al menos 1 cada 100 pilotes (ASTM 1143). Las pruebas se realizarán en zonas de perfil conocido.

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomienda los siguientes ensayos en pilotes ya instalados, verificación del buen estado físico, verificación de las Inclinaciones.

Figura 6-3 En la imagen se aprecia la realización de la prueba de integridad de pilotes – Puente Rubio – Fuente: PSV



Figura 6-4 Registro de velocidad e interpretación de señal – prueba de Integridad no destructiva realizada al pilote 40 ubicado en la pila 7 (Torre margen izquierda) – del Puente Billinghamst.



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como resultado de las siete (7) nuevas perforaciones ejecutadas en las áreas aledañas a cada uno de los apoyos del puente (SD-EI-01, SD-EI-02, SD-EI-03, SD-EI-05, SD-C-07, SD-C-08 y SD-ED-10), se pudo confirmar el modelo estratigráfico del estudio previo (CPS de Ingeniería – Lagesa Asociados, 1983), el cual es consistente con el modelo geológico que se presenta en el estudio realizado.

El estudio y análisis de socavación que se realizó al proyecto de puente (Lainez-Lozada, 2006), muestra los resultados de socavación general y local para todos los apoyos del puente, los cuales son de 12 m. para los ejes 7 y 8, y de 6m. para los ejes 1 al 6. De otro lado, el análisis de licuación descartó fenómenos de licuación generalizada en los depósitos aluviales y por debajo de los niveles de socavación estimada, los estratos licuables ubicados en el fondo del lecho quedarían dentro de la zona de socavación.

Por lo anterior y debido a las sollicitaciones de carga se recomendó adoptar una cimentación profunda a base de pilotes pre-excavados, apoyados y penetrando en el estrato firme identificado como suelos residuales (Qsr) de la Formación Madre de Dios (serie Pleistocena), la cual es más antigua que los depósitos aluviales y terrazas superficiales; estos últimos depósitos cubren básicamente el lecho y la margen izquierda.

En la evaluación de la capacidad de carga axial de los pilotes se emplearon factores de seguridad de 2,0 y 3,0 para fricción y punta respectivamente.

Se realizó la revisión de los datos mostrados en los diferentes cuadros del expediente encontrando ligeras diferencias con relación a los datos mostrados para el cálculo de los asentamientos y las gráficas finales siendo estas de una misma zona. En las fórmulas utilizadas en el expediente los factores de carga se obtuvieron de las formulas para cimentaciones superficiales.

Con los datos de campo se replantearon los parámetros geotécnicos en base al N del ensayo de penetración estándar SPT para luego aplicar los métodos clásicos para la obtención de la capacidad portante de los pilotes, a los niveles dados en el estudio.

Para la verificación se respetaron los niveles de cimentación planteados en el estudio ya que respondía a solicitaciones de carga y consideraban los niveles de socavación de los estudios hidrológicos.

Se aplicaron formulas para cimentaciones profundas donde la capacidad portante es la resultante de dos componentes la capacidad por punta y la capacidad por fricción o lateral. La capacidad por punta está relacionada a la carga efectiva a nivel de cimentación y los factores de capacidad de carga, de acuerdo a la literatura fueron investigados por diferentes autores. Para el presente informe se emplearon los factores de Meyerhof así como los de Vesic.

Por otra parte se utilizó el programa de computo SHAFT 98 que estima la capacidad de carga axial de pilotes perforados y los asentamientos a corto plazo; la metodología está basada en los métodos presentados en el manual de la Federal Highway Administration del U.S Department of Transportation (FHWA) por Reese, L y O'Neill, M. (1988) y O'Neill, M.W, et al (1996). El análisis de carga axial de los pilotes puede ser aplicado a suelos cohesivos y no cohesivos.

Para los cálculos de los asentamientos se utilizó el método semiempírico de Vesic, donde el asentamiento elástico total que experimenta un pilote está en función de tres componentes el asentamiento debido a la deformación axial, a la deformación por la carga de punta y a la carga de fricción.

De los resultados obtenidos de la capacidad portante por diferentes métodos se realizó la comparación de resultados con los valores del expediente, resultando estar dentro del rango que los calculados. Los asentamientos resultaron iguales para el análisis del estribo derecho con los datos de carga del proyecto. Concluyéndose que los cálculos están dentro de los parámetros admisibles calculados con otras metodologías.

Se recomienda realizar pruebas de carga para poder verificar las cargas admisibles de diseño, debido a la diferencia de resultados obtenidos con diferentes métodos y teorías aplicadas en el presente informe.

Debido a lo anterior se deben realizar pruebas de carga en todos los ejes en donde se realizarán dichos trabajos; mas aun por la envergadura e importancia de este tipo de proyecto y porque además el costo de realizar dicha prueba de carga estática es poco incidente en referencia al monto total del mismo.

Luego del vaciado de las columnas de cimentación se deberá de realizar la prueba de integridad en los pilotes para poder verificar si es que el pilote cumple con las dimensiones de diseño y por ende cumpla con su desempeño estructural.

Se recomienda cumplir estrictamente con la ubicación de los pilotes en cada eje y distribución del mismo donde se encuentren, además verificar las inclinaciones de los pilotes.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO "Diseño de Puentes Método LRFD". USA, Año 2004
- Braja, M. Das, "Principio de Ingeniería de Cimentaciones", Cuarta Edición, México, Año 1999.
- FHWA Manual. "Design and construction of driven pile foundations, volume 1 and 2. USA, Año 2003
- Peck B. Ralph. "Ingeniería de Cimentaciones". Editorial Limusa. Segunda Edición. México. Año 1994.
- S. Prakash and H. Sharma, "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley & Sons, Inc. USA, Año 1990

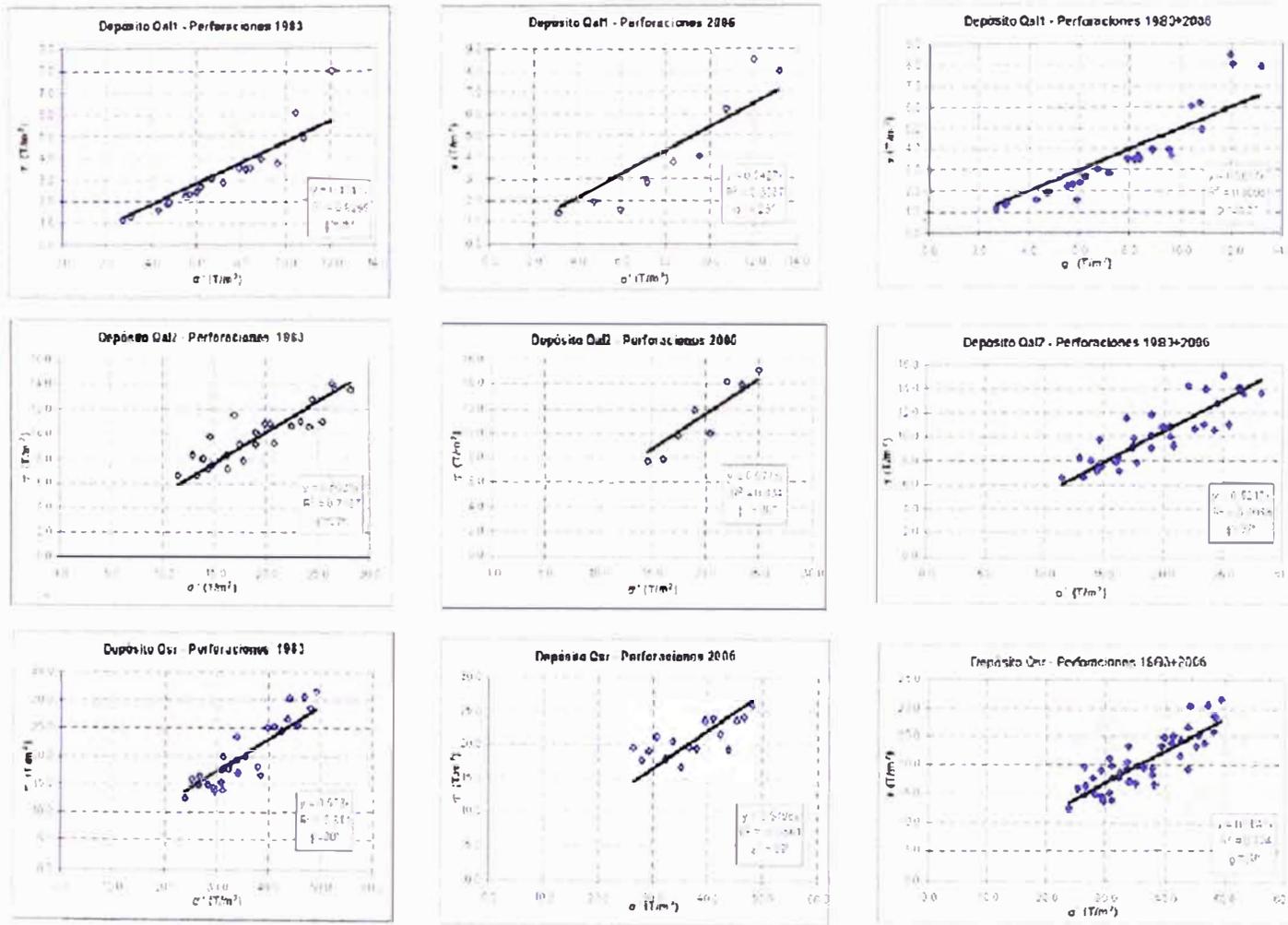
[Http://www.Cismid-Uni.Org/Labgeo/Articulos.Php](http://www.Cismid-Uni.Org/Labgeo/Articulos.Php) (Septiembre 2007)

[Http://www.difusion.com.mx/bvperuana](http://www.difusion.com.mx/bvperuana) (Septiembre 2007)

[Http://www.fhwa.dot.gov/engineering](http://www.fhwa.dot.gov/engineering) (Septiembre 2007)

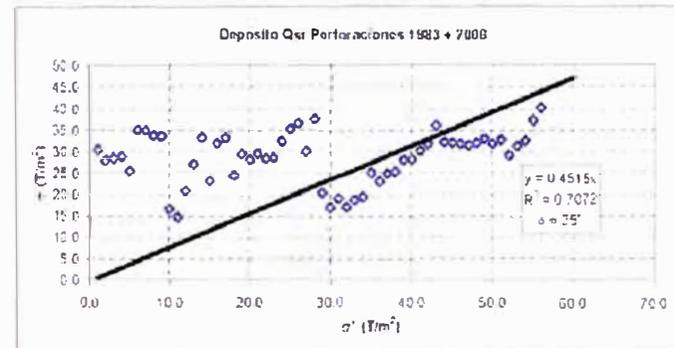
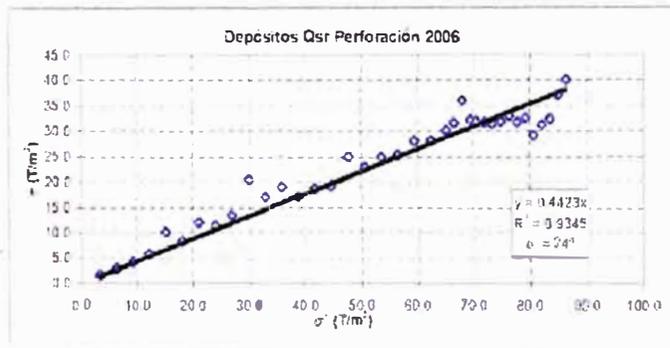
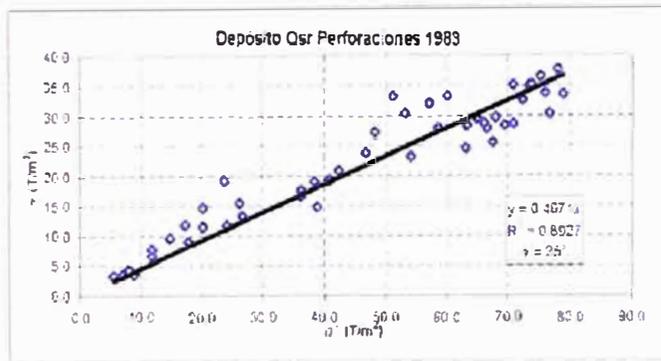
ANEXOS

Figura 7-1 Envolventes de Resistencia SPT – Cámara Izquierda



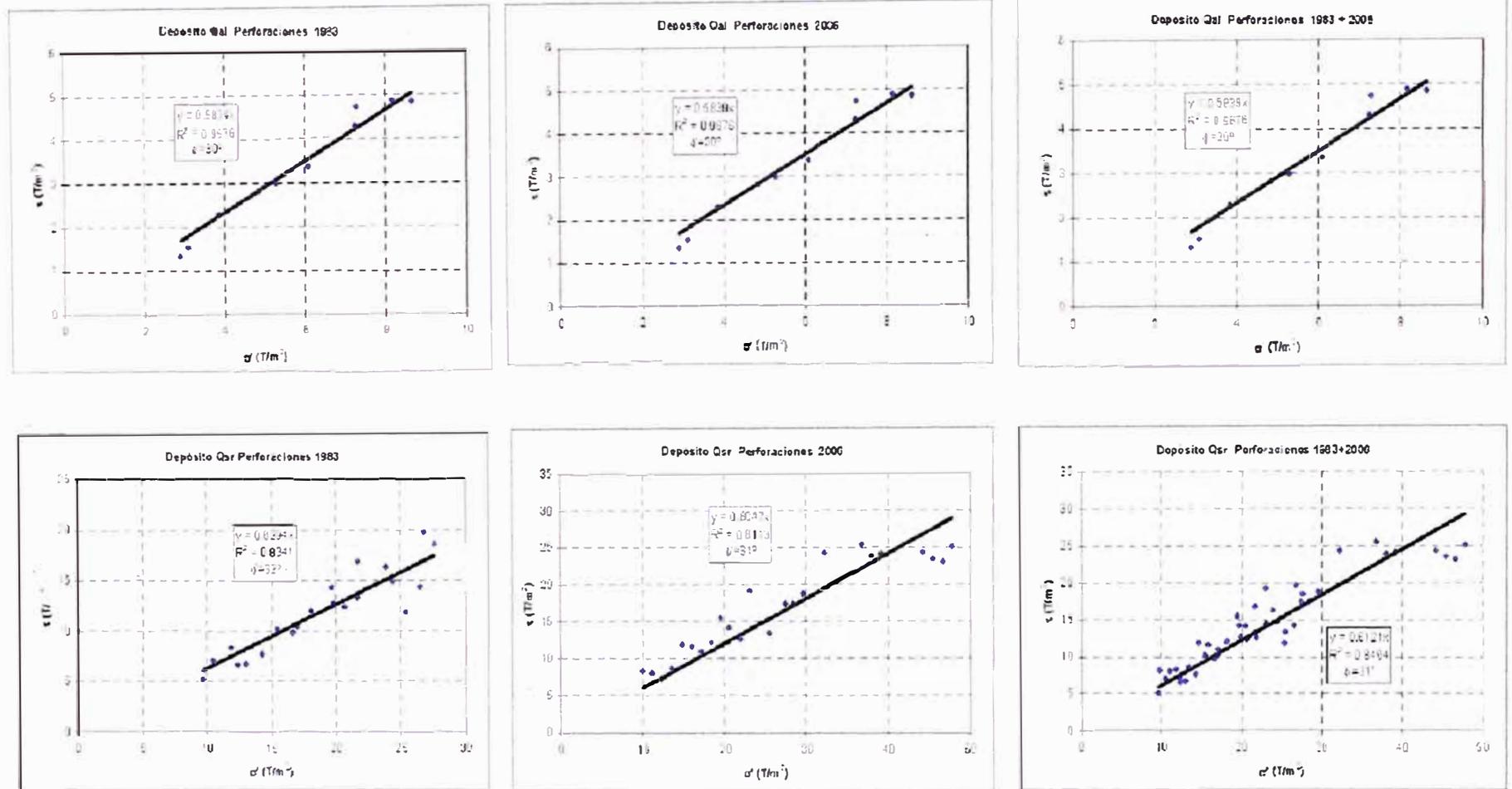
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 7-2 Envolventes de Resistencia SPT – Cámara Derecha



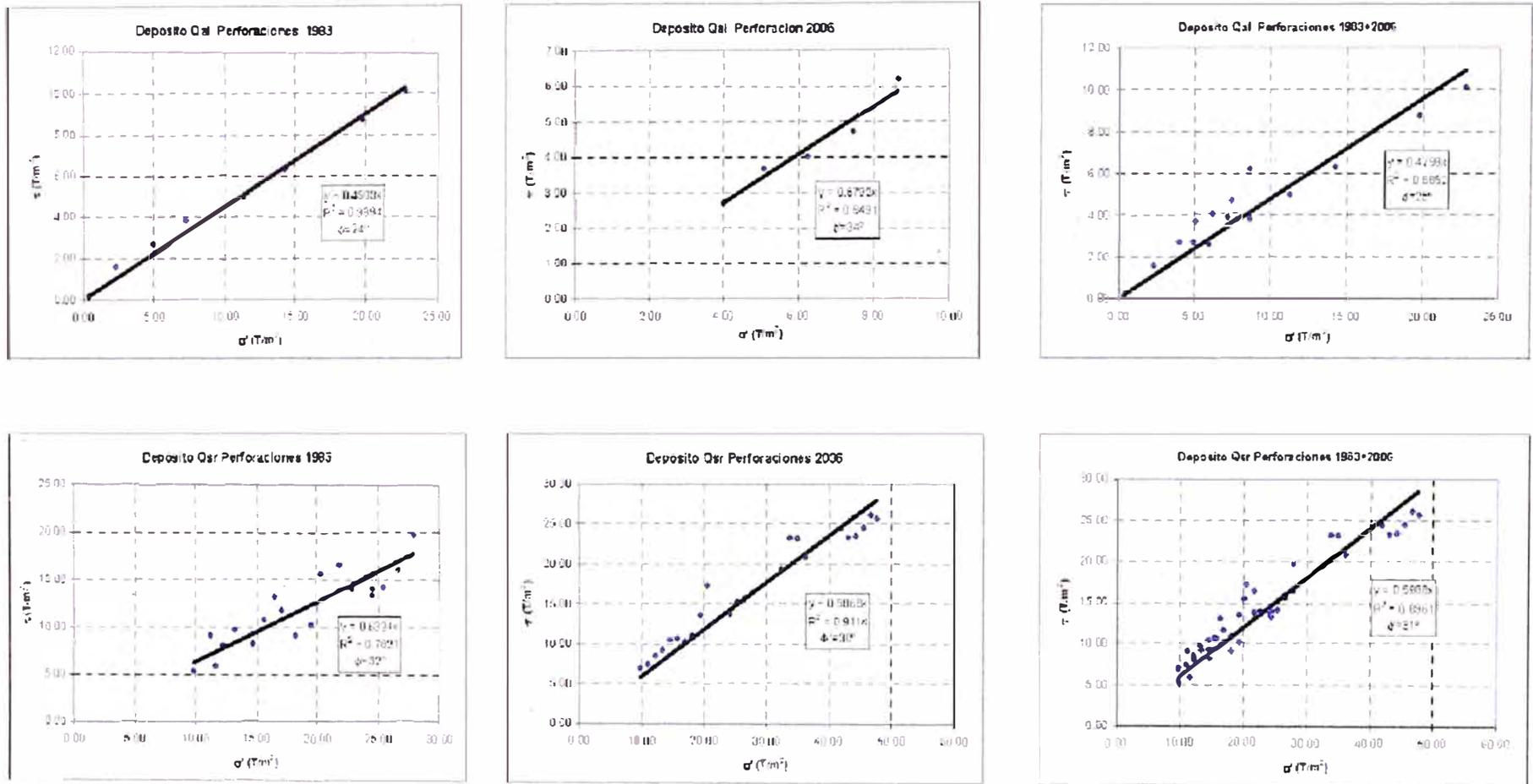
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 7-3 Envoltentes de Resistencia SPT – Pila eje 7



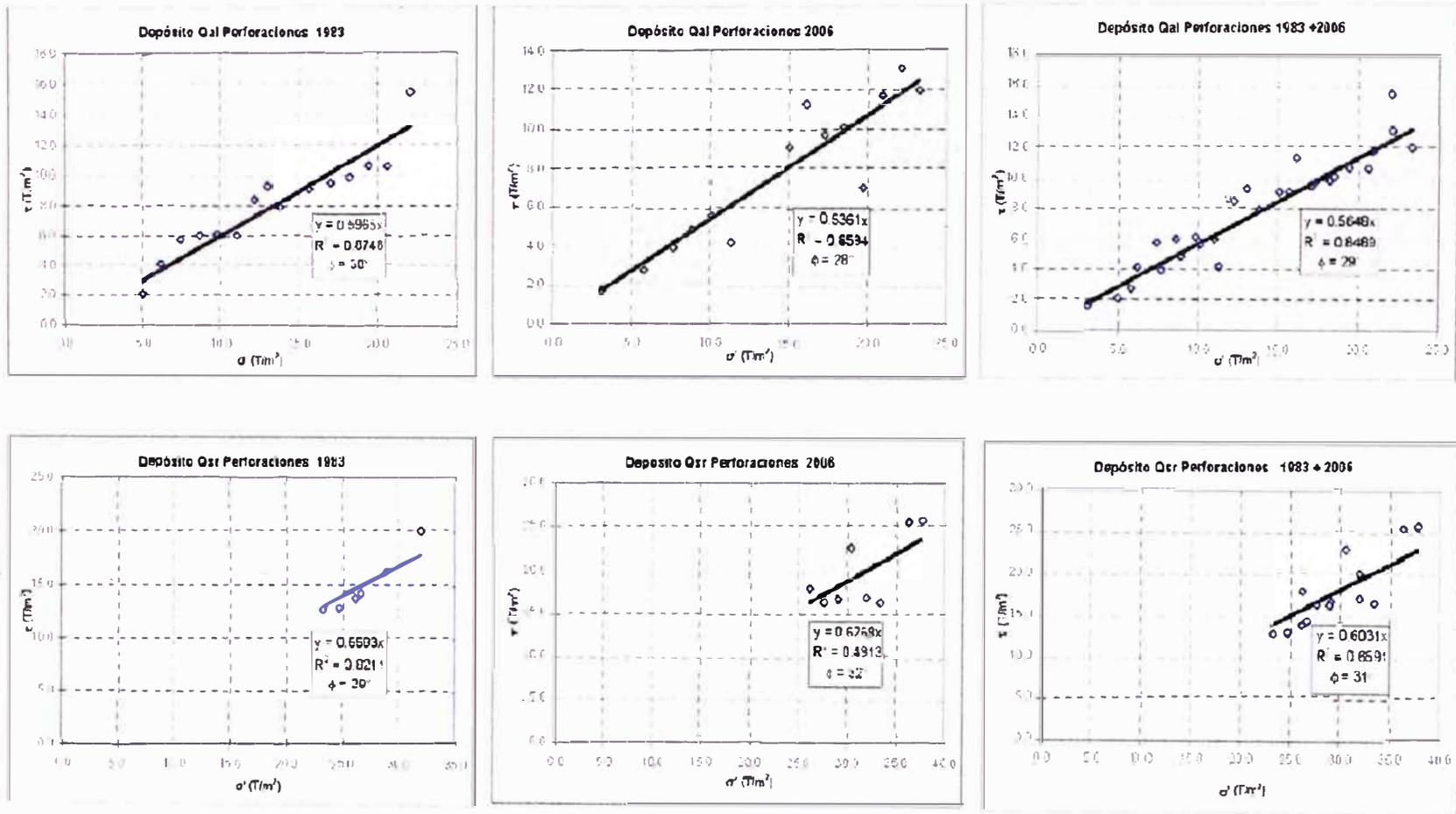
Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 7-5 Envolventes de Resistencia SPT – Pila eje 8



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

Figura 7-6 Envolventes de Resistencia SPT – Estribo izquierdo



Fuente: MTC: Estudio Geotécnico – Láinez Lozada

CUADRO 7-1 CALCULO TIPICO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN PILOTE INDIVIDUAL

DATOS :

Diametro del Pilote	1.5 m	k/k _c	0.9	Peso del pilote	74.22 ton
Area Base	1.7671 m ²	Long Efectiva	24.8 m		
Prof del estrato portante	24.8 m	Nivel freatico	0 m		

Se tiene :

$$Q_U = Q_p + Q_s - W_p$$

Donde:

- Q_p: Carga por punta
- Q_f: Carga por fricción
- W_p: Peso propio del pilote

RESISTENCIA POR FRICCION BAJO CARGA ULTIMA (Q_s)

Se calcula de acuerdo a la siguiente formula:

$$Q_s = \sum (\pi \cdot D \cdot K_o \cdot \sigma'_v \cdot tg(\delta)) \Delta z$$

Donde :

- Q_s = Resistencia Lateral a la Friccion
- D = Diametro
- K_o = Coeficiente Lateral de reposo
- σ'_v = Esfuerzo efectivo a la profundidad Z
- φ = Angulo de friccion

$\delta = (2/3) \cdot \phi$
$K_o = 1 - \text{sen} \phi$
$\sigma'_v = \sigma_v - u$

No Estrato	Clasificacion USCE	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	γ (ton/m ³)	φ'	K _o	δ	Tan(δ)	σ _v (ton/m ²)	u (ton/m ²)	σ' _v (ton/m ²)	ΔQ _s ton
		De (m)	A (m)											
1	C	0.00	3.20	3.20	1.60	1.80	26.5	0.5538	17.67	0.3185	2.88	1.60	1.28	3.40
2	S	3.20	18.20	15.00	10.70	1.99	27.5	0.5383	18.33	0.3314	21.293	10.70	10.59	133.55
3	C	18.20	24.80	6.60	21.50	1.86	29.0	0.5152	19.33	0.3508	39.99	21.50	18.49	103.95

Σ Q _s ult	240.90
F.S.	2
Σ Q _s trab	120.45

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA POR PUNTA (Q_p)

Utilizando la siguiente Expresion

$$Q_p = (0.3 \cdot D \cdot \gamma \cdot N_y \cdot \zeta_{yr} + \sigma'_v \cdot N_q \cdot \zeta_{qs} \cdot \zeta_{qd} \cdot \zeta_{qr}) \cdot A_p$$

Donde:

Q_p = Capacidad de carga Ultima en la Base

N_y, N_q = Factores de capacidad de carga

D = Diámetro de la base

ζ_{yr}, ζ_{qr} = Factores de rigidez

A_p = Area de la Base del Pilote

ζ_{qd} = factor de profundidad

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en la base

ζ_{qs} = Factor de forma

Suelo de Fundacion

Profundidad	24.8	m	Peso Unitario (γ)	0.96	Ton/m ²
Clasif. USCE	C		N golpes/pie (SPT)	35	
Angulo de friccion (φ')	29.0		Modulo de elasticidad (E)	2681	Ton/m ²
Angulo de friccion (φ') ret	0.2		Relacion de poisson ν	0.16	

Esfuerzo Vertical Efectivo

σ' _v	23.75	Ton/m ²
Profundidad	24.8	m
σ _v	48.55	Ton/m ²
u	24.8	Ton/m ²

Factores de Capacidad de Carga

N _q =	16.44
N _y =	19.34

Factores de Correccion por Forma Profundidad y Rigidez

1 Factor por Forma	ζ _{qs} =	1.5543	
2 Factor por Profundidad	ζ _{qd} =	1.4444	
2 Factor por Rigidez	ζ _{yr} , ζ _{qr} =	0.8772	0.877

Se obtiene

Q _p ult	1371
F.S.	3
Q _p trab	457

Calculo de σ'_v Profundidad (L+D/2)

$\sigma_v =$	25.55	m
$u =$	50.02	Ton/m ²
$\sigma'_v =$	25.55	Ton/m ²
	24.47	Ton/m ²

De los calculos se tiene

Capacidad Ultima por punta (Q_b ult)	1371	Ton
F.S.	3	
Capacidad Trabajo por punta (Q_p trab)	457	Ton

Carga Ultima a Traccion (Q_s ult)	241	Ton
F.S.	2	
Carga trabajo friccion (Q_s trab)	120	Ton

Finalmente

$$Q_{adm} = (Q_p/3) + (Q_s/2) - W_p$$

Donde:

- Q_p : Carga por punta
- Q_s : Carga por fricción
- W_p : Peso propio del pilote

Carga Ultima Neta a Compresion ($Q_u = Q_p$ ult + Q_s ult - W_p)	$Q_u =$	1538	Ton
Carga Trabajo Compresion (Q_p trab = Q_s trab - W_{pilote}) :	Q_p trab =	503	Ton

CUADRO 7-2 RESUMEN CALCULOS DE CAPACIDAD ULTIMA CON FACTORES DE VESIC Y MEYERHOF Y PROGRAMA SHAFT 98

DATOS				φ y N del expediente							φ y N corregidos							SHAFT	
ESTRUCTURAS	EJES	DIAMETRO (m)	LONGITUD TOTAL DE PILOTES (m)	Qp ult (1)	Qp ult (2)	Qs ult	Qu trab (1)	Qu trab (1)	Qu trab (2)	Qu trab (2)	Qp ult (1)	Qp ult (2)	Qs ult	Qu trab (1)	Qu trab (1)	Qu trab (2)	Qu trab (2)	Qu trab	Qu trab
				(ton)	(ton)	(ton)	$Qu=Qp\ ult /3 + Qs\ ult /2$	$Qu=(Qp\ ult + Qs\ ult) /2.5$	$Qu=Qp\ ult /3 + Qs\ ult /2$	$Qu=(Qp\ ult + Qs\ ult) /2.5$	(ton)	(ton)	(ton)	$Qu=Qp\ ult /3 + Qs\ ult /2$	$Qu=(Qp\ ult + Qs\ ult) /2.5$	$Qu=Qp\ ult /3 + Qs\ ult /2$	$Qu=(Qp\ ult + Qs\ ult) /2.5$	$Qu=Qp\ ult /3 + Qs\ ult /2$	$Qu=(Qp\ ult + Qs\ ult) /2.5$
Estribo margen izquierda	1	1.50	15	123	370	74	78	79	160	178	216	463	87	115	121	198	220	115	116
			20	166	498	151	131	127	242	260	290	622	154	174	178	285	311	157	156
			25	443	625	237	266	272	327	345	677	1536	242	347	368	633	711	201	199
Pilares de Acceso	2,3	1.50	25	331	763	237	229	227	373	400	483	992	240	281	289	451	493	228	225
			30	400	922	344	305	297	479	506	584	1199	347	368	373	573	619	285	281
			35	469	1081	469	391	375	585	620	685	1406	474	465	464	706	752	342	337
Camara de Anclaje de la margen izquierda	4,5,6	1.85	30	376	1016	413	332	316	545	572	828	1543	424.13	488	501	726	787	275	269
			35	442	1193	567	431	403	661	704	972	1811	580.48	614	621	894	957	335	328
			40	507	1369	744	541	500	828	845	1116	2079	760.89	752	751	1073	1136	395	386
Pilar principal izquierdo	7	1.85	35	778	1556	588	553	546	813	858	1648	2746	589.46	844	895	1210	1334	365	364
			40	889	1778	768	680	663	977	1018	1883	3138	769.90	1013	1061	1431	1563	414	407
			45	1000	2001	972	819	789	1153	1189	2118	3531	974.39	1193	1237	1664	1802	468	455
			50	1112	2223	1200	970	925	1341	1369	2354	3923	1202.95	1386	1423	1909	2050	528	506
Pilar principal Derecho	8	1.85	35	778	1556	583	551	544	810	856	1465	2746	589.69	783	822	1210	1334	360	345
			40	889	1778	763	678	661	974	1017	1674	3138	770.22	943	978	1431	1563	402	393
			45	1000	2001	967	817	787	1151	1187	1883	3531	974.82	1115	1143	1664	1802	460	445
			50	1112	2223	1195	988	923	1339	1367	2092	3923	1203.49	1299	1318	1909	2051	523	500
Camara de Anclaje de la margen derecha	9,10,11	1.85	25	163	556	283	196	178	327	335	588	1112	300.47	346	356	521	565	309	322
			30	196	667	407	269	241	426	430	706	1334	432.68	452	456	661	707	338	345
			35	229	778	554	353	313	536	533	824	1556	588.93	569	565	813	858	372	372

(1) Parametros de Meyerhof

(2) Parametros de Vesic

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	05.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691 E : 481 497	COTA :	182 m.s.n.m.
		HOJA :	1 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
0.50								
1.00								
1.50								
2.00	2	3	3	6		SPT 1	1.50 1.95	Arcilla limosa, color marrón, moderadamente densa
2.50								
3.00	2	2	2	4		SPT 2	3.00 3.45	Arcilla limosa, color marrón, moderadamente densa
3.50								
4.00								
4.50								
5.00		(*)		0		SPT 3	4.50 4.95	Limo arenoso, color marrón, saturado.
5.50								
6.00								
6.50	(*)	1	3	4		SPT 4	6.00 6.45	Limo arenoso (arena fina), color beige grisáceo.
7.00								
7.50								
8.00	3	3	5	8		SPT 5	7.50 7.95	Arena de grano fino, limosa, color beige grisáceo
8.50								
9.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES
 (*) El tramo se hunde con el peso del martillo



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	06.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691	E : 481 497	COTA : 182 m.s.n.m.
			HOJA : 2 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
9.50	2	3	3	6		SPT 6	9.00 9.45	Limo arcilloso, color beige grisáceo.	
10.00									
10.50									
11.00	18	14	11	25		SPT 7	10.50 10.95	Arena de grano medio a fino, color beige grisáceo, saturada.	
11.50									
12.00									
12.50	16	20	28	48		SPT 8	12.00 12.45	Limo algo arcilloso, color beige con tono verdoso, saturado y moderadamente denso.	
13.00									
13.50									
14.00	6	13	18	31		SPT 9	13.50 13.95	Limo arenoso, color beige con tono verdoso, moderadamente denso.	
14.50									
15.00									
15.50	3	7	13	20		SPT 10	15.00 15.45	Arena de grano fino a medio, color grs claro, de moderada densidad	
16.00									
16.50	5	6	10	16		SPT 11	16.50 16.95	Arena de grano fino a medio, color gris, de moderada a alta densidad.	
17.00									
17.50									
18.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrometro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60°) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñan T. APROBADO : Ing. F. Liñan T.	OBSERVACIONES
---	--	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 06.03.06 al 07.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691	E : 481 497	COTA : 182 m.s.n.m.
		HOJA :	3 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
18.50	7	10	18	28		SPT 12	18.00 18.45	Arena de grano fino a medio, color gris, de moderada a alta densidad.	
19.00									
19.50									
20.00	5	18	23	41		SPT 13	19.50 19.95	Arena de grano fino a medio, color gris, de moderada densidad.	
20.50									
21.00									
21.50	4	4	14	18		SPT 14	21.00 21.45	Arena de grano fino a medio, color gris con tono verdoso, de moderada densidad, últimos 15 cms. Limo arcilloso denso.	
22.00									
22.50									
23.00	3	21	29	50		SPT 15	22.50 22.95	Arena de grano fino a medio, algo limosa, color beige claro con ligero tono verdoso, saturada y densa.	
23.50									
24.00									
24.50	9	15	25	40		SPT 16	24.00 24.45	Arena de grano fino, algo limosa, color beige, de moderada densidad y saturación	
25.00									
25.50									
26.00	3	13	31	44		SPT 17	25.50 25.95	Arena de grano fino, algo arcillosa, color beige, de moderada densidad.	
26.50									
27.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO Nº :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 12.03.06 al 13.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691	E : 481 497	COTA : 182 m.s.n.m.
			HOJA : 4 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	Nº de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
27.50	18	32	49	81		SPT 18	27.00 27.45	Arcilla, color beige con tono rojizo, de alta densidad y plasticidad.	
28.00									
28.50									
29.00	16	25	30	55		SPT 19	28.50 28.95	Arcilla, color beige con tono rojizo, de alta densidad y plasticidad, en la base limo arenoso algo arcilloso.	
29.50									
30.00									
30.50	22	28	33	61		SPT 20	30.00 30.45	Arcilla limosa, color beige claro con tono rojizo, densa, de moderada plasticidad, con niveles limo arenosos.	
31.00									
31.50	12	24	50	74		SPT 21	31.50 31.95	Arcilla limosa, color beige claro con tono rojizo, densa, de moderada plasticidad, con niveles limo arenosos.	
32.00									
32.50									
33.00									
33.50	19	18	22	40	SPT 22	33.00 33.45	Limo arenoso algo arcilloso, color beige anaranjado, saturado y de moderada densidad, en la base de coloración beige grisáceo.		
34.00									
34.50	9	21	35	56	SPT 23	34.50 34.95	Limo arcilloso, color marrón grisáceo, denso.		
35.00									
35.50									
36.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60 °) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	---	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 13.03.06 al 14.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691	E : 481 497	COTA : 182 m.s.n.m.
			HOJA : 5 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
36.50	4	9	15	24		SPT 24	36.00 36.45	Limo arcilloso, color marrón con tono grisáceo, de moderada a alta densidad.	
37.00									
37.50									
38.00	18	18	20	38			SPT 25	37.50 37.95	Arcilla algo limosa, moderadamente densa, color marrón grisáceo.
38.50									
39.00									
39.50	8	9	24	33			SPT 26	39.00 39.45	Arcilla, color marrón y gris verdoso, alta densidad y plasticidad.
40.00									
40.50	12	19	39	58			SPT 27	40.50 40.95	Arcilla algo limosa, color beige, de alta densidad
41.00									
41.50									
42.00									
42.50	11	22	35	57			SPT 28	42.00 42.50	Arcilla algo limosa, color beige, de alta densidad.
43.00									
43.50	4	11	25	36			SPT 29	43.50 43.95	Arena de grano fino, limosa, color gris oscuro, densa
44.00									
44.50									
45.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm		CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60 *) = 50 mm		ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	--	---	--	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 05
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	14.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 691	E : 481 497	COTA : 182 m.s.n.m.
			HOJA : 6 de 6

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
45.50	3	8	12	20		SPT 30	45.00 45.45	Arcilla limosa algo arenosa, color gris, de moderada a alta densidad, de moderada plasticidad.	
46.00									
46.50									
47.00	8	16	25	41		SPT 31	46.50 46.95	Arcilla limosa algo arenosa, color gris, de moderada a alta densidad, de moderada plasticidad.	
47.50									
48.00									
48.50	11	14	27	41	SPT 32	48.00 48.45	Arena algo limosa, de grano fino, color gris oscuro, moderadamente densa.		
49.00									
49.50									
50.00	13	15	35	50	SPT 33	49.50 49.95	Arena algo limosa, de grano fino, color gris oscuro, moderadamente densa.		
50.50									
51.00						SPT 34	51.00 51.45		
51.50									
52.00									
52.50							52.50 52.95		
53.00									
53.50									
54.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO:	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N°:	SD - EI - 03
ESTUDIO:	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA:	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA:	EL TRIUNFO	FECHA:	10.03.06
COORDENADAS:	N : 8 608 727	E : 481 530	COTA : 178 m.s.n.m.
			HOJA : 1 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
0.50								
1.00								
1.50								
2.00	7	9	11	20		SPT 1	1.50 1.95	Arcilla limosa, color marrón, saturada.
2.50								
3.00								
3.50	13	13	15	28		SPT 2	3.00 3.45	Arcilla limosa, color marrón oscuro, de moderada plasticidad.
4.00								
4.50								
5.00	9	9	13	22	SPT 3	4.50 4.95	Arcilla limosa, color marrón, de moderada densidad y plasticidad.	
5.50								
6.00								
6.50	8	11	13	24	SPT 4	6.00 6.45	Limo arcilloso, color marrón a gris plomizo, de baja plasticidad.	
7.00								
7.50								
8.00	6	9	13	22	SPT 5	7.50 7.95	Limo arcilloso, color gris plomizo, de baja a moderada plasticidad.	
8.50								
9.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60 °) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	---	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 03
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 10.03.06 al 11.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 727	E : 481 530	COTA : 178 m.s.n.m.
			HOJA : 2 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
9.50	6	12	18	30		9.00	Limo arcilloso, algo arenoso, color marrón grisáceo a plomizo.	
10.00						9.45		
10.50								
11.00	21	24	30	54		CPT 1	10.50	CPT N°1
11.50							10.95	
12.00								
12.50	28	32	36	68		CPT 2	12.00	CPT N°2
13.00							12.45	
13.50								
14.00	36	41	50	91		CPT 3	13.50	CPT N°3
14.50							13.95	
15.00								
15.50	9	14	22	36		SPT 7	15.00	Limo arenoso (arena fina), color gris verdoso; moderadamente denso.
16.00							15.45	
16.50								
17.00	11	14	20	34		SPT 8	16.50	Arcilla arenosa, con algo de confitillo, color gris oscuro, moderada a alta plasticidad.
17.50							16.95	
18.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 03
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	12.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 727	E : 481 530	COTA : 178 m.s.n.m.
			HOJA : 3 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
18.50	6	9	13	22		SPT 9	18.00 18.45	Arena de grano medio, color gris verdoso, de moderada densidad.	
19.00									
19.50									
20.00	8	10	15	25		SPT 10	19.50 19.95	Arena de grano fino, limosa, color gris con tono verdoso.	
20.50									
21.00									
21.50	5	6	10	16		SPT 11	21.00 21.45	Arena de grano medio, color gris, saturada y moderadamente densa.	
22.00									
22.50									
23.00	8	8	12	20		SPT 12	22.50 22.95	Arena de grano fino, algo limosa, color gris, saturada, moderadamente densa.	
23.50									
24.00									
24.50	9	11	12	23		SPT 13	24.00 24.45	Arena de grano medio a grueso, color beige grisáceo, de moderada densidad.	
25.00									
25.50									
26.00	7	7	10	17	SPT 14	25.50 25.95	Arena de grano fino a medio, color beige grisáceo, saturada		
26.50									
27.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 30 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L
 REVISADO : Ing. F. Liñan T
 APROBADO : Ing. F. Liñan T

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST		SONDEO N° :	SD - EI - 03
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS		MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO		FECHA :	Del 12.03.06 al 13.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 727	E : 481 530	COTA :	178 m.s.n.m.
			HOJA :	4 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
27.50	22	30	36	66		SPT 15	27.00 27.45	Arcilla, color beige anaranjado, de alta densidad y plasticidad.
28.00								
28.50								
29.00	8	23	36	59		SPT 16	28.50 28.95	Arcilla, color anaranjado con tonos amarillentos, bastante densa y de alta plasticidad
29.50								
30.00								
30.50	12	28	42	70		SPT 17	30.00 30.45	Arcilla, color anaranjado con tonos amarillentos, bastante densa y de alta plasticidad
31.00								
31.50								
32.00	10	25	39	64		SPT 18	31.50 31.95	Arena de grano fino, limosa, color beige anaranjado
32.50								
33.00								
33.50	9	12	12	24	SPT 19	33.00 33.45	Arena de grano fino, limosa, color beige anaranjado	
34.00								
34.50								
35.00	7	14	15	29	SPT 20	34.50 34.95	Arena de grano fino, algo limosa, color beige anaranjado.	
35.50								
36.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 03
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	13.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 727	E : 481 530	COTA : 178 m.s.n.m.
			HOJA : 5 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
36.50	10	12	14	26		SPT 21	36.00 36.45	Arena de grano fino, algo limosa, color beige anaranjado.
37.00								
37.50								
38.00	12	18	20	38		SPT 22	37.50 37.95	Limo arenoso, algo arcilloso, color beige con niveles plomizos.
38.50								
39.00								
39.50	9	11	16	27	SPT 23	39.00 39.45	Arena de grano fino, algo limosa, color beige anaranjado	
40.00								
40.50								
41.00	8	11	13	24	SPT 24	40.50 40.95	Arena de grano fino, algo limosa, color beige anaranjado.	
41.50								
42.00							42.00 42.50	
42.50								
43.00								
43.50							43.50 43.95	
44.00								
44.50								
45.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST			SONDEO N° :	SD - EI - 02
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS			MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO			FECHA :	Del 06.03.06 al 07.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 770	E : 481 570	COTA :	180	m.s.n.m.
				HOJA :	1 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
0.50								
1.00								
1.50								
2.00	5	7	9	16		SPT 1	1.50 1.95	Arcilla limosa, color marrón, de moderada a alta plasticidad.
2.50								
3.00								
3.50	2	2	4	6		SPT 2	3.00 3.45	Arcilla limosa, color marrón, de moderada a alta plasticidad.
4.00								
4.50								
5.00	2	5	4	9	SPT 3	4.50 4.95	Arcilla limosa, color marrón, de moderada a alta plasticidad.	
5.50								
6.00								
6.50	3	4	6	10	SPT 4	6.00 6.45	Arcilla limosa, color beige grisáceo a gris plomizo	
7.00								
7.50								
8.00	1	2	4	6	SPT 5	7.50 7.95	Limo arenoso (arena fina), color gris verdoso, de baja plasticidad, saturado	
8.50								
9.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO:	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N°:	SD - EI - 02
ESTUDIO:	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA:	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA:	EL TRIUNFO	FECHA:	07.03.06
COORDENADAS:	N : 8 608 770	E : 481 570	COTA : 180 m.s.n.m.
			HOJA : 2 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
9.50	34	50	0	50		CPT 1	9.00 9.45	
10.00								
10.50								
11.00	3	5	7	12		SPT 6	10.50 10.95	Arena de grano fino, limosa, color gris verdoso, de baja plasticidad, saturada
11.50								
12.00								
12.50	10	32	49	81		SPT 7	12.00 12.45	Arena de grano fino, limosa, con algo de grava menuda
13.00								
13.50								
14.00	25	28	38	66		SPT 8	13.50 13.95	Arena de grano medio a grueso, color gris con tono verdoso
14.50								
15.00								
15.50	12	14	16	30	SPT 9	15.00 15.45	Arena de grano medio a fino, color gris con tono verdoso	
16.00								
16.50								
17.00	13	13	15	28	SPT 10	16.50 16.95	Arena de grano medio a fino, color gris con tono verdoso, moderadamente densa	
17.50								
18.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 02
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 07.03.06 al 08.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 770	E : 481 570	COTA : 180 m.s.n.m.
		HOJA :	3 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
18.50	11	19	38	57		SPT 11	18.00 18.45	Arena de grano medio, color gris con tono verdoso, moderadamente densa.	
19.00									
19.50									
20.00	8	13	29	42		SPT 12	19.50 19.95	Arena de grano medio a fino, color gris verdoso, saturada	
20.50									
21.00									
21.50	5	15	22	37		SPT 13	21.00 21.45	Arena de grano medio a fino, color gris verdoso, saturada	
22.00									
22.50									
23.00	2	3	6	9		SPT 14	22.50 22.95	Arena de grano fino, limosa, color gris plomizo, saturada	
23.50									
24.00									
24.50	26	38	43	81		SPT 15	24.00 24.45	Arcilla, color beige anaranjado, densa, de alta plasticidad	
25.00									
25.50									
26.00	32	38	46	84		SPT 16	25.50 25.95	Arcilla, color beige anaranjado, densa, de alta plasticidad.	
26.50									
27.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60°) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	--	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 02
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 08.03.06 al 09.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 770	E : 481 570	COTA : 180 m.s.n.m.
			HOJA : 4 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
27.50	20	42	49	91		SPT 17	27.00 27.45	Arcilla, color beige claro, densa, de alta plasticidad.
28.00								
28.50								
29.00	19	26	42	68		SPT 18	28.50 28.95	Arcilla, color beige claro, densa, de alta plasticidad.
29.50								
30.00								
30.50	26	29	38	67		SPT 19	30.00 30.45	Arcilla, color marrón claro, densa, de alta plasticidad.
31.00								
31.50								
32.00	31	33	40	73		SPT 20	31.50 31.95	Arcilla, color beige anaranjado, densa, de alta plasticidad.
32.50								
33.00								
33.50	28	28	39	67	SPT 21	33.00 33.45	Arcilla, color marrón anaranjado, con penetraciones plomizas a verdosas.	
34.00								
34.50								
35.00	22	26	29	55	SPT 22	34.50 34.95	Arena de grano fino, limosa, color beige anaranjado.	
35.50								
36.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60°) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	--	---	----------------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 02
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	09.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 770	E : 481 570	COTA : 180 m.s.n.m.
			HOJA : 5 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
36.50	33	35	37	72		SPT 23	36.00 36.45	Arena de grano fino, algo limosa, color marrón anaranjado
37.00								
37.50								
38.00	30	30	38	68		SPT 24	37.50 37.95	Arena de grano fino, color beige anaranjado, moderadamente densa
38.50								
39.00								
39.50	34	39	41	80		SPT 25	39.00 39.45	Arena de grano fino, limo arcillosa, color beige anaranjado, saturada
40.00								
40.50								
41.00	36	38	40	70		SPT 26	40.50 40.95	Arena de grano fino, limo arcillosa, color beige anaranjado, saturada
41.50								
42.00							42.00	
42.50							42.50	
43.00								
43.50							43.50	
44.00							43.95	
44.50								
45.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST			SONDEO N° :	SD - EI - 01	
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS			MAQUINA :	LONG YEAR - 38	
ZONA :	EL TRIUNFO			FECHA :	Del 24.02.06 al 25.02.06	
COORDENADAS :	N : 8 608 806	E : 481 612	COTA :	183 m.s.n.m.	HOJA :	1 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
0.50								
1.00								
1.50						1	1.50	Limo arcilloso, color beige, baja plasticidad.
2.00	3	4	6	10			1.95	
2.50								
3.00						2	3.00	Limo con arena de grano fino, color beige, saturado
3.50	3	4	4	8			3.45	
4.00								
4.50						3	4.50	Arena de grano fino, color gris con tono verdoso
5.00	3	5	8	13		4.95		
5.50								
6.00					4	6.00	Arena de grano fino, color gris con tono verdoso	
6.50	8	8	10	18		6.45		
7.00								
7.50					5	7.50	Arena de grano fino, color gris con tono verdoso	
8.00	11	14	7	21		7.95		
8.50								
9.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñan T.
 APROBADO : Ing. F. Liñan T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 01
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 25.02.06 al 28.02.06
COORDENADAS :	N : 8 608 806	E : 481 612	COTA : 183 m.s.n.m.
			HOJA : 2 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
9.50	5	2	1	3		6	9.00	Arena de grano fino, color gris con tono verdoso.	
10.00							9.45		
10.50							10.50		
11.00								10.95	
11.50								12.00	
12.00								12.45	
12.50								13.50	Arena de grano medio a fino, color gris verdoso
13.00							7	13.95	
13.50	13	15	18	33				15.00	Arena de grano medio a fino, color gris verdoso
14.00						8	15.45		
14.50							16.50	Arena de grano fino, color gris verdoso, con algo de grava menuda.	
15.00	20	31	21	52		9	16.95		
15.50									
16.00									
16.50	8	12	16	28					
17.00									
17.50									
18.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES
 El SPT 7 corresponde al tramo de 13.70 - 14.15 de profundidad



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO:	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N°:	SD - EI - 01
ESTUDIO:	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA:	LONG YEAR - 38
ZONA:	EL TRIUNFO	FECHA:	Del 28.02.06 al 01.03.06
COORDENADAS:	N : 8 608 806	E : 481 612	COTA : 183 m.s.n.m.
		HOJA:	3 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
18.50	14	11	15	26		10	18.00 18.45	Arena de grano fino, color gris verdoso.	
19.00									
19.50									
20.00	5	2	1	3			11	19.50 19.95	Arena de grano medio a fino, color gris verdoso.
20.50									
21.00									
21.50	5	9	22	31			12	21.00 21.45	Arena de grano fino, color gris verdoso
22.00									
22.50									
23.00	12	19	19	38			13	22.50 22.95	Limo arenoso, color gris verdoso.
23.50									
24.00									
24.50	8	7	17	24			14	24.00 24.45	Limo arenoso, saturado
25.00									
25.50							25.50 25.95		
26.00									
26.50									
27.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 01
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	01.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 806	E : 481 612	COTA : 183 m.s.n.m.
			HOJA : 4 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
27.50	14	31	34	65		15	27.00 27.45	Arcilla de color beige rojizo, densa y plástica.	
28.00									
28.50									
29.00	8	18	26	44			16	28.50 28.95	Arcilla de color beige rojizo, densa y plástica.
29.50									
30.00									
30.50	9	17	24	41			17	30.00 30.45	Arcilla de color beige rojizo, densa y plástica.
31.00									
31.50									
32.00	21	42	49	91			18	31.50 31.95	Arcilla de color beige rojizo, densa y plástica.
32.50									
33.00									
33.50	5	13	20	33			19	33.00 33.45	Limo arcilloso con arena fina, color beige amarillento.
34.00									
34.50									
35.00	7	11	14	25			20	34.50 34.95	Limo arenoso, algo arcilloso.
35.50									
36.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)

PESO DE LA MASA = 140 LBS
ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)

PESO DE LA MASA = 140 LBS
ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
TIPO DE TUBERIA = AW
Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.

REVISADO : Ing. F. Liñán T.

APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - EI - 01
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38
ZONA :	EL TRIUNFO	FECHA :	Del 01.03.06 al 02.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 806	E : 481 612	COTA : 183 m.s.n.m.
			HOJA : 5 de 5

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
36.50						36.00		
37.00						36.45		
37.50						37.50	Arcilla limosa, de color beige.	
38.00	12	33	55	88		21		37.95
38.50						39.00	Arcilla de color beige rojizo, densa.	
39.00						22		39.45
39.50	18	34	50	84		40.50		
40.00						40.50		
40.50						40.95		
41.00						40.95		
41.50						42.00		
42.00						42.00		
42.50						42.50		
43.00						42.50		
43.50						43.50		
44.00						43.50		
44.50						43.95		
45.00						43.95		

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60°) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	--	---	---------------



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - ED - 10
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	PUERTO MALDONADO	FECHA :	10.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
			HOJA : 1 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
0.50								
1.00								
1.50								
2.00	3	4	5	9		SPT 1	1.50 1.95	Arcilla limosa, color beige rojizo, moderadamente denso.
2.50								
3.00								
3.50	3	4	5	9		SPT 2	3.00 3.45	Arcilla algo limosa, color beige rojizo, moderadamente densa.
4.00								
4.50								
5.00	5	5	5	10		SPT 3	4.50 4.95	Arena de grano fino, algo limosa, color beige anaranjado, poco densa.
5.50								
6.00								
6.50	6	6	7	13		SPT 4	6.00 6.45	Arena de grano fino a medio, algo limosa, color beige anaranjado.
7.00								
7.50								
8.00	10	14	31	45	SPT 5	7.50 7.95	Arena de grano medio, algo limosa, color beige anaranjado.	
8.50								
9.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñan T.
 APROBADO : Ing. F. Liñan T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO:	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N°:	SD - ED - 10
ESTUDIO:	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA:	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA:	PUERTO MALDONADO	FECHA:	Del 10.03.06 al 11.03.06
COORDENADAS:	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
		HOJA:	2 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
9.50	5	4	9	13		SPT 6	9.00 9.45	Arena de grano medio a grueso, algo limosa, color beige anaranjado.	
10.00									
10.50									
11.00	11	15	18	33		SPT 7	10.50 10.95	Arena de grano medio a grueso, algo limosa, color beige anaranjado con tono amarillento.	
11.50									
12.00									
12.50	6	7	11	18		SPT 8	12.00 12.45	Arena de grano medio a grueso, con algo de limo, color marrón rojizo.	
13.00									
13.50									
14.00	9	6	17	23		SPT 9	13.50 13.95	Arena de grano medio a grueso, con grava media, color beige amarillento.	
14.50									
15.00									
15.50	10	26	45	71	SPT 10	15.00 15.45	Arena de grano medio a grueso, con grava media, y confitillo, color beige amarillento		
16.00									
16.50									
17.00	13	14	17	31	SPT 11	16.50 16.95	Arena de grano fino a medio, limosa, color beige rojizo		
17.50									
18.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - ED - 10
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	PUERTO MALDONADO	FECHA :	Del 12.03.06 al 17.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
		HOJA :	4 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
27.50	12	14	18	32		SPT 18	27.00 27.45	Arena de grano fino a medio, con grava menuda y confitillo, color beige a marrón con tono amarillento.	
28.00									
28.50									
29.00	10	13	16	29		SPT 19	28.50 28.95	Arena de grano fino a medio, algo limosa, color beige a marrón con tono amarillento, moderadamente densa	
29.50									
30.00									
30.50	11	19	20	39		SPT 20	30.00 30.45	Arena de grano fino, limosa, algo arcillosa, color beige a marrón con tono anaranjado	
31.00									
31.50									
32.00	10	16	18	34		SPT 21	31.50 31.95	Arena de grano fino, limosa, algo arcillosa, color beige a marrón con tono anaranjado, saturada.	
32.50									
33.00									
33.50	11	13	28	41	SPT 22	33.00 33.45	Arena de grano fino, limosa, algo arcillosa, color beige a marrón con tono anaranjado.		
34.00									
34.50									
35.00	20	23	25	48	SPT 23	34.50 34.95	Limo arenoso, color beige rojizo, moderadamente denso.		
35.50									
36.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - ED - 10
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	PUERTO MALDONADO	FECHA :	Del 17.03.06 al 18.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
			HOJA : 5 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO	
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N					
36.50	27	35	41	76		SPT 24	36.00 36.45	Arcilla, color gris claro, densa.	
37.00									
37.50									
38.00	12	19	27	46		SPT 25	37.50 37.95	Arena de grano medio, densa, con oxidación, color marrón grisáceo.	
38.50									
39.00									
39.50	13	18	25	43		SPT 26	39.00 39.45	Arena de grano medio, limosa, color beige grisáceo con tono amarillento, moderadamente densa.	
40.00									
40.50									
41.00	13	17	22	39		SPT 27	40.50 40.95	Arena de grano fino a medio, color beige grisáceo, moderadamente densa.	
41.50									
42.00									
42.50	12	15	20	35		SPT 28	42.00 42.50	Arena de grano fino, color beige anaranjado.	
43.00									
43.50									
44.00	13	15	21	36		SPT 29	43.50 43.95	Arena de grano fino, limosa, color beige anaranjado.	
44.50									
45.00									

SPT (MUESTREADOR PARTIDO)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK)
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60°) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñán T.
 APROBADO : Ing. F. Liñán T.

OBSERVACIONES



GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - ED - 10
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	PUERTO MALDONADO	FECHA :	Del 19.03.06 al 20.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
		HOJA :	6 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
45.50	12	18	22	40		45.00	Arcilla, color plomo con tono verdoso, de alta densidad.	
46.00						SPT 30		45.45
48.50								
47.00	7	12	19	31		SPT 31	46.50	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
48.00								
48.50	8	14	20	34		SPT 32	48.00	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
49.00								
49.50								
50.00	6	6	9	15		SPT 33	49.50	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
51.00								
51.50	7	9	14	23		SPT 34	51.00	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
52.00								
52.50								
53.00	9	11	16	27		SPT 35	52.50	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
53.50								
54.00								

SPT (MUESTREADOR PARTIDO) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm

CPT (CONO DE PECK) 
 PESO DE LA MASA = 140 LBS
 ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS
 TIPO DE TUBERIA = AW
 Diámetro cono (60 °) = 50 mm

ELABORADO : Bach. M. Reyes L.
 REVISADO : Ing. F. Liñan T.
 APROBADO : Ing. F. Liñan T.

OBSERVACIONES



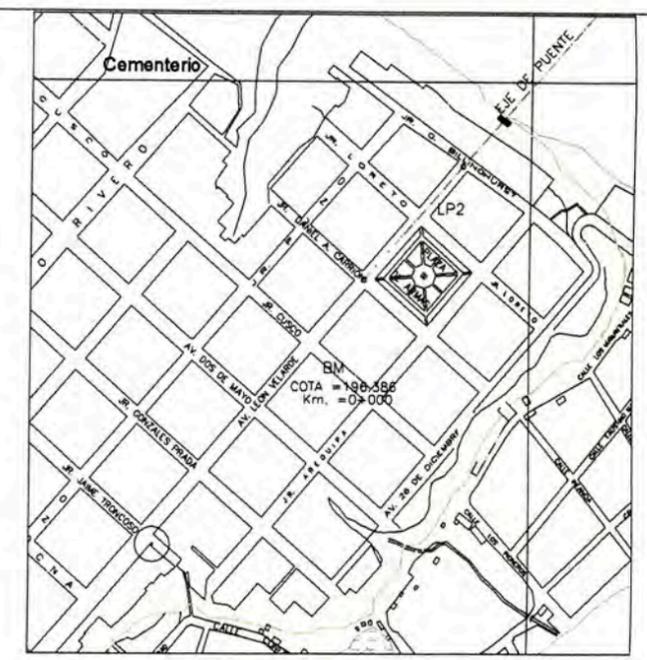
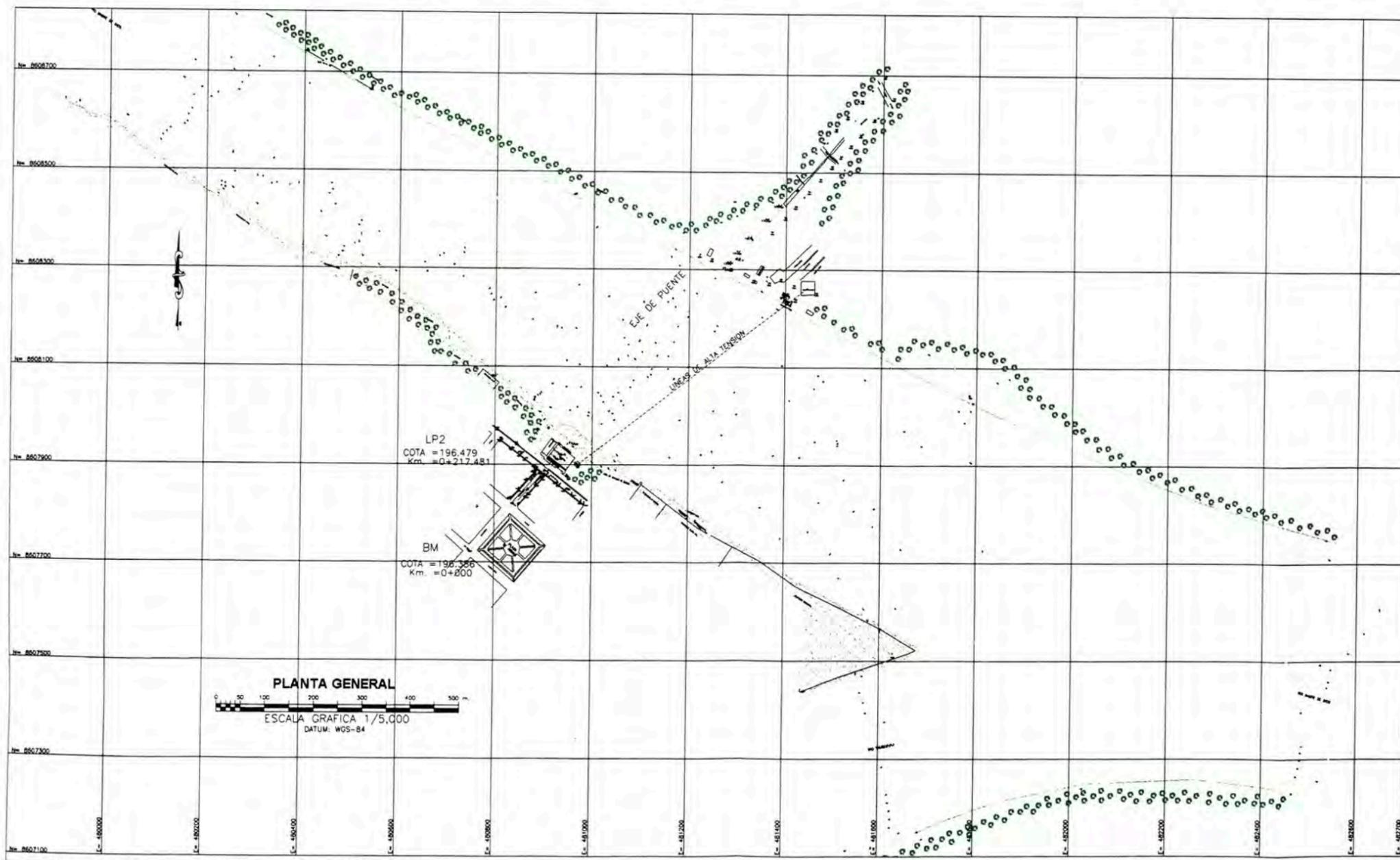
GEOTECNIA PERUANA S.R.L.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN

PROYECTO :	PUENTE BILLINGHURST	SONDEO N° :	SD - ED - 10
ESTUDIO :	DISEÑOS DEFINITIVOS	MAQUINA :	LONG YEAR - 38 - 4
ZONA :	PUERTO MALDONADO	FECHA :	Del 21.03.06
COORDENADAS :	N : 8 608 285	E : 481 129	COTA : 200 m.s.n.m.
			HOJA : 7 de 7

PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES				GRAFICO DEL VALOR N	N° de ENSAYO	PROF. DE ENSAYO (m.)	DESCRIPCION DEL SUELO
	0 a 15 cm	15 a 30 cm	30 a 45 cm	VALOR N				
54.50	21	26	29	55		SPT 36	54.00 54.45	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
55.00								
55.50								
56.00	20	37	38	75		SPT 37	55.50 55.95	Arcilla, color beige rojizo, de alta densidad, plástica y moderadamente saturada.
56.50								
57.00								
57.50								
58.00								
58.50								
59.00								
59.50								
60.00								
60.50								
61.00								
61.50								
62.00								
62.50								
63.00								

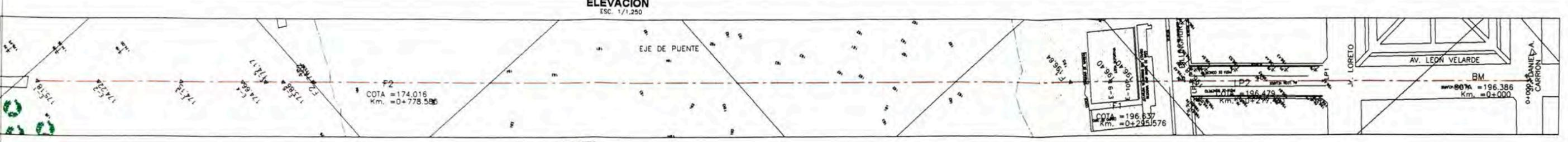
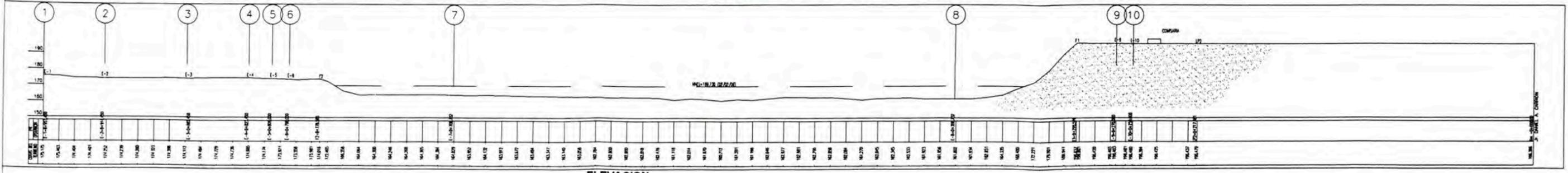
SPT (MUESTREADOR PARTIDO) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS Diámetro externo del penetrómetro = 50 mm	CPT (CONO DE PECK) PESO DE LA MASA = 140 LBS ALTURA DE CAIDA = 30 PULGADAS TIPO DE TUBERIA = AW Diámetro cono (60 °) = 50 mm	ELABORADO : Bach. M. Reyes L. REVISADO : Ing. F. Liñán T. APROBADO : Ing. F. Liñán T.	OBSERVACIONES
---	---	---	---------------



NIVEL DE REFERENCIA:
 LOS BMs, COTAS Y CURVAS DE NIVEL ESTAN REFERIDOS AL BM OFICIAL DE INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL (IGN) = UPM-323-IGN-1985 CON ELEVACION 197.8337 m., UBICADO EN LA INTERSECCION AV. LEON VELARDE Y EL Jr. JAIME TRONCOSO

LEYENDA

- FORMACION MADRE DE DIOS limolitas, areniscas poco consolidadas, conglomerados polimicticos (cuarcitas, granitos, cuarzo lechoso, pizarras)
- DEPOSITOS FLUVIALES, ALUVIALES Gravas y arena, gravas con matriz areno limosa



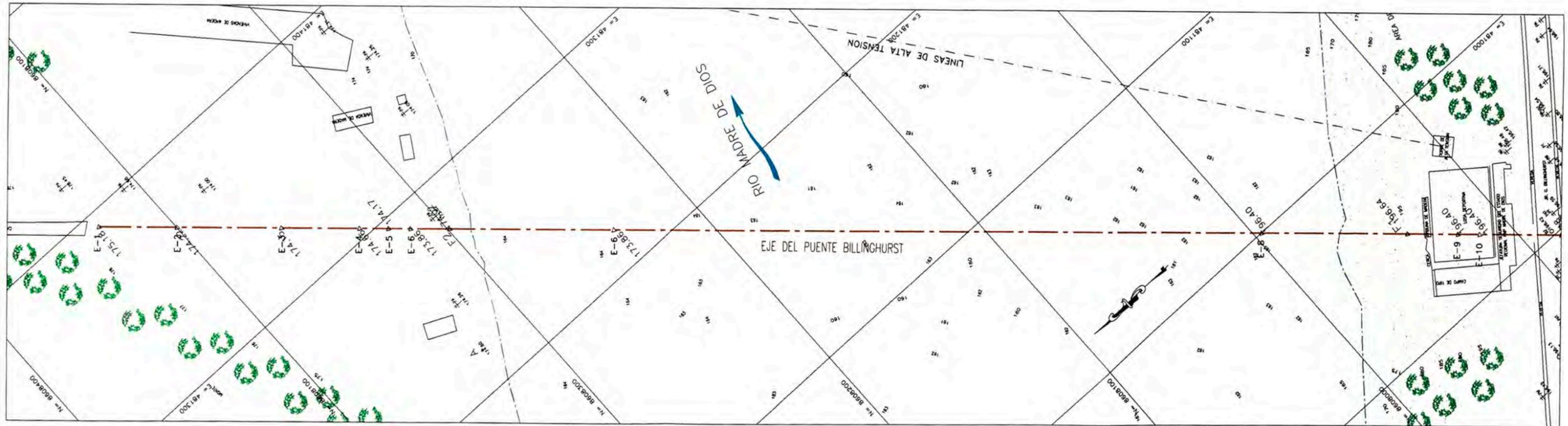
FUENTE: MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 PROYECTO ESPECIAL DE INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE NACIONAL
 PROVIAS NACIONAL

CONTRATISTA:
Consorcio MADRE DE DIOS

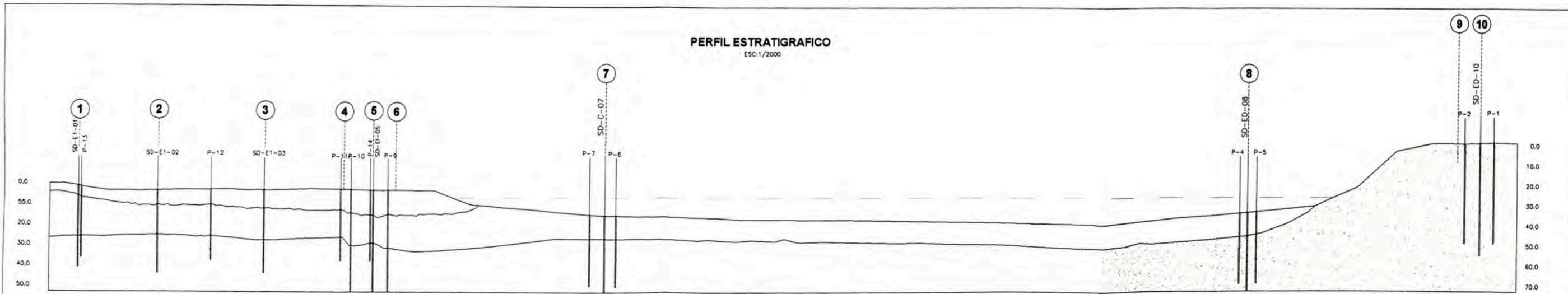
PROYECTO:
 PEDRO LAINEZ-LOZADA INGENIEROS S.A.

PUENTE
 PRESIDENTE GUILLERMO BILLINGHURST
 CARRETERA QUINCEMIL - PUERTO MALDONADO - IÑAPARI
 DEPARTAMENTO MADRE DE DIOS

Plano: GEOLOGIA LOCAL		Nº Plano: P-1
Especialidad: GEOLOGIA	Escala: INDICADA	Nº Proy.:
Consultor: Ing. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS C.I.P. 37527	Fecha: MARZO 2008	Nº Orden:
Prof. Responsable: Ing. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS C.I.P. 37527	Dibujado por: F. Vilavieja	Revisión:

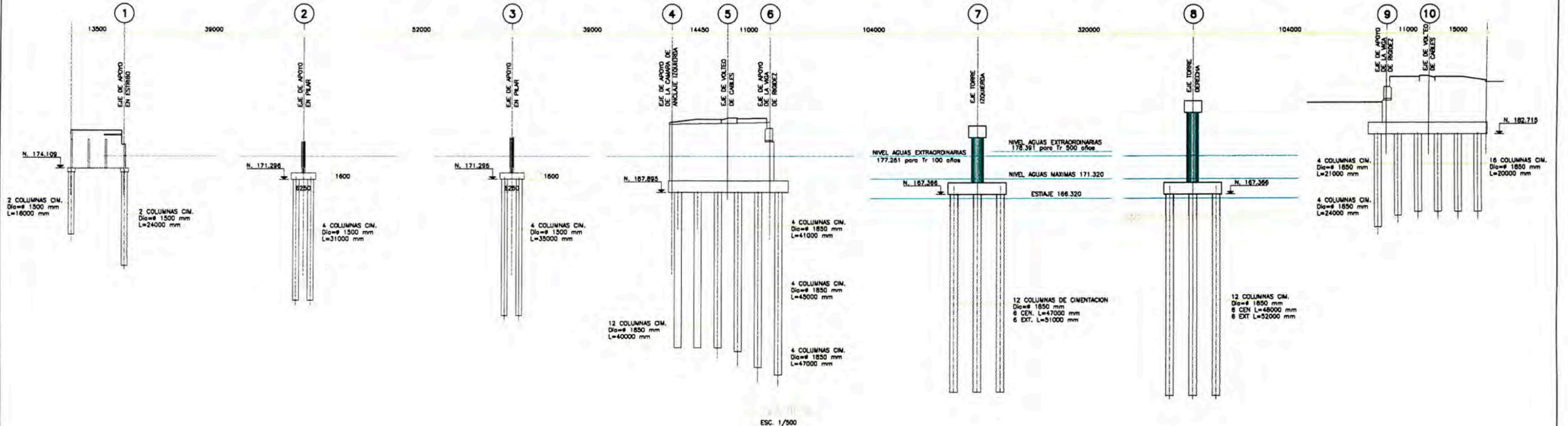


PLANTA
ESC:1/2000

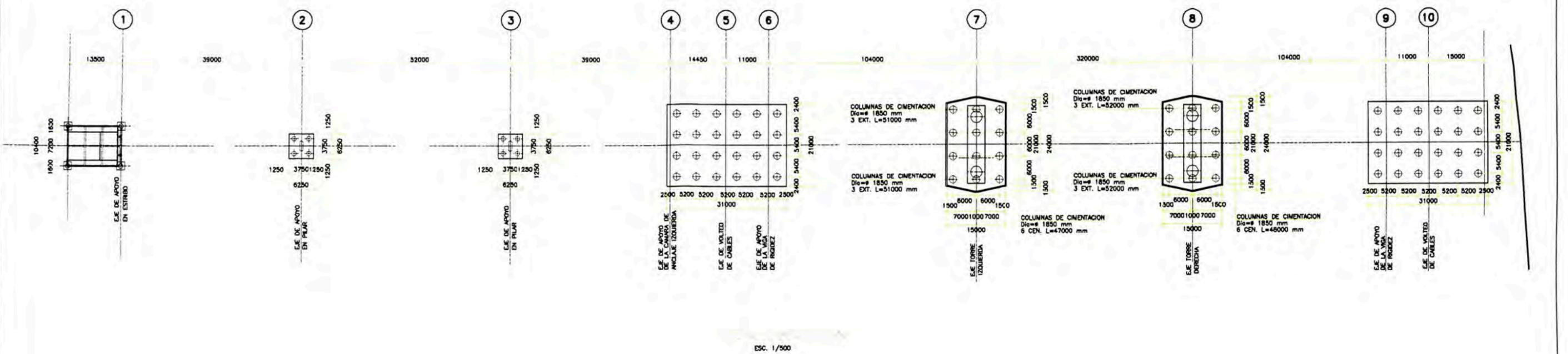


- (Qa1) Deposito aluvial compuesto por intercalaciones de limo arcilloso y arcilla limosa
- (Qa2) Deposito aluvial compuesto arenas limosas, arenas y gravas mal gradadas con lentes u horizontes de arena arcilloso
- (Qsr) Depósito de suelo residual compuesto por intercalaciones de suelos arcillosos arena limosos y arena arcillosos, de consistencia media a muy duro

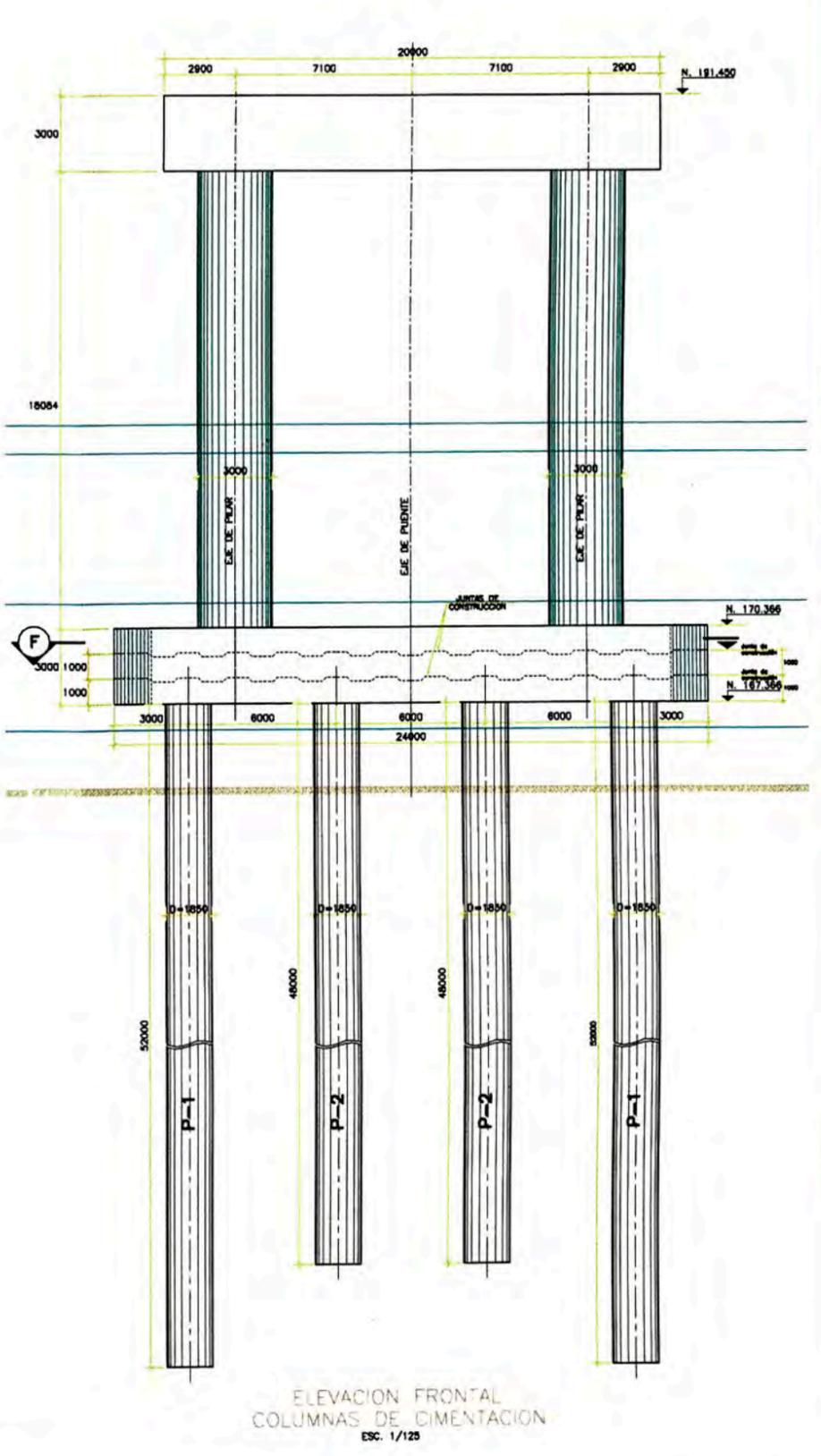
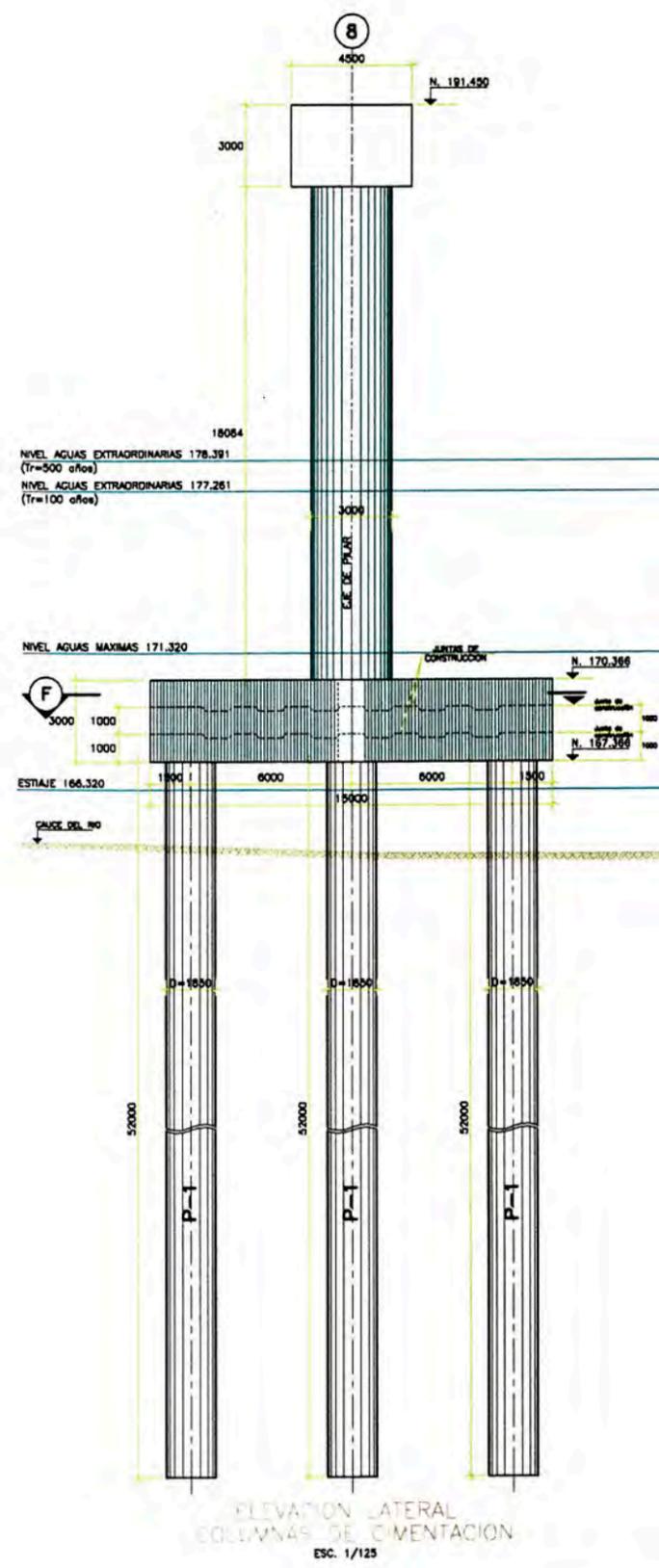
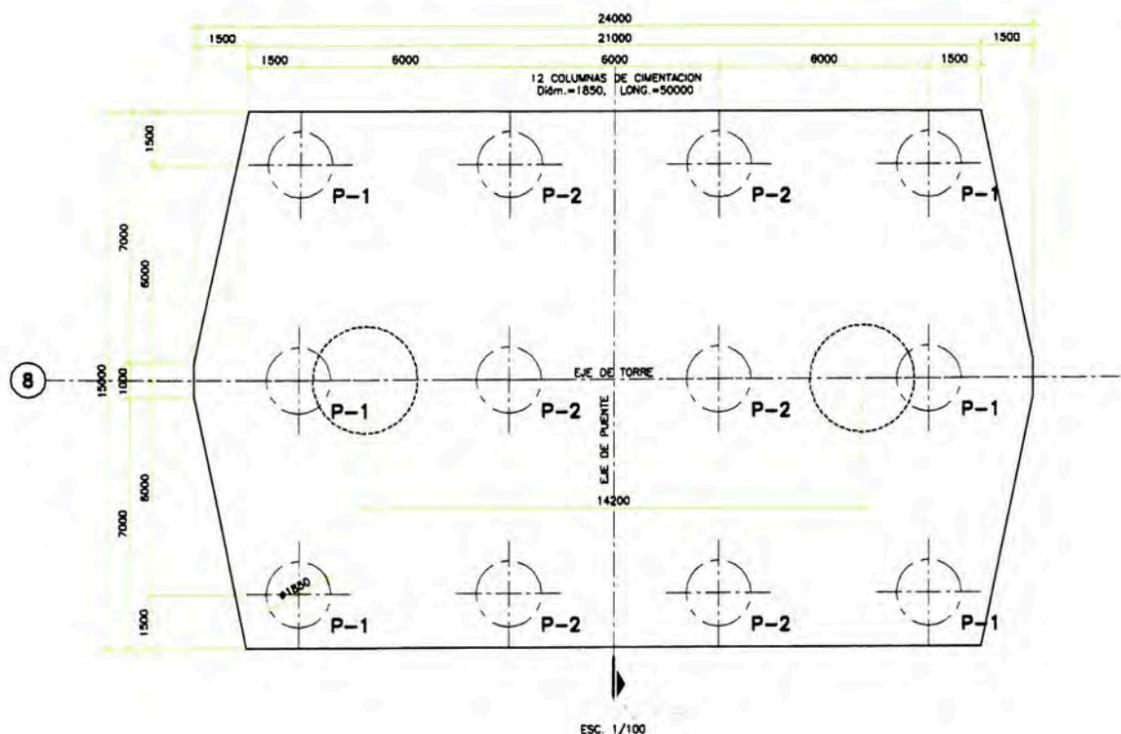
P-# : Perforaciones 1983
SD-EI-# : Perforaciones 2006



ESC. 1/500



ESC. 1/500



NOTA:
 ZAPATAS, PILARES Y VIGA DE TORRE — $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS DE CIMENTACION — $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$

Nº	Revisión	Por	Aprob.	Fecha
Plano				Nº Plano
PILAR TORRE EJE B GEOMETRIA SECCION F ELEVACION COLUMNAS DE CIMENTACION				P-5
Diseño por	Ing. HUGO SCALETTI F. Ing. AUGUSTO ALAGAS	Escala	INDICADAS Fecha: 28-ABR-2006	Nº Proy: 561-06
Revisado por	Ing. PEDRO LAINEZ-LOZADA	Dibujado por	J.C.M.P.	Nº Orden
Jefe de proyecto	Ing. PEDRO LAINEZ-LOZADA	Arch. Elec.	561_E-06-428g	Revisión 0