ÍNDICE							
Categoría	**Número de Documento**	**Fecha**	**Descripción**	**Observaciones**	**Tomo**	**N° de Folio Inicio**	**N° de Folio final**
Suelos			Continuación Estudio de suelos		50	9801	10000

Continuación Estudio de suelos

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resultados de capacidad por punta – Estudio de Antecedentes. 8
Tabla 2 Registro histórico de reporte de sismicidad histórica en Montería 28
Tabla 3 Definición perfil de Suelo 29
Tabla 4 Factor de Amplificación 30
Tabla 5 Valores mínimos requeridos para análisis dinámicos 30
Tabla 6. Sondeos - Puente Sinú. 33
Tabla 7. Sondeos Descripción - Puente Sinú. 35
Tabla 8 Variación de profundidad en ensayo SPT por sondeo 37
Tabla 9. Ensayos de laboratorio – Caracterización - Puente Sinú 40
Tabla 10. Resultados de ensayos de laboratorio – Caracterización - Puente Sinú 41
Tabla 11 Contenido de materia orgánica en muestras superficiales 45
Tabla 12 Correcciones SPT 63
Tabla 13 Valores para corrección por confinamiento CN 63
Tabla 14 Valores de Referencia en Suelos Granulares 64
Tabla 15 Valores de Referencia en Suelos Finos 64
Tabla 16 Limites de Atterberg y Humedad Natural de Muestras 75
Tabla 17 Resultados de compresión inconfinada 82
Tabla 18 Resultados de corte directo 83
Tabla 19 Resultados de edómetro 84
Tabla 20 Localización puntos de exploración geofísica 85
Tabla 21 Formulas módulos elásticos que definen las relaciones lineales entre cada tipo de esfuerzo y su deformación resultante. 88
Tabla 22 Resultados de parámetros de modelo HVSR-1 88
Tabla 23 Resultados de parámetros de modelo HVSR-2 89
Tabla 24 Validación de Vs_{30} 89
Tabla 25 Modulo de Elasticidad – $HVSR_1$ 90
Tabla 26 Modulo de Elasticidad – $HVSR_2$ 90
Tabla 27 Clasificación de sedimentos según tamaño, sistema Wentworth 91
Tabla 28 Profundidad de socavación 95
Tabla 29 Cálculo del peso de las rocas para cada margen 100
Tabla 30 Cálculo del diámetro medio de las rocas para cada margen 101
Tabla 31 Cálculo de tamaño medio de las rocas para protección de pilas 102
Tabla 32 Cálculo de geometría de protección contra la socavación de pilas 104
Tabla 33 Cargas Estructurales para Estado Limite de Resistencia ELR 123
Tabla 34 Cargas Estructurales para Evento Extremo 124
Tabla 35 Cargas Estructurales para Estado Limite de Servicio 125
Tabla 36 Verificación de capacidad unitaria de caissons 153
Tabla 37 Datos de carga en servicio y capacidad de los caisson 154
Tabla 38 Asentamiento de Caisson Estribo 1 156
Tabla 39 Asentamiento de Caisson Apoyo 1 157
Tabla 40 Asentamiento de Caisson Apoyo 2 158
Tabla 41 Asentamiento de Caisson Apoyo 3 159
Tabla 42 Asentamiento de Caisson Apoyo 4 160

Tabla 43 Asentamiento de Caisson Estribo 2 161
Tabla 44 Resumen de resultados de asentamientos por caisson en cada apoyo 162
Tabla 45 Tipología de los muros evaluados a nivel estructural 163
Tabla 46 Resumen Resultados de Estabilidad en Muros Aproches 191
Tabla 47 Determinación de Suelos Potencialmente Licuables 195
Tabla 48 Evaluación de Potencial de Licuación, Seed e Idriss 201

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la infraestructura vial es primordial para el avance económico de las ciudades, siendo actualmente uno de los indicativos cruciales para demostrar nuestro desarrollo como país, por ende, es de suma importancia tener un avance continuo en las vialidades, generando mejoras constantes que permitan realizar viajes en menores tiempos, aumentado la velocidad de operación en cada corredor.

La infraestructura vial debe ser acorde a las necesidades del sector, por ende, las zonas en desarrollo se ven obligadas a realizar mejoras en su infraestructura vial ante los crecimientos del parque automotor del país, es por esto, que en el momento se adelantan múltiples proyectos de ampliaciones viales e infraestructura nueva en las diferentes zonas que unen cabeceras municipales, buscando mejorar las condiciones y tiempos de viaje.

Por lo anterior, nace la necedad de proyectar un tercer puente sobre el Río Sinú en la ciudad de Montería en el departamento de Córdoba, dada la necesidad de unir dos zonas altamente pobladas de la ciudad generando un mejor comportamiento en el tránsito y produciendo una mejor económica para el sector.

Por todo lo descrito anteriormente, el Instituto Nacional de Vías – INVIAS, saco a contratación los estudios y diseños (fase III) del tercer puente sobre el Río Sinú, adicionando el análisis de la intersección vial calle 20 (fase de prefactibilidad); contrato adjudicado al Consorcio Puente Sinú FIA identificado con el código 1550 de 2021.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Diseño geotécnico de elementos de cimentación del tercer puente sobre el rio Sinú en el municipio de Montería, Departamento de Córdoba, como parte de los compromiso del desarrollo urbano y regional a nivel de malla vial para lograr corredores estratégicos en la región.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para lograr el objetivo definitivo del alcance de este volumen es indispensable lograr:

- ✔ Realizar una campaña de exploración geotécnica amplia y suficiente que de alcance al código colombiano de puentes CCP-14 y permita validar la estratigrafía de apoyo de la estructura.

- ✔ Una vez realizada la exploración geotécnica se proyecta la recopilación y análisis de los resultados obtenidos de la exploración geotécnica y ensayos.

- ✔ Considerar las condiciones geológicas y fuentes de amenaza por procesos de remoción en masa y sismos, así como condiciones hidráulicas para la estructura.

- ✔ Con base en los parámetros físicos y mecánicos del geomaterial del sitio del puente, elaborar el diseño de estabilidad geotécnica de las fundaciones en los estribos y puntos de apoyos intermedio del puente, que permita suplir los estados límites de resistencia, de servicio y de evento extremo.

- ✔ Estimar los módulos de reacción del geomaterial como insumo fundamental para el cálculo estructural del análisis de interacción suelo – estructura.

- ✔ Establecer recomendaciones sobre la cimentación geotécnicamente más adecuada definiendo para ello ábacos de capacidad de carga considerando como variables el diámetro del elemento y la longitud.

1.2 ALCANCE

GENERAL

Se planteará y diseñará una estructura tipo Puente vehicular en voladizos sucesivos y viga postensada con base a las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y a los requerimientos establecidos en la Norma de diseño.

PARTICULAR DE LA ESPECIALIDAD

Desarrollar a cabalidad los ítems que conforman el **Volumen IV. Estudio de Suelos para Diseño de Fundaciones**

1.3 NORMATIVIDAD DE REFERENCIA

Para el desarrollo del volumen técnico correspondiente al ítem de GEOTECNIA en cuanto al marco normativo se tiene el cumplimiento estricto de la siguiente normatividad:

- ✓ Código Colombiano de Puentes CCP -14
- ✓ Norma Sismo Resistente NSR-10
- ✓ Especificaciones Generales INVIAS 2013
- ✓ Normatividad de Ensayos INV – E
- ✓ Normas Técnicas Colombianas NTC

1.4 ANTECEDENTES

Como antecedentes del proyecto se tiene el estudio desarrollado por el Consorcio Monteros bajo el contrato No. 312 – 2016 cuyo alcance contractual se presenta como: "*Estudios de prefactibilidad de obras para mejorar la movilidad en la avenida circunvalar entre la calle 29 y la calle 55 y para la obra de construcción de un Puente sobre el rio Sinú, entre la comuna 1 y la comuna 3 de la ciudad de Montería Departamento de Córdoba.*"
En el documento que hace parte del entregable definitivo se presenta una descripción general sobre aspectos tales como: Caracterización física, geología municipal, hidrología, parámetros sísmicos, identificación de zonas de riesgos y un análisis geotécnico preliminar.

Para el estudio geotécnico de la estructura se realizaron un sondeo manual en la glorieta de la calle 29 con avenida circunvalar y dos sondeos mecánicos en los apoyos del puente con profundidad entre 35 y 40m. En la calle 41 se ejecutaron 2 sondeos mecánicos y 5 manuales.
La secuencia presentada por los sondeos muestra claramente un perfil de suelos transportados de predominancia con materiales FINOS en intercalaciones entre limos y arcillas de baja a alta plasticidad.
En la definición de condiciones estratigráficas fueron realizados ensayos SPT para determinar parámetros de resistencia mecánica.
En términos generales los estudios y diseños definieron una capacidad por punta:

Tabla 1 Resultados de capacidad por punta – Estudio de Antecedentes.

CAPACIDAD POR PUNTA EN SONDEOS

		PROFUNDIDAD CIMENTACIÓN (m)					
		Diámetro 1.2 m			Diámetro 1.5 m		
SONDEO	LOCALIZACIÓN	10	15	20	10	15	20
S-1 PREVIO	circ cl 41	73.38	105.04	182.23	114.65	164.13	284.74
1	circ cl 41	84.71	131.98		132.36	206.23	
2	circ cll39A	85.05	102.81		95.78	160.63	
S-2 PREVIO	circ. Cll 29	76.41	135.78	165.47	147.22	212.16	258.55
PROMEDIO AV CIRCUNVALAR		**80.00**	**119.00**	**174.00**	**122.50**	**186.00**	**543.00**
3	cr1D cl 5	97.72	136.40		152.68	213.12	
4	cr3w cl 15A	77.02	105.52		120.34	164.87	
PROMEDIO RIO SINÚ		**87.00**	**121.00**		**136.50**	**189.00**	

El estudio de antecedentes determino que: **LOS TRAMOS EN ESTUDIO SE ENCUENTRAN LOCALIZADOS EN ZONAS ESTABLES GEOTÉCNICAMENTE POR TANTO NO SE REQUIERE HACER ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES.**

2. ASPECTOS GENERALES

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

De acuerdo con el diseño geométrico y la validación estructural el puente a ser desarrollado sobre el Rio Sinú en la ciudad de Montería cuenta con una longitud de 381.50 m, está constituido por cinco (5) vanos de 80,0 m – 160,0 m – 80.0 m – 21.50 m – 30.0 m.
En total se tienen 6 puntos de apoyo (2 estribos y 4 pilas).

La estructura será construida por el sistema de voladizos sucesivos, con dovelas fundidas “in situ” en los tres primeros vanos, en los vanos 4 y 5 se construirá por medio de vigas postensadas.

La sección transversal del puente tiene un ancho total de 14.20 m, se incluye un andén en el costado izquierdo de 1.60 m, el ancho de la calzada corresponde a dos (2) carriles de 3.50 m, anden al costado derecho de 1.60 m y una pasarela para ciclo-ruta bidireccional de 2.60 m y una berma de seguridad de 0.30 m y a cada costado de cada carril se tiene barreras New Jersey de 0.40 m de ancho, teniendo finalmente un ancho de calzada útil de 7.00 m.

El alineamiento vial contempla la estructura en un tramo predominantemente curvo, Se presenta en la Figura 1 la planta general y en la Figura 2 se muestra el perfil por el eje vial, además de muros de contención a cada lado del puente.

En cuanto a la subestructura propia de este informe será definida mediante cimentación profunda en elementos tipo caisson que permitan la correcta distribución de cargas de la superestructura y las cargas vivas proyectadas.

El puente se apoyará en sus luces intermedias sobre columnas cuadradas huecas
las cuales tienen una sección de 7.10 m x 5.00 m y un espesor de pared de 0.60 m las cuales a su vez apoyan sobre un encepado de 19.0 m x 19.0 m y espesor de 4.0 m.

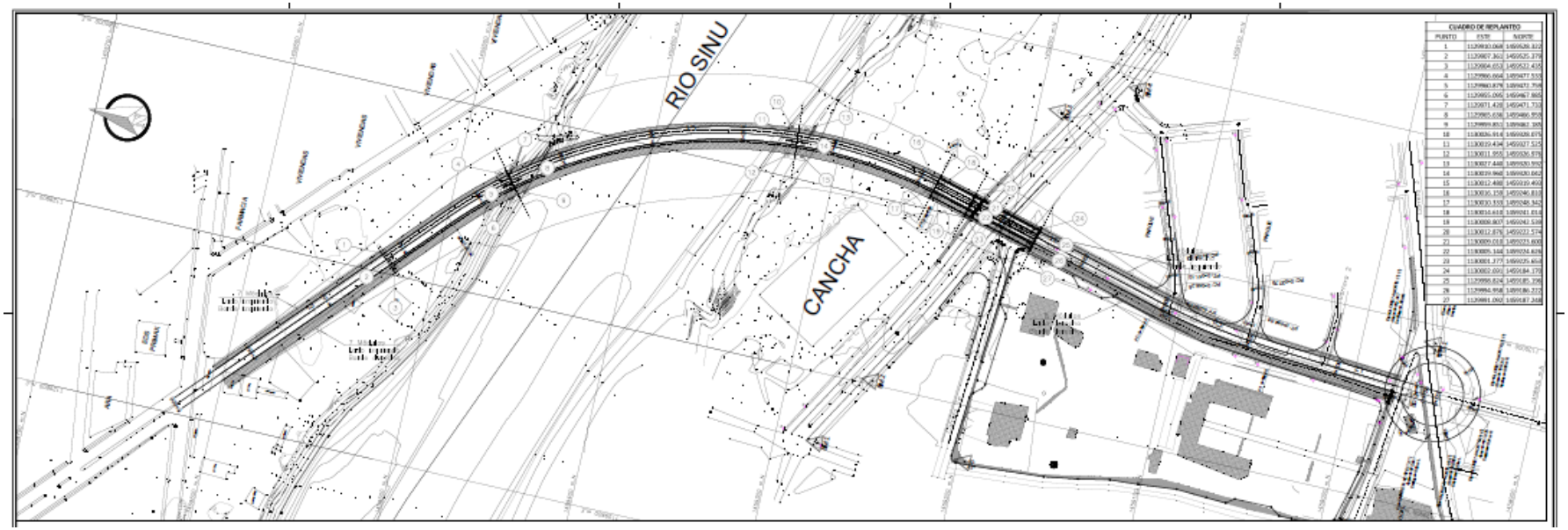
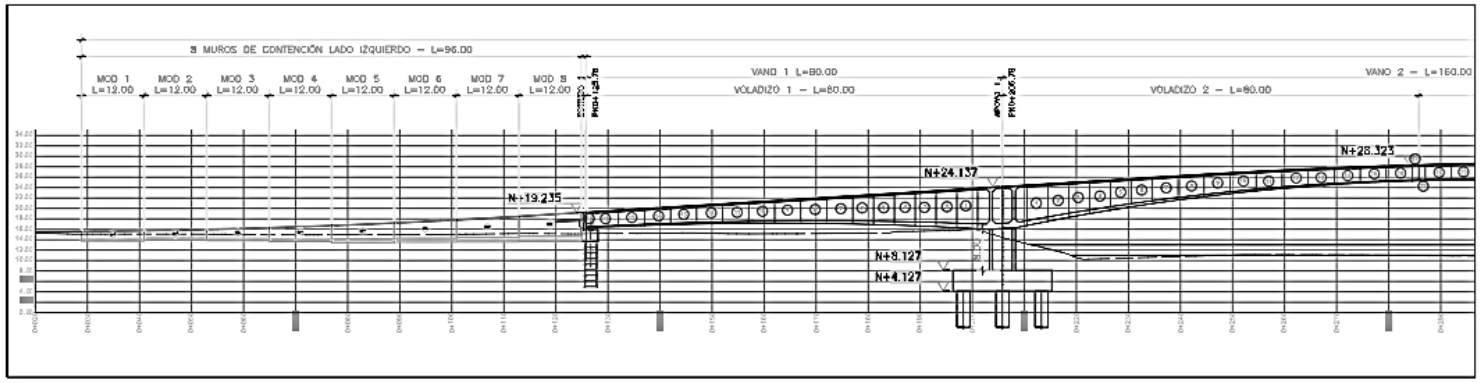


Figura 1 Planta Puente Rio Sinú



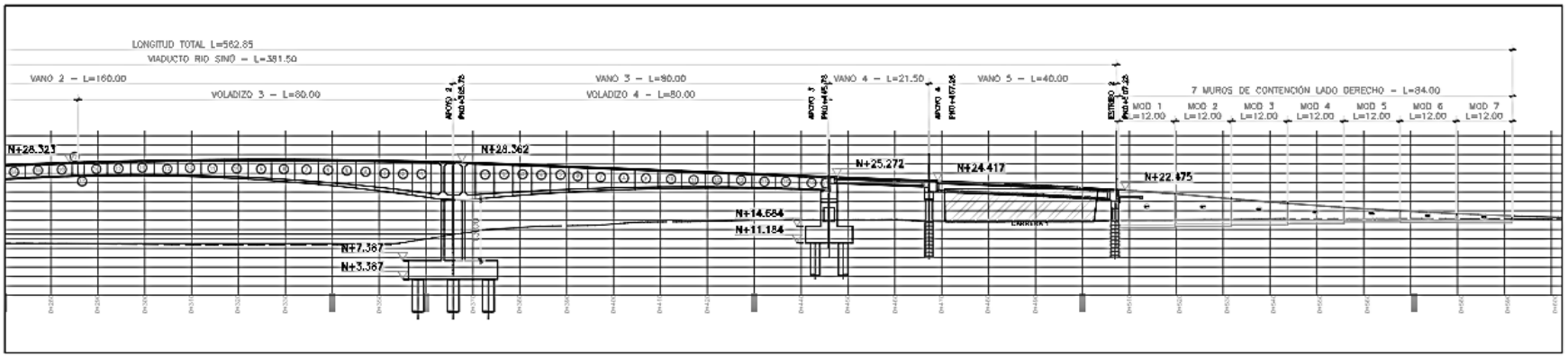


Figura 2 Perfil Puente Rio Sinú

2.2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en el departamento del Córdoba, en la zona urbana del municipio de Montería. La ubicación general se muestra en la siguiente figura.

El tercer puente sobre el rio Sinú se proyecta en el noroccidente de ciudad de Montería, Departamento de Córdoba. Conectando la Carrera 3W con calle 15 (sobre pasando en rio Sinú) con la Avenida 1 con calle 6, tal y como se indica en la Figura.

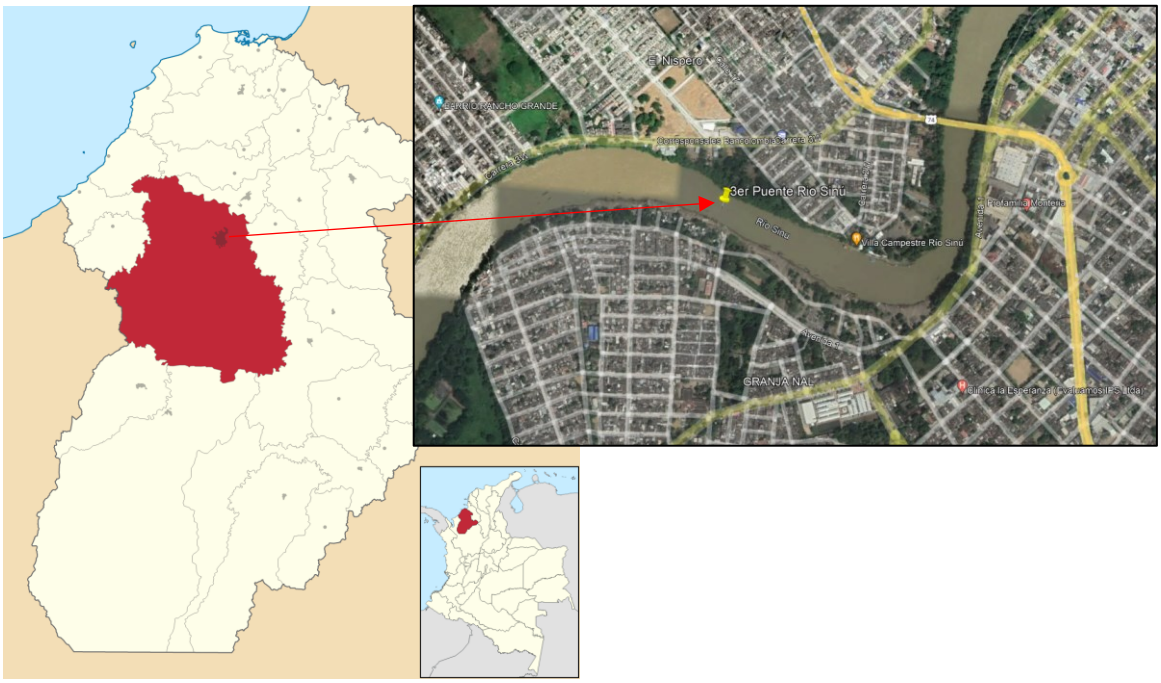


Figura 3 Localización del Proyecto

Fuente: Consultor

Se encuentra localizado en la zona urbana del municipio de Montería como se muestra en la siguiente figura:

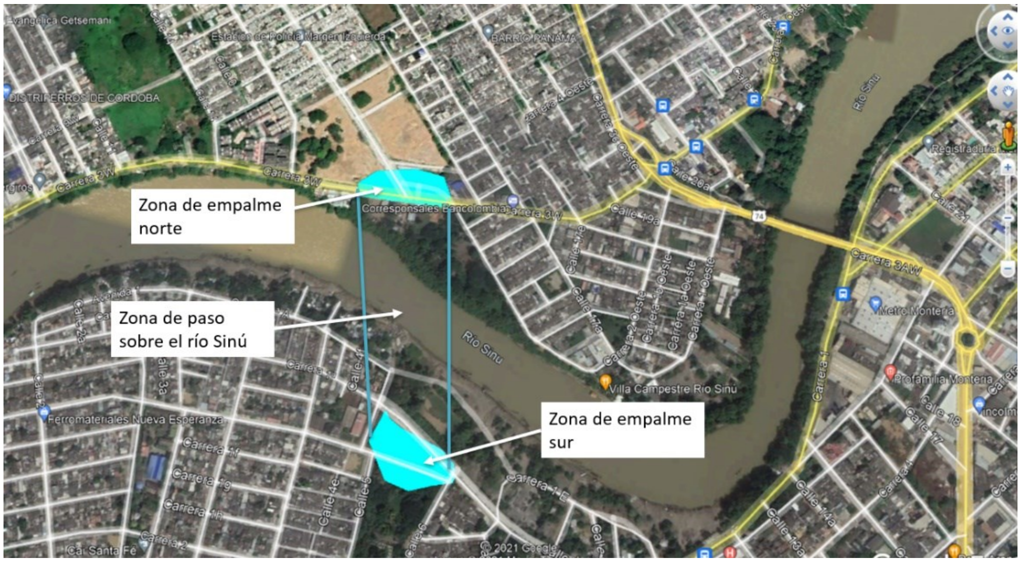


Figura 4 Zona del proyecto. Localización Proyectada Puente Sobre Río Sinú

Fuente: Consultor



Figura 5. Zona del proyecto. Localización Intersección Vial Calle 20

Fuente: Consultor

2.3 GEOLOGÍA

En el siguiente capítulo se presentan las consideraciones más relevantes respecto a las condiciones geológicas consignadas en el volumen de Geología del presente proyecto lo cual se incluyen en este informe a modo de resumen de consideraciones relevantes.

El Departamento de Córdoba localizado en la región Caribe, se caracteriza por presentar dos grandes regiones geomorfológicas: La región geomorfológica plana, con alturas menores de 100 m.s.n.m., conformada por los valles aluviales de los ríos Sinú, San Jorge y zona costera septentrional; y otra región geomorfológica montañosa conformada por colinas constituidas por las estribaciones septentrionales de la Cordillera Occidental.

Las unidades de roca hacen parte de los cinturones terciarios del noroccidente colombiano, de la terminación septentrional de la Cordillera Andina centro-occidental y de la Cuenca de Urabá; su evolución estuvo controlada tanto por los diferentes ciclos sedimentológicos como por sus estilos estructurales, imprimiéndole a cada uno de ellos características diferentes, siendo posible separarlos en dos grandes grupos, los cinturones Sinú y San Jacínto.

El área del proyecto se encuentra en la región de geomorfología plana, en el denominado Corredor de San Jacinto.

2.3.1 ESTRATIGRAFÍA

La estratigrafía del Rio Sinú - Montería es tomada de la Memoria Explicativa “Geología de los cinturones Sinú – San Jacinto. Planchas 50 Puerto Escondido, 51 Lorica, 59 Mulatos, 60 Canalete, 61 Montería, 69 Necoclí, 70 San Pedro de Urabá, 71 Planeta Rica, 79 Turbaco, 80 Tierralta”, publicado por el SERVICIO GEOLÓGICO NACIONAL en el año 2003. Escala 1:100.000. (Figura 6)

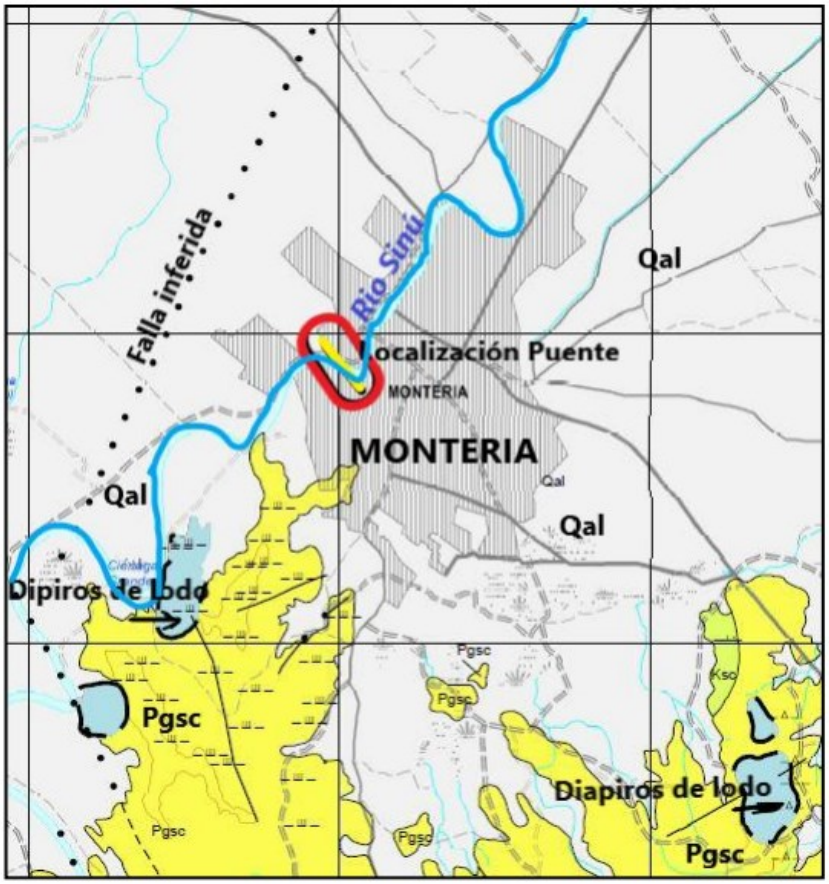


Figura 6. Geología Regional Rio Sinú- Montería

UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS

Pgsc - Formación San Cayetano
Qt - Terrazas aluviales
Qal – Depósitos aluviales
Diapiros de lodo – estructuras dómicas

Tomado parcialmente de INGEOMINAS, 1999.
GEOLOGÍA DE LA PLANCHA 61 MONTERÍA
Escala no controlada

Formación San Cayetano – Pgsc.

La unidad Pgsc está constituida por secuencias rítmicas de arenitas finogranulares y lutitas o por secuencias de arenitas conglomeráticas a ligeramente conglomeráticas en capas gruesas a muy gruesas de aspecto macizo, que varían tanto lateral como verticalmente a capas delgadas a muy gruesas de arenitas y lutitas, en típicas secuencias grano decrecientes. Las arenitas conglomeráticas a ligeramente conglomeráticas son de color gris amarillento claro en roca fresca, a pardo amarillento en muestra meteorizada; de grano mediano a muy grueso y guijos, angulares a subredondeados. Compuestas por: cuarzo, fragmentos de sedimentitas predominantes sobre fragmentos de vulcanitas y metamorfitas, con abundantes micas e intraclastos de lutitas verdosas; localmente se hallaron fragmentos de carbón y restos de materia orgánica carbonosa.

Las arenitas presentes son de color amarillo grisáceo a amarillo pardo, de grano fino a mediano predominante sobre grueso; subangular a subredondeado, de composición similar a la descrita para las arenitas conglomeráticas, y se destaca la disposición de abundante mica en superficies de estratificación.

Las lutitas son de color verde oliva grisáceo a gris medio o negro, y desarrolla frecuentemente laminación horizontal y presenta localmente abundantes restos vegetales o láminas carbonosas.

A la base de capas de arenitas conglomeráticas o ligeramente conglomeráticas se desarrollan superficies de limado, superficies acanaladas y calcos de carga.

Algunas intercalaciones de capas delgadas a medianas de arenitas y lutitas ocurren de manera rítmica y a menudo presentan ondulitas, marcas de corriente, bioturbación y laminación horizontal. Además de esto, se observó estratificación gradada normal e inversa, derrumbamiento y estratificación ondulosa lenticular. Un hecho notable es la presencia de olistostromas arenosos que se interponen en las secuencias rítmicas.

Se ha denominado Subunidad Inferior, a aquella porción de la secuencia observada donde se presentan arenitas conglomeráticas a arenitas en un porcentaje aproximado del 60% a 70% y lutitas en un 30% a 40%. Ocurren preferencialmente en la porción media inferior.

La Subunidad Superior se caracteriza por presentar predominantemente arenitas finogranulares en un porcentaje aproximado de 40% a 50%, en tanto que las lutitas se

presentan en un 50% a 60%. Generalmente ocurre en la poción media superior de la unidad estratigráfica Pgsc, y se dispone en algunos núcleos de estructuras sinclinales.

En los afloramientos que se observan en el sur de Montería, los estratos que conforman la Formación San Cayetano de litología arenosa, las arenitas conglomeráticas a ligeramente conglomeráticas son de color gris amarillento claro en roca fresca, a pardo amarillento en muestra meteorizada se exponen en estratos de formas tabulares, con ángulos de inclinación altos entre 40 y 60° de inclinación. (Figura 7)



Figura 7. Cerros alomados constituidos por estratos de areniscas de formas

Formación Cansona – Ksc

Secuencia de chert y limolitas silíceas, intercaladas con lutitas y ocasionalmente capas de micritas y arenitas. Hacia la base, diabasas aparentemente interpuestas con los chert, también diques y silos máficos.

Terrazas aluviales- Qt

Unidad conformada por los depósitos aluviales antiguos principalmente de los ríos Sinú y San Jorge y algunos de sus afluentes.

Los niveles de terrazas en la cuenca del Río Sinú se encuentran localizados principalmente hacia su parte alta en los sectores de Puerto Pacheco, Tierralta y a lo largo del Rio Verde donde son más notorias por su expresión morfológica.

Depósitos aluviales – Qal

Unidad constituida por los aluviones, llanuras de inundación y sedimentos de los ríos Sinú, San Jorge, Canalete y algunos de sus tributarios. Los ríos Sinú y San Jorge se caracterizan por formar en su recorrido valles aluviales amplios, constituidos por depósitos que permiten desarrollar actividades agropecuarias.

Entre los depósitos aluviales se puede diferenciar por su extensión y características el Depósito de Montería, el cual cubre una zona de gran extensión en los alrededores del Municipio de Montería. Forma zonas planas de gran amplitud donde se encuentran los principales asentamientos urbanos como las ciudades de Montería y Cereté y su infraestructura, aquí es posible observar zonas de canales y antiguos orillares. (Figura 8)



Figura 8. Depósitos aluviales Qal de forma plana, al sur de Montería.

La foto de la derecha corresponde a la Carrera 3 con Calle 15, de morfología plana y depósitos aluviales; al fondo se encuentra el Rio Sinú.

Estructuras dómicas - Diapiros de lodo.

Las estructuras dómicas o diapiros de lodo, comúnmente llamados volcanes de lodo, en este sector de Colombia jugaron un papel muy importante en la conformación de las estructuras estudiadas. Su interpretación en las fotografías aéreas, su reconocimiento y verificación en el campo y su cartografía, es fundamental para la comprensión de la estratigrafía y estructura del área. Generalmente, estas geoformas son dómicas, semidómicas, o abombadas, desarrollan drenaje anular y radial, a veces deflectan cursos de agua y, en algunos casos, presentan cuerpos “exóticos” o alóctonos de rocas más antiguas que no han sido reconocidas en el área en su posición normal dentro de la sucesión estratigráfica. (Figura 6)

En ciertos casos, la geoforma corresponde a un volcán de lodo, o a una zona de múltiples “ventanas” por donde continuamente mana lodo asociado con hidrocarburos. En los sitios donde ocurren estas geoformas, los estratos sufren abombamiento, arqueamiento, inversiones y cambios rápidos de rumbo, que crean complejidad estructural.

2.3.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El área de estudio se halla a continuación de la terminación septentrional de la Cordillera Occidental y al occidente del Lineamiento del Sinú, este último subparalelo a la prolongación norte del Sistema de Fallas Romeral. Este marco regional indica que el basamento del Cinturón de San Jacinto está constituido por rocas cretácicas pertenecientes a un complejo ofiolítico o a depósitos sedimentario-volcánicos (máficos), adosado a la Placa Continental Suramericana a lo largo de la "Sutura" de Romeral. (Figura 9).

La región de la Cuenca Caribe corresponde al flanco SE, hoy cratonizado, de una cuenca cuya continuación hacia el NW se encuentra aún bajo un régimen marino. El eje principal de la cuenca se encuentra seguramente costa afuera (off-shore).

El flanco se desarrolló dentro de un campo de esfuerzos orientados tangencialmente a la orientación de las fallas de rumbo; dicho campo parece haber rotado del NW al N, y producido la convergencia y la divergencia de las fallas de rumbo y consiguiente basculamiento (ups and downs) de los bloques que delimitan. El ambiente tectónico descrito, desarrollado simultáneamente con una subsidencia rápida, explicaría los frecuentes cambios laterales de facies observados.
El límite NW de la cuenca coincide, o mejor, estaría controlado por la zona del choque o

convergencia oblicua entre la placa Caribe y el fragmento de la misma parcialmente cratonizado y que hoy constituye el basamento de la Cuenca del Caribe.

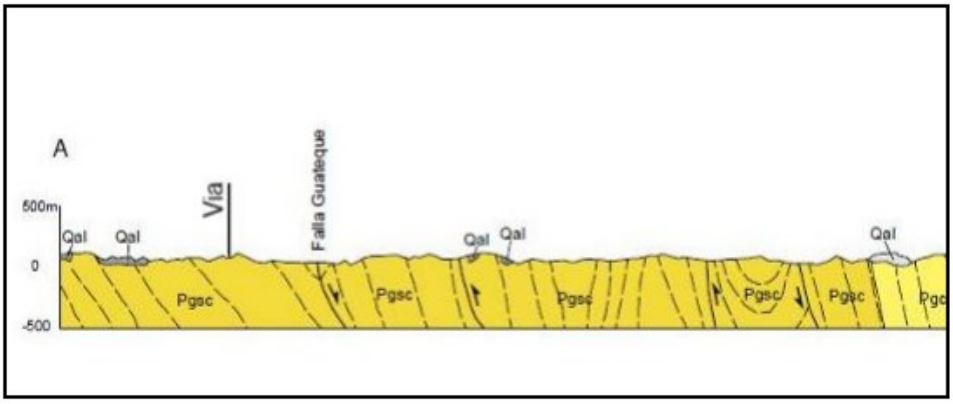


Figura 9. Sección Geológica Transversal

Tomado parcialmente de INGEOMINAS, 1999.
GEOLOGÍA DE LA PLANCHA 61 MONTERÍA
Escala no controlada

En el municipio de Montería no se evidencias afectaciones del terreno por deformaciones estructurales de fallas y o plegamientos que puedan incidir en el comportamiento de las unidades de suelo superficiales, como son los movimientos en masa o deslizamientos activos. Tan solo se registra en el mapa geológico del Ingeominas la falla geológica de Guateque al oriente del corredor vial, la cual tiene un alineamiento en sentido Norte Sur de 8 kms de longitud y con plano de falla con vergencia al Oriente. Los ángulos de inclinación de la unidad geológica varían entre 40 y 60° de inclinación

2.3.3 GEOMORFOLOGÍA

Entendiendo que la morfología se refiere a las formas relativas del paisaje y la geomorfología al estudio de las formas que da el paisaje, los procesos dinámicos externos son los inherentes a condiciones físicas, químicas, bióticas y climáticas bajo las cuales se formaron las geoformas. Los procesos moderados a intensos de meteorización, erosión remoldean las unidades existentes dando a su vez nuevas geoformas por acumulación de sedimentos.

Las unidades presentes definen en cierta medida con exactitud cada uno de los ambientes morfogenéticos. Los estratos sedimentarios de la unidad terciaria Formación San Cayetano

define un relieve de cerros alargados cóncavos, en tanto que, las unidades cuaternarias que son depósitos más recientes definen un relieve de ligeramente ondulado a llano.

Todas las unidades expuestas están representadas por un relieve definido por su litología, ambiente de formación, así como por las condiciones sedimentológicas y estructurales, fallas, pliegues, o por movimientos en masa superficiales, erosión y o reptación en laderas. También en cierta medida la construcción de la vía ha contribuido, a los cambios morfológicos originales, son los cambios antrópicos que remoldean el paisaje original.

El ambiente tipo denudacional está relacionado con la unidad geológica San Cayetano, caracterizado por lomeríos poco disectados a muy disectados de morfología alomada o colinada de relieve de moderadamente bajo a muy bajo. Hay presencia de lomas alargadas y elongadas con cimas redondeadas.

Los procesos morfodinámicos que podrían afectar el puente sobre el Rio Sinú serían principalmente los procesos erosivos por socavación de las orillas. No se observan procesos de movimientos de remoción en masa. El Rio Sinú es un rio sinuoso de características meándricas, en donde en la orilla cóncava se producen procesos de erosión y en la orilla convexa procesos de sedimentación. (Figura 10).



Figura 10. Morfología meándrica del Rio Sinú en el sector del puente proyectado.

2.3.4 CARACTERIZACIÓN GEOMORFOLOGICA DEL CORREDOR VIAL

La caracterización geomorfológica del corredor vial Montería – Guateque es tomada de la "Memoria Técnica Explicativa del Mapa Geomorfológico Analítico aplicado a la Zonificación de amenaza por movimientos en masa escala Plancha 61-Montería, Departamento de Córdoba. Publicado por el SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO y la UNIVERSIDAD NACIONAL SEDE MEDELLÍN en el año 2016, escala 1:100.000.[5] (Figura 11)

Las unidades geomorfológicas están definidas con criterio genético, morfológico y morfométrico, en función de los procesos morfogenéticos específicos que las originan, además de tener en cuenta procesos modeladores del paisaje como la actividad tectónica e intervención del hombre.

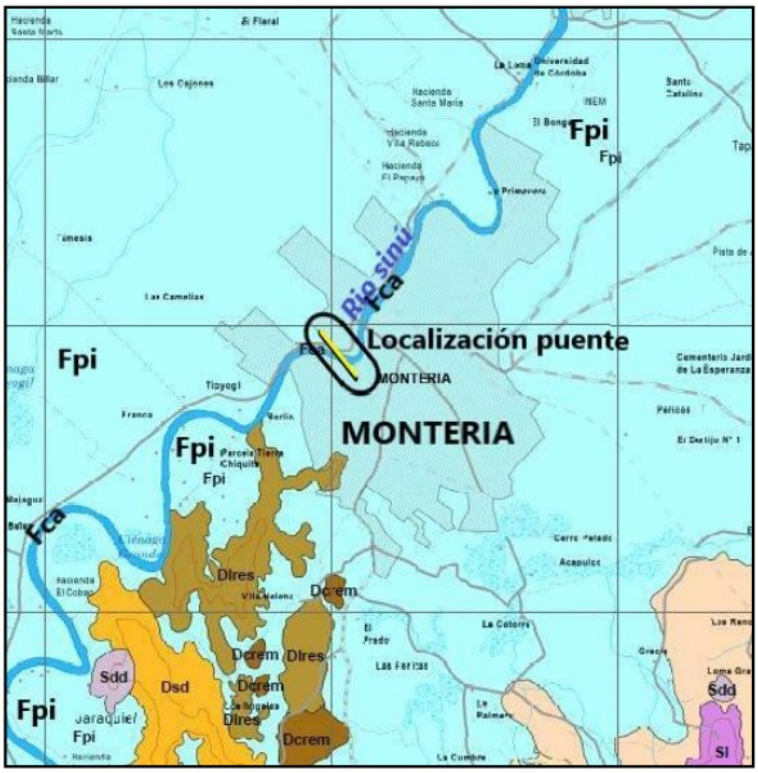


Figura 11. Caracterización geomorfológica del Rio Sinú – Sector Montería

UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS

Fpi - Plano o llanura de inundación

Fca – Cauce aluvial

Tomado parcialmente de SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO, 2015
Mapa Geomorfológico aplicado a movimientos en masa Plancha 61 Montería
Escala no controlada

Plano o llanura de inundación (Fpi)

Superficie de morfología plana a ondulada, contigua al río Sinú, el caño Bugre y los principales arroyos de la zona (cuenca del río Sinú), además al Este, asociada a los arroyos Venado y El Templo; el origen está relacionado a la inundación de estos ríos. En general están limitadas a unidades de origen denudacional, a excepción de la gran llanura asociada al río Sinú que se encuentra limitada por unidades fluviales como abanicos y plano anegadizos. Son superficies de morfología plana a ondulada, con pendientes planas (0°-2°), eventualmente inundables, en las que se incluyen planos fluviales menores en valles intramontanos, con forma de “U”, que se caracterizan por presentar formas alargadas estrechas. Los depósitos aluviales están constituidos por sedimentos finos, originados durante eventos de inundación.



Figura 12. Plano o llanura de inundación, sector Avenida 1 con calle 6ª, vista hacia el Rio Sinú de morfología plana.

Cauce Aluvial (Fca)

Unidad geomorfológica de ambiente aluvial. Se incluyen las geoformas que se originan por procesos de erosión de las corrientes de los ríos y por la acumulación o sedimentación de materiales a las áreas aledañas a dichas corrientes, tanto en épocas de grandes avenidas e inundación, como en las dinámicas normales de las corrientes perennes, durante la época seca. Esta unidad se restringe a ríos que fluyen en zonas planas o semiplanas, de la cuenca del Sinú. Son de forma meándrica. Los tipos de erosión predominante en esta unidad son de fondo y lateral. Los cauces aluviales están conformados por depósitos cuaternarios y barras longitudinales.



Figura 13. La margen izquierda del Rio Sinú

Produce fenómenos de inundación y socavación, para la protección de la orilla construyeron jarillones con enrocada.



Figura 14. La margen derecha del Rio Sinú produce sedimentación.

Los montículos de grava y arena que se observan en la foto son acopios de materiales granulares.

2.4 RIESGOS Y AMENAZAS

2.4.1 AMENAZA SÍSMICA

Colombia está ubicada en una zona tectónicamente activa, por ser el límite donde chocan las placas de Nazca, Sur América y Caribe, los movimientos entre placas son generadores de esfuerzos que producen actividad sísmica y de acuerdo con el conocimiento que se tenga de tal actividad, se pueden realizar estudios de zonificación regional o local. En el mapa de Zonas de Amenaza Sísmica en Colombia (AIS 2009)) (Figura 15), el Departamento de Córdoba, está ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia.

Según el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10), el Municipio de Montería, tienen una aceleración máxima del terreno para un periodo de retorno de 475 años (Aa) de 0.10, este factor afecta la zona de periodos de vibración cortos, es decir aquellos que son sensibles a la aceleración. Según estos valores, los municipios de Montería se considerada una Zona de Amenaza Sísmica INTERMEDIA.

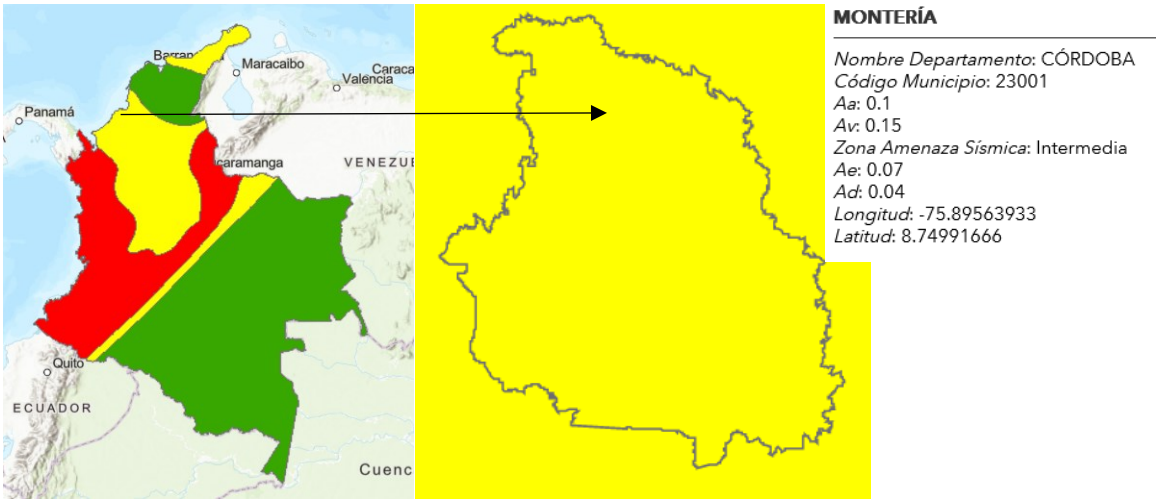


Figura 15 Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia, Municipio de Montería

En el estudio Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia presentado en el 2018, se dice que comparativamente en Colombia, zonas en la costa atlántica, al norte de los departamentos de Córdoba, Sucre, Bolívar, Atlántico, Magdalena y La Guajira tienen una menor amenaza. Para estas zonas se calculan aceleraciones menores a 0.1 g para un periodo de retorno de 475 (Figura 16). [7]

Según los estudios anteriormente mencionados, el Departamento de Córdoba, está ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia; para el área específica del proyecto la aceleración se estima entre 0.05 y 0.10 g, lo que no representa riesgo para las actividades del proyecto, por lo tanto, no se presentan estudios de mayor detalle.

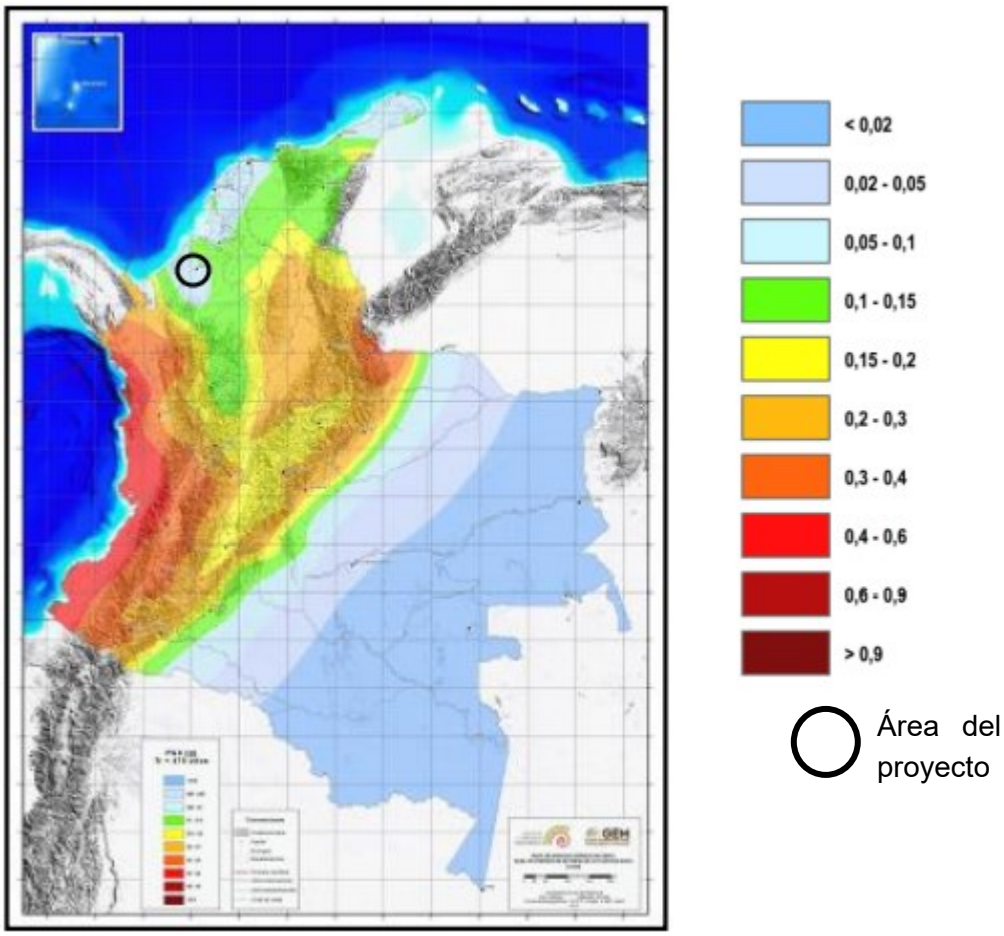


Figura 16. Mapa de aceleraciones pico. Periodo de retorno: 475 años.

El espectro de aceleraciones de diseño, grafica que dependen de los siguientes parámetros sísmicos:

Coeficiente de aceleración pico efectiva PGA	Región 3 = 0.15
Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal Ss	Región 3 = 0.30
Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal S1	Región 4 = 0.20

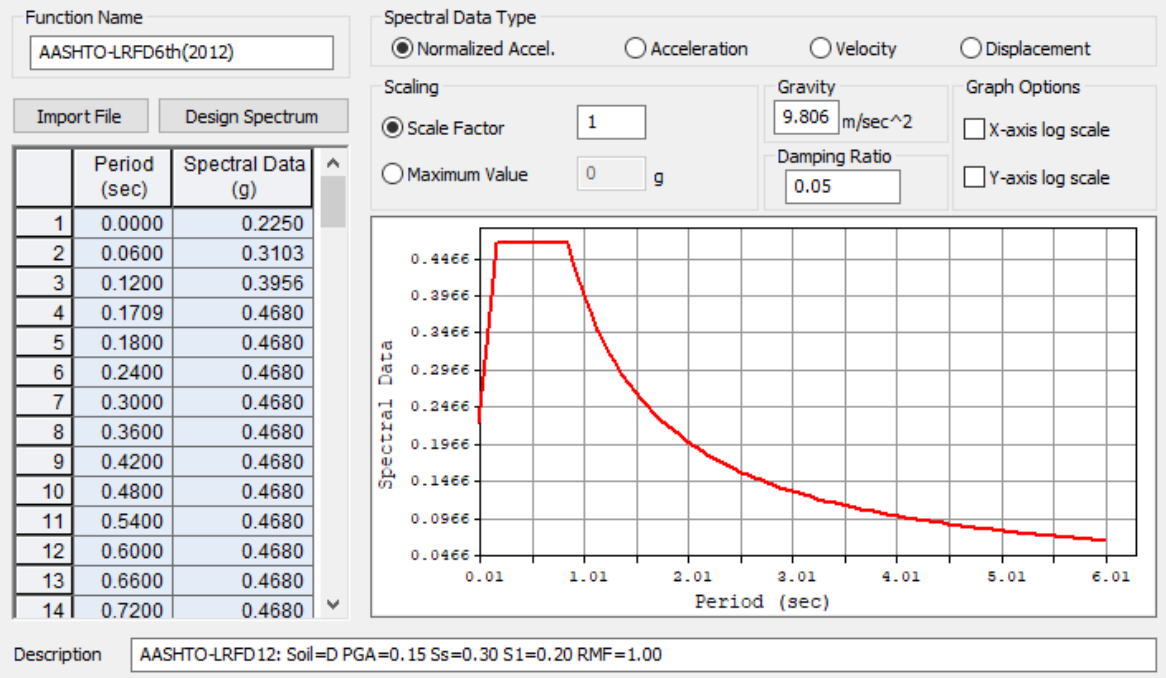


Figura 17. Espectro de aceleraciones de diseño CCP14

Se cuenta con un registro histórico de 9 sismos de magnitud superior a 6 que tienen reporte en el municipio de Montería, de estos, ningún sismo ha tenido epicentro en la capital Cordobesa y la intensidad reportada es mínima.



Figura 18 Localización de los puntos de epicentro de eventos sísmicos con reporte en Montería

Tabla 2 Registro histórico de reporte de sismicidad histórica en Montería

Por sitio consultar
Departamento CORDOBA
Municipio MONTERÍA

Ver tabla completa e histograma

No.	Fecha del sismo	Hora local	Lat.	Long.	Magnitud	Prof. (km)	Centro poblado	Int. sitio	Int. Máx.	Área epicentral
1	1869/03/06	06:30	9	-74	6	60	Montería	3	7	El Banco, Magdalena
2	1911/04/10	13:42	7.2	-75.3	6.4	120	Montería	4	7	Yarumal, Antioquia
3	1917/08/31	06:36	3.78	-74	6.7	15	Montería	1	9	Villavicencio, Meta
4	1962/07/30	15:18	5.17	-76.35	6.5	64	Montería	4	8	Eje Cafetero, Colombia
5	1967/02/09	10:24	2.9	-74.8	7	35	Montería	3	10	Colombia, Huila
6	1967/07/29	05:24	6.747	-73.03	6.8	161	Montería	5	8	Betulia, Santander
7	1973/08/30	13:25	7.14	-72.76	6.3	180	Montería	4	8	Convención, Norte De Santander
8	1977/08/30	19:42	7.35	-76.14	6.5	23.3	Montería	5	7	Apartadó, Antioquia
9	2015/03/10	15:55	6.825	-73.134	6.3	157.7	Montería	4	7	Los Santos, Santander

Todos los sondeos referenciados en el proyecto se encuentran incluidos en su totalidad y con gráficos de variación de resistencia vs profundidad en los Anexos del presente informe.

El tipo de perfil del suelo se determina contemplando los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil siguiendo las consideraciones establecidas en el apartado A.2.4 de la Norma Sismo Resistente de Colombia NSR-10.

Dadas las condiciones de amenaza sísmica que como vimos es baja el presente proyecto no llevó a cabo investigación geofísica para la determinación de velocidades cortantes tipo Vs que permitan definir el estado de densidad del terreno, sin embargo, con los datos de laboratorio y ensayos de campo SPT es posible determinar que para el perfil de terreno en los metros más superficiales se comporta como un **terreno tipo D** con las siguientes premisas.

50 kPa < Su

Tabla 3 Definición perfil de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

Fuente: Tabla A.2.4-1 Clasificación de los perfiles de suelos, NSR-10

Con la aceleración de diseño Aa =0.1 se procede a verificar el coeficiente de ampliación Fa el cual se define según el tipo de perfil de suelo que haya sido asignado en campo según la auscultación realizada.

En el caso del Proyecto se tiene suelo tipo D (Para el caso más desfavorable de los criterios de selección) y un valor de la aceleración máxima Aa = 0.1 con lo cual el factor de ampliación será de Fa = 1.6 tal como se especifica en la Tabla A.2.4-3 de la NSR-10.

Tabla 4 Factor de Amplificación

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Fuente: Tabla A.2.4-3 Valores de coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro

Puesto que el talud proyectado no hace parte del grupo de estructura indispensable el valor del coeficiente de importancia es de 1.0.
Tal como lo señala la NSR-10 en su apartado A, es posible lograr una reducción en el coeficiente de aceleración sísmica así.
"La relación K_{ST} /a_{max} es del 80% para suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)."

Tabla 5 Valores mínimos requeridos para análisis dinámicos

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Fuente: Tabla H.5.2.1 Valores K_{ST} / a_{max} mínimo para análisis dinámicos NSR-10

Con todo lo anterior es posible definir nuestro sismo de diseño así:

Aa = 0.1

Fa = 1.6

I = 1.0

Amax = 0.1 x 1.6 x 0.8 = 0.128

Ah = 0.128

2.4.2 PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA

De conformidad con la información disponible en la base de datos del GEOPORTAL del servicio geológico colombiano, fue posible determinar que existen un bajo riesgo de sufrir procesos de remoción en masa a lo largo y ancho del municipio de Montería en el departamento de Córdoba.

De hecho, la mayor parte de la extensión del territorio se concentra con una amenaza Baja de presentar este tipo de fenómenos.

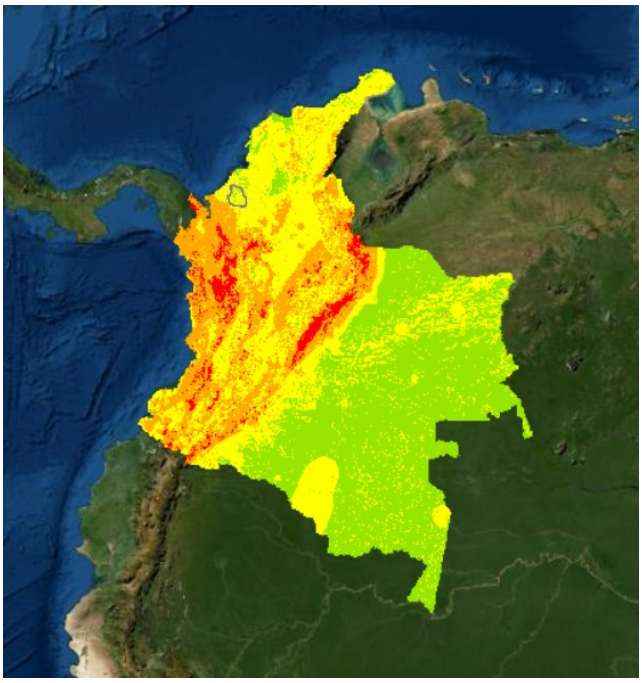


Figura 19 Mapa Nacional de Amenaza por Movimientos en Masa, Escala 1:100.000

En la Figura 20 se presenta el mapa de detalle correspondiente al municipio de Montería.

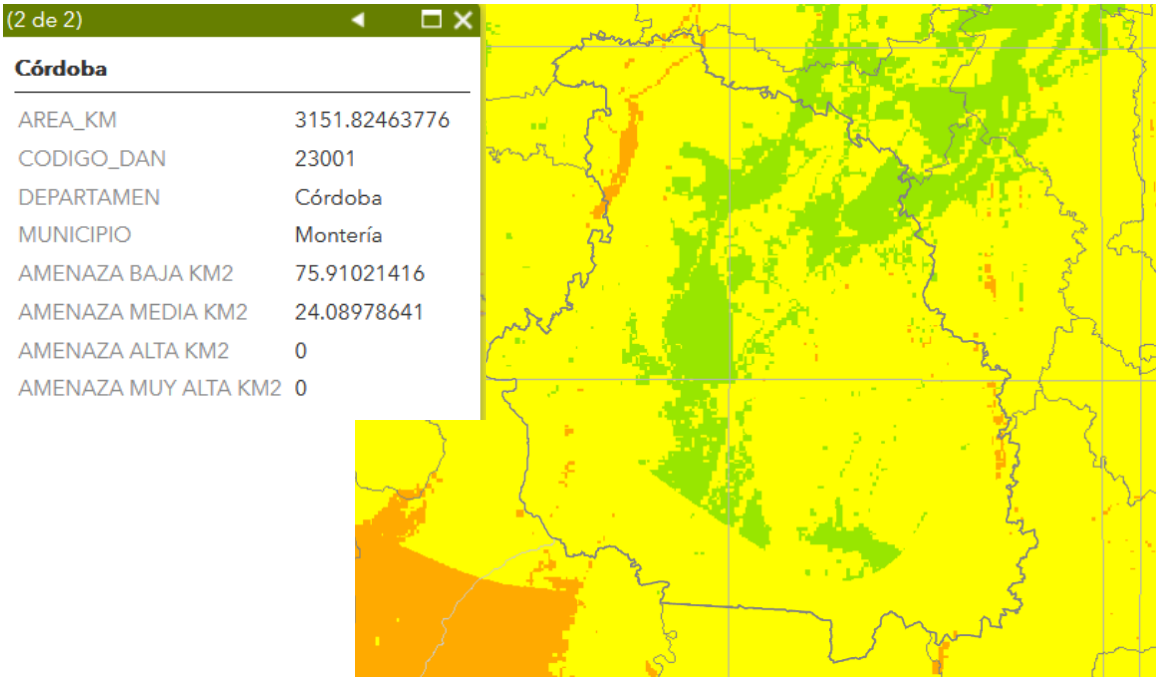


Figura 20 Amenaza por movimientos en masa, Montería - Córdoba

Dicho lo anterior, se descarta afectación alguna asociada a procesos de remoción en masa al encontrarse en una llanura aluvial donde no existen taludes o laderas que puedan comprometer en el corto o largo plazo la estabilidad de la obra, también se omite cualquier factor de riesgo para el proyecto por este tipo de condición que pudiera limitar la estructura.

3. TRABAJOS DE CAMPO

Con base en el diseño geométrico y estructural del puente se han realizado sondeos de forma puntual para cada uno de los apoyos y estribos del puente Sinú, en total se realizaron seis (06) sondeos acordes con la ubicación que se presenta a continuación:

Tabla 6. Sondeos - Puente Sinú.

SONDEO	COORDENADAS		PROFUNDIDAD (m)
	NORTE	ESTE	
S1	8°45'0.07"N	75°53'50.60"O	20.0
S2	8°44'58.53"N	75°53'48.93"O	40.0
S3	8°44'56.76"N	75°53'47.12"O	40.0
S4	8°44'51.94"N	75°53'45.19"O	40.0
S5	8°44'49.25"N	75°53'45.65"O	40.3
S6	8°44'47.61"N	75°53'46.41"O	20.0

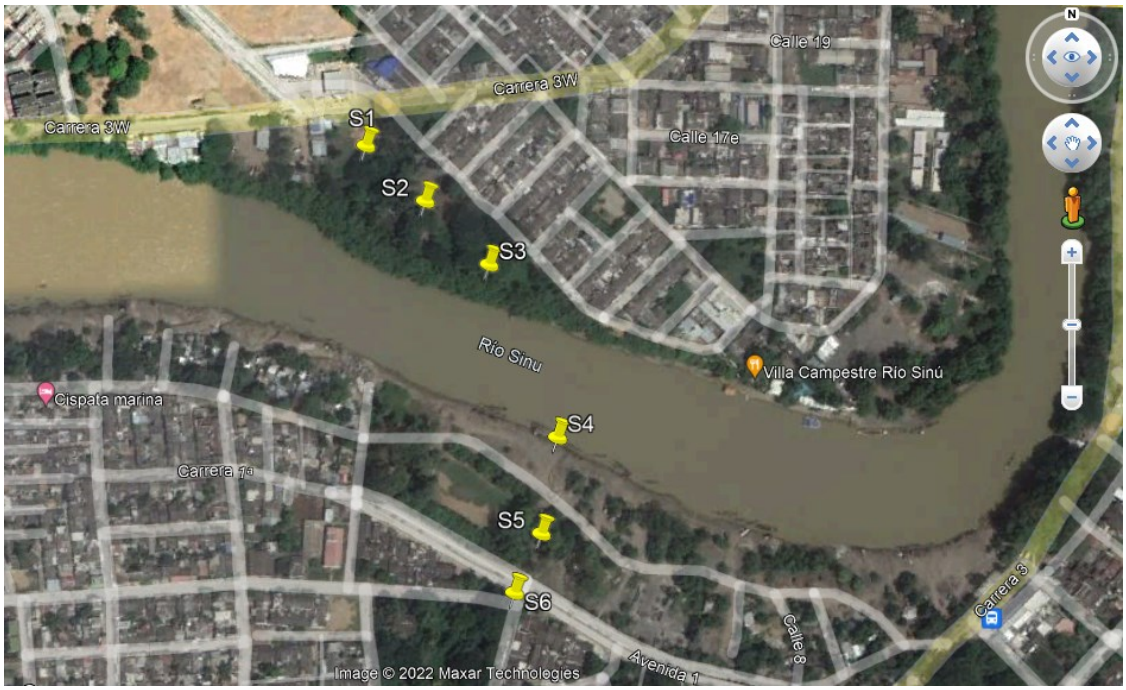


Figura 21 Localización de los sondeos Puente Rio Sinú

Fuente: Consultor

En los anexos del presente informe se incluye archivo KMZ con la ubicación de los sondeos.

A continuación, un ejemplo de los formatos de los sondeos que serán entregados:

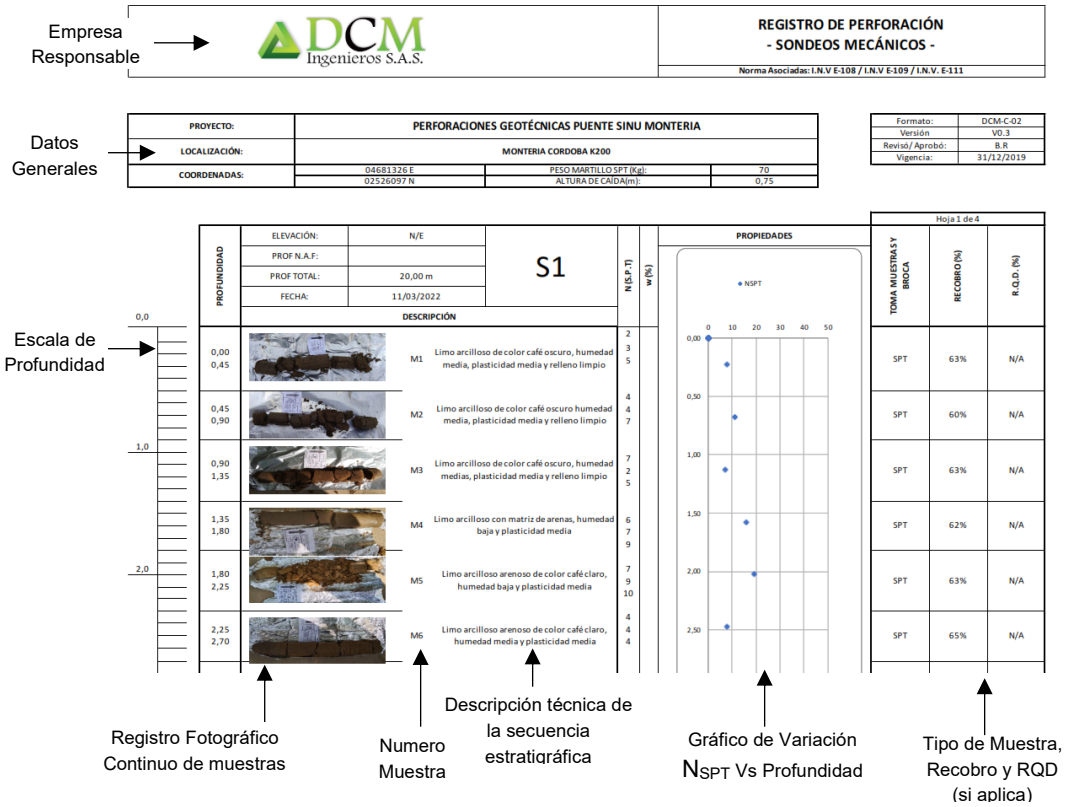


Figura 22 Formato de registros de perforación

En total fueron realizadas 6 perforaciones, 1 por cada punto de apoyo de la estructura considerando longitudes variables en función de la carga a transmitir.
Los sondeos más cortos se localizaron en los extremos, ósea hacia los estribos de la estructura, donde se alcanzó una profundidad de 20 m en cada punto. Por su parte, los apoyos centrales de la estructura cuentan con una profundidad de exploración de 40m por cada punto de apoyo.

En total han sido realizados 200 m lineales de exploración con recuperación continua, registro de ensayo SPT hasta rechazo y toma de muestras para la realización de ensayos de laboratorio que permitió la definición de las características físico-mecánicas de los materiales presentes en el fondo del lecho del rio Sinú por donde se espera poder implantar la estructura.

3.1 CARACTERIZACIÓN DE CAMPO – RESUMEN

A continuación, se presenta un resumen de la descripción del material con base en los registros de perforación.

Las siguientes descripciones serán ampliadas a detalle en el item **¡Error! No se encuentra e l origen de la referencia.** del presente informe.

Tabla 7. Sondeos Descripción - Puente Sinú.

SONDEO	DESCRIPCIÓN DE CAMPO
S1	Toda la perforación corresponde a LIMO ARCILLOSO (en mayor proporción) Y LIMOS ARENOSOS.
S2	Toda la perforación corresponde a LIMO ARCILLOSO, LIMOS ARCILLOSO CON MATRIZ DE ARENAS. Desde los 27m ARCILLA DURA.
S3	Toda la perforación corresponde a intercalaciones de LIMO ARCILLOSO, LIMOS ARENOSOS.
S4	No hay recuperación de 1.35 a 2.25m Entre 2.25m hasta 19.8m horizonte de arena (barreno) Entre 19,8m hasta 34m Intercalaciones entre ARCILLA Y ARENAS.
S5	Desde 0.0 hasta 2.75m registra material de relleno antrópico Desde 2,75m hasta 5,45m limos arcillosos y arenosos De 5.45m hasta 14.8m horizonte de arena (aluvial) De14.8m hasta 40.3m Intercalaciones entre Arcillas (en mayor proporción) y arenas
S6	Desde 0.00 hasta 4.50m horizonte de material tipo Arcilla De 4.50m a 14.0m horizonte de material tipo Arena De 14.8m a 20.0m horizonte de material tipo Arcilla

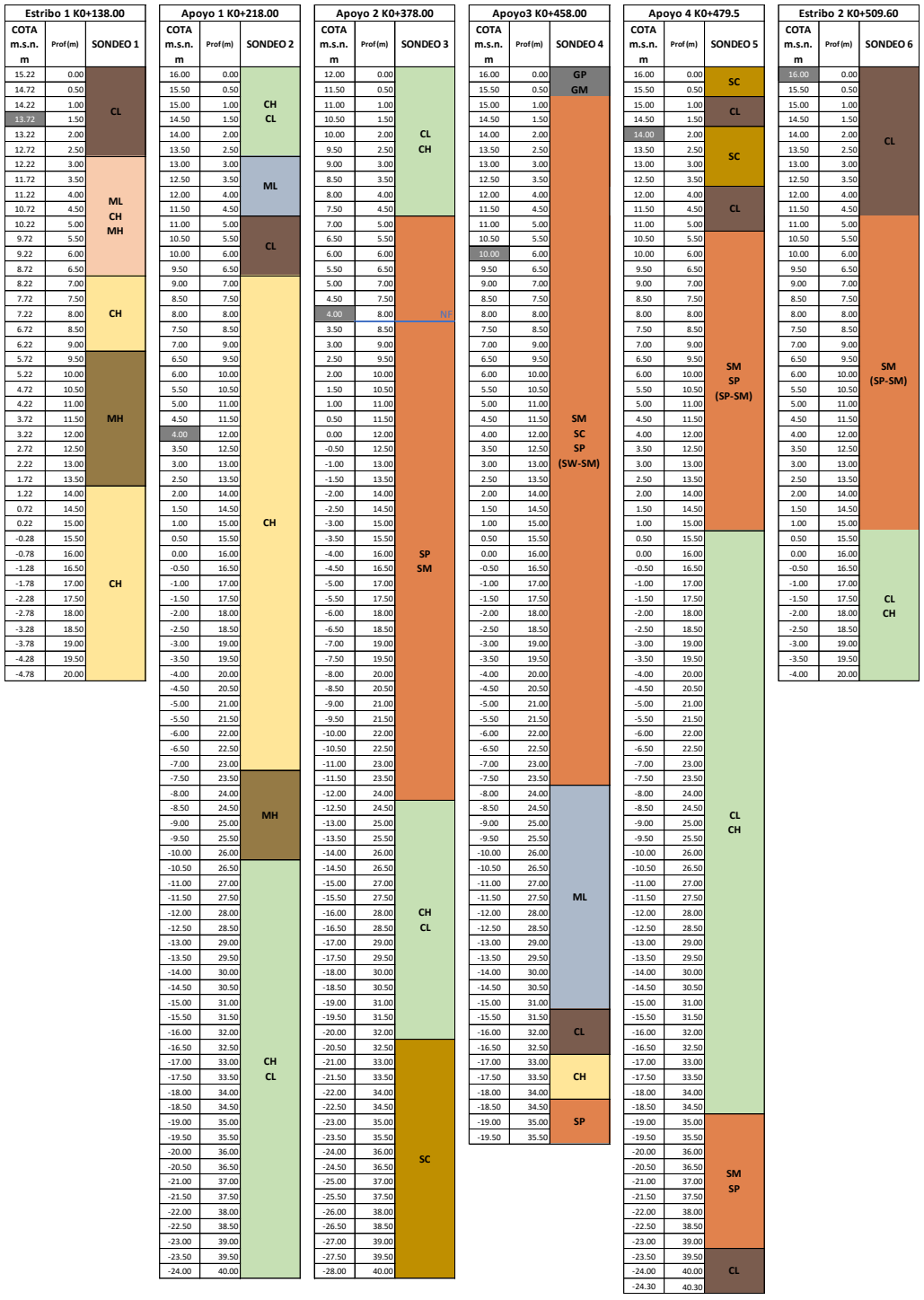


Figura 23. Registro de sondeos – Perfiles y secuencia estratigráfica

3.2 ENSAYO DE CAMPO – SPT

En los registros de campo se presentan reporte del ensayo de penetración estándar SPT, cara cada uno de los sondeos.

Es válido señalar que los ensayos de penetración estándar se limitaron a la profundidad de rechazo obtenida en profundidad, lo anterior quiere decir que el ensayo se realizó desde el inicio de la perforación hasta el punto donde la suma de la cantidad de golpes requerida para hincar el muestreador una profundidad de 45 cm alcanzo un numero de golpes superior a 50, a esta condición se la conoce como “rechazo” del suelo, sin embargo, no implica alguna condición errática en el ensayo, por el contrario, es una muestra que existen condiciones de compacidad o consistencia buenas del material.

NOTA: El valor de rechazo no es sinónimo de un estrato rígido continuo en toda la profundidad del sondeo, es válido presentar variaciones con estratos menos consolidados que pueden presentar estratos blandos que serán revisados en detalle. Es válido aclarar que un valor Nspt = 50 o mayor tampoco es sinónimo de contacto litológico con afloramiento rocoso, por lo cual no debe ser interpretado como punto de desplante de cimientos.

En la siguiente tabla se presenta la profundidad de ejecución del ensayo.

Tabla 8 Variación de profundidad en ensayo SPT por sondeo

SONDEO	PROFUNDIDAD TOTAL	PROFUNDIDAD DE ENSAYO (m)		N Rango de valores
	(m)	DESDE	HASTA	
S1	20	0.00	7.45	7 a 50
S2	40	0.00	6.55	9 a 50
S3	40	0.00	7.00	12 a 61
S4	40	0.45	2.25	21 a 46
S5	40.3	0.55	7.30	11 a 47
S6	20	0.45	4.95	13 a 49

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Todas las muestras que se obtengan de la campaña de exploración geotécnica serán enviadas a laboratorio para la realización de ensayos tanto en muestras alteradas como en muestras inalteradas.

CARACTERIZACIÓN FÍSICA:

Se realizarán sobre muestras alteradas e inalteradas obtenidas a diferentes profundidades. Los ensayos realizados son:

i. Análisis Granulométrico
Aplica para: Muestras en suelo

ii. Límites de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico, Índice de Plasticidad)
Aplica para: Muestras en suelo

iii. Humedad
Aplica para: Muestras en suelo y muestras de roca

iv. Densidad
Aplica para: Muestras en suelo y muestras de roca

v. Clasificación S.U.C.S y AASHTO
Aplica para: Muestras en Suelo

vi. Determinación de contenido de materia orgánica por Ignición
Aplica para: Muestras en Suelo

CARACTERIZACIÓN MECÁNICA:

Se realizarán sobre muestras de suelos aluviales granulares y cohesivos, suelos residuales cohesivos y roca con diferentes grados de meteorización, obtenidas a diferentes profundidades. Los ensayos realizados son:

i. Ensayo de resistencia a compresión inconfinada en muestra alterada.
Aplica para: Muestras en suelo y muestras de roca

ii. Ensayo de resistencia al corte directo consolidado - drenado (CD)
Aplica para: Muestras en suelo

iii. Ensayo de consolidación unidimensional - Edómetro
Aplica para: Muestras en suelo

Tabla 5 Normativa de referencia para la realización de ensayos

TIPOLOGÍA	ENSAYO	NORMA	MATERIAL
Ensayos de identificación	Análisis granulométrico por tamizado	I.N.V.E.-123	Suelos
	Determinación de los límites de Atterberg	I.N.V.E.-125 I.N.V.E.-126	
	Determinación de la humedad natural	I.N.V.E.-122	
	Determinación de contenido de materia orgánica por Ignición	I.N.V.E. -121	
	Determinación de la densidad seca	I.N.V.E. -146	
	Determinación de la densidad aparente	I.N.V.E. -146	
Ensayos mecánicos y de consolidación	Ensayo edométrico	I.N.V.E.-151	
	Ensayo de corte directo	I.N.V.E.-154	
	Ensayo de resistencia a compresión uniaxial	I.N.V.E.-152	
Ensayos de determinación de propiedades físicas	Determinación de la humedad natural	I.N.V.E. - 122	Rocas
	Determinación de la densidad seca	I.N.V.E - 222	
	Determinación de la densidad aparente	I.N.V.E - 222	
	Peso específico	I.N.V.E – 223-07	
Ensayos mecánicos	Ensayo de corte directo[1]	ASTM D 5607-08	
	Resistencia a compresión simple	NTC 1527-2000 ASTM D -2938	

Los sondeos ejecutados se realizaron con recobro continuo de muestra, hecho que puede ser verificado en los registros de campo donde se presenta la información y el registro fotográfico de las muestras obtenidas.

Luego de la verificación de la competencia de cada una de las muestras recuperadas fue posible obtener ordenes de ensayos para la ejecución de la campaña de ensayos la cual se enfoca en lograr la caracterización física y mecánica de los diferentes materiales presentes en la secuencia estratigráfica de cada punto de apoyo.

En la siguiente tabla, se resumen las cantidades y tipos de ensayos propuestos en los 6 sondeos.

[1] *Si bien el ensayo de corte directo en roca se presenta como una opción, no se cuenta con equipos ni laboratorios certificados que realicen la labor de forma certificada, razón por la cual se presenta únicamente como un ensayo deseable y de referencia. La parametrización de la roca se realizará con ensayos de campo*

Tabla 9. Ensayos de laboratorio – Caracterización - Puente Sinú

SONDEO	Prof. (m)	Granulometría	Limites	Humedad	Materia orgánica	Peso Unitario
S1	20	16	16	16	3	16
S2	40	17	17	17	3	17
S3	40	17	17	17	3	14
S4	40	16	16	16	3	6
S5	40.3	18	18	18	3	11
S6	20	16	16	16	3	11

Las actas de cada uno de los ensayos realizados en las muestras recuperadas de los sondeos hacen parte de los anexos del presente informe, en donde se presenta los resultados obtenidos, el encargado y responsable de ejecución así como los datos que se obtuvieron en cada muestra.

Tabla 10. Resultados de ensayos de laboratorio – Caracterización - Puente Sinú

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Granulometría			Limites			Clasificación	
					Grava	Arena	Finos	Liquido	Plástico	Índice Plasticidad	SUCS	AASHTO
1	1	S1-M1	0	0.45	0.00	8.98	91.02	56.26	28.68	27.59	CH	A-7-6(29)
1	2	S1-M2	0.45	0.9	0.60	27.70	71.70	39.29	23.04	16.25	CL	A-6-(11)
1	3	S1-M3	0.9	1.35	0.00	29.71	71.29	29.52	19.42	10.10	CL	A-4(5)
1	5	S1-M5	1.8	2.25	0.17	31.58	68.28	25.79	18.14	7.65	CL	A-4(3)
1	8	S1-M8	3.4	3.85	0.02	1.26	98.73	49.71	30.91	18.81	ML	A-7-5(23)
1	9	S1-M9	3.85	4.3	13.51	5.36	81.13	67.80	22.79	45.02	CH	A-7-6(39)
1	11	S1-M11	4.75	5.2	0.00	0.08	99.62	50.31	31.13	19.18	MH	A-7-5(24)
1	12	S1-M12	5.2	5.65	0.00	0.45	99.55	52.19	26.49	25.70	CH	A-7-6(30)
1	13	S1-M13	5.65	6.1	0.00	4.41	95.59	35.39	25.25	10.14	ML	A-4(11)
1	15	S1-M15	6.55	7	0.00	0.29	99.71	84.01	35.74	48.27	CH	A-7-5(60)
1	17	S1-M17	7.45	9	3.58	1.26	95.16	77.99	33.73	44.26	CH	A-7-5(51)
1	18	S1-M18	9	10.5	0.00	0.09	99.91	56.71	33.01	23.70	MH	A-7-5(30)
1	19	S1-M19	10.5	12	0.00	0.70	99.30	64.18	34.49	29.69	MH	A-7-5(37)
1	21	S1-M21	13.5	15	0.00	0.35	99.65	68.83	25.04	43.79	CH	A-7-6(51)
1	22	S1-M22	15	16.5	0.00	4.95	95.05	83.47	31.54	51.92	CH	A-7-5(59)
1	24	S1-M24	18	19	0.00	0.27	99.73	69.30	32.77	36.53	CH	A-7-5(45)
2	1	S2-M1	0	0.45	0.00	1.47	98.53	53.38	28.04	25.33	CH	A-7-6(30)
2	2	S2-M2	0.45	0.9	0.38	8.54	91.09	53.50	24.28	29.21	CH	A-7-6(30)
2	3	S2-M3	0.9	1.35	0.00	8.55	91.45	45.21	23.14	22.06	CL	A-7-6(22)
2	5	S2-M5	1.8	2.25	0.00	19.07	80.93	28.09	21.11	6.98	CL-ML	A-4(4)
2	7	S2-M7	2.7	3.15	2.20	5.96	91.84	37.04	24.73	12.31	ML	A-6(12)
2	9	S2-M9	3.85	4.3	0.00	22.34	77.66	34.88	26.62	8.26	ML	A-6(6)
2	11	S2-M11	4.75	5.2	0.00	6.04	93.96	48.56	12.74	35.83	CL	A-7-6(35)
2	13	S2-M13	5.65	6.1	0.00	14.52	85.48	40.26	24.90	15.36	CL	A-6(14)
2	15	S2-M15	6.55	8	0.00	0.17	99.83	76.76	35.11	41.66	CH	A-7-5(52)

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Granulometría			Limites			Clasificación	
					Grava	Arena	Finos	Liquido	Plástico	Índice Plasticidad	SUCS	AASHTO
2	17	S2-M17	9.5	11	0.00	7.10	92.90	67.39	28.12	39.26	CH	A-7-6(42)
2	19	S2-M19	12.5	14	0.00	0.22	99.78	87.92	35.62	52.30	CH	A-7-5(64)
2	23	S2-M23	18.5	20	0.00	0.48	99.52	77.93	29.62	48.31	CH	A-7-6(58)
2	26	S2-M26	23	24.5	0.00	1.87	98.13	68.82	35.33	33.49	MH	A-7-5(41)
2	29	S2-M29	27.5	29	0.00	0.18	99.82	62.83	31.46	31.37	CH	A-7-5(38)
2	31	S2-M31	30.5	32	0.00	11.94	88.06	49.40	15.59	33.81	CL	A-7-6(30)
2	32	S2-M32	32	33.5	0.00	19.42	80.58	50.31	19.37	30.94	CH	A-7-6(25)
2	35	S2-M35	36.5	38	0.00	0.95	99.05	50.53	23.64	26.89	CH	A-7-6(30)
3	1	S3-M1	0	0.45	0.00	4.33	95.67	48.99	24.39	24.60	CL	A-7-6(27)
3	2	S3-M2	0.45	0.9	0.00	10.35	89.65	43.70	18.52	25.18	CL	A-7-6(23)
3	3	S3-M3	0.9	1.35	9.60	11.72	78.68	60.12	30.49	29.63	CH	A-7-5(26)
3	5	S3-M5	1.8	2.25	1.67	7.01	91.32	47.23	25.10	22.13	CL	A-7-6(23)
3	7	S3-M7	2.7	3.15	0.00	4.75	95.25	44.87	24.63	20.40	CL	A-7-6(22)
3	9	S3-M9	3.6	4.05	0.00	2.43	97.58	41.48	25.70	15.79	CL	A-7-6(18)
3	12	S3-M12	5.1	5.55	5.98	82.35	11.67	NL	NP	NL-NP	SP-SM	A-1-b(0)
3	14	S3-M14	6	6.45	0.00	72.34	26.97	NL	NP	NL-NP	SM	A-2-4(0)
3	15	S3-M15	6.45	7	0.14	67.90	31.96	NL	NP	NL-NP	SM	A-2-4(0)
3	16	S3-M16	7	8.5	0.00	90.87	9.13	NL	NP	NL-NP	SP-SM	A-1-b(1)
3	18	S3-M18	10	11.5	0.00	89.09	10.91	NL	NP	NL-NP	SP-SM	A-1-b(0)
3	21	S3-M21	14.5	16	0.00	87.96	12.04	NL	NP	NL-NP	SM	A-2-4(0)
3	25	S3-M25	19.7	21.2	10.87	53.01	36.12	66.27	36.44	29.82	SM	A-7-5(5)
3	28	S3-M28	24.2	25.7	0.00	19.83	80.17	44.18	25.07	19.11	CL	A-7-6(16)
3	29	S3-M29	25.7	27.2	0.00	0.47	99.53	65.61	26.59	39.02	CH	A-7-6(46)
3	32	S3-M32	30.2	31.7	0.00	0.25	99.75	88.55	30.80	57.75	CH	A-7-5(69)
3	35	S3-M35	33.9	35.4	4.16	50.20	45.64	49.39	19.70	29.69	SC	A-7-6(9)
4	1	S4-M1	-	0.45	74.06	18.90	7.04	NL	NP	NP	GP-GM	A-1-a (1)
4	2	S4-M2	0.45	0.90	21.32	41.83	36.85	64.54	32.63	31.91	SM	A-7-5 (5)

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Granulometría			Limites			Clasificación	
					Grava	Arena	Finos	Liquido	Plástico	Índice Plasticidad	SUCS	AASHTO
4	3	S4-M3	0.90	1.35	18.25	35.94	45.81	30.34	15.60	14.75	SC	A-6 (3)
4	6	S4-M6	2.25	4.00	11.46	72.79	15.75	NL	NP	NP	SM	A-1-b (0)
4	7	S4-M7	4.00	5.50	13.68	86.29	0.04	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	9	S4-M9	7.00	8.50	10.18	89.77	0.04	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	11	S4-M11	10.00	11.50	10.77	86.29	2.94	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	13	S4-M13	13.00	14.50	17.95	82.05	0.00	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	14	S4-M14	14.50	16.00	16.94	77.07	5.99	NL	NP	NP	SW-SM	A-1-b (1)
4	15	S4-M15	16.00	17.50	20.84	78.96	0.20	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	19	S4-M19	22.00	23.50	3.79	95.92	0.29	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
4	22	S4-M22	26.50	28.00	0.00	3.15	96.85	35.46	25.30	10.16	ML	A-4 (11)
4	24	S4-M24	29.50	31.00	2.39	94.93	2.68	NL	NP	NP	-	-
4	25	S4-M25	31.00	32.50	0.00	44.88	55.12	38.80	24.48	14.32	CL	A-6 (6)
4	26	S4-M26	32.50	34.00	0.00	1.80	98.20	61.88	26.83	35.04	CH	A-7-6 (40)
4	27	S4-M27	34.00	35.50	2.19	96.90	0.91	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
5	1	S5-M1	-	0.50	13.23	44.08	42.69	35.52	16.07	19.45	SC	A-6 (4)
5	2	S5-M2	0.50	0.95	13.15	31.99	54.87	33.35	20.11	13.24	CL	A-6 (5)
5	4	S5-M4	1.40	1.85	9.46	44.66	45.88	35.63	21.19	14.44	SC	A-6 (3)
5	9	S5-M9	3.65	4.10	7.63	33.16	59.21	32.69	19.71	12.98	CL	A-6 (5)
5	11	S5-M11	4.55	5.00	18.86	20.38	60.76	33.29	16.92	16.38	CL	A-6 (7)
5	13	S5-M13	5.45	5.90	4.50	75.96	19.53	NL	NP	NP	SM	A-2-4 (0)
5	14	S5-M14	5.90	6.35	13.47	65.03	21.50	NL	NP	NP	SM	A-2-4 (0)
5	16	S5-M16	6.80	7.30	4.96	92.13	2.91	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
5	18	S5-M18	8.80	10.30	1.76	91.94	6.30	NL	NP	NP	SP-SM	A-3 (1)
5	20	S5-M20	11.80	13.30	15.81	83.58	0.62	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
5	22	S5-M22	14.80	16.30	0.00	0.60	99.40	66.56	23.82	42.74	CH	A-7-6 (49)
5	23	S5-M23	16.30	17.80	0.00	0.28	99.72	29.45	18.86	10.59	CL	A-6 (10)
5	26	S5-M26	20.80	23.10	0.38	2.04	97.58	35.54	17.50	18.04	CL	A-6 (18)

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Granulometría			Limites			Clasificación	
					Grava	Arena	Finos	Liquido	Plástico	Índice Plasticidad	SUCS	AASHTO
5	31	S5-M31	28.30	29.80	12.97	79.16	7.86	NL	NP	NP	-	-
5	33	S5-M33	31.30	32.80	0.00	3.34	96.66	33.35	22.82	10.53	CL	A-6 (11)
5	35	S5-M35	34.30	35.80	12.33	72.78	14.89	NL	NP	NP	SM	A-1-b (0)
5	36	S5-M36	35.80	37.30	3.64	92.98	3.39	NL	NP	NP	SP	A-1-b (1)
5	38	S5-M38	38.80	40.30	0.00	6.68	93.32	34.35	21.42	12.94	CL	A-6 (12)
6	1	S6-M1	-	0.45	0.00	6.59	93.41	45.43	25.48	19.96	CL	A-7-6 (21)
6	2	S6-M2	0.45	0.90	1.62	8.60	89.78	39.58	23.89	15.69	CL	A-6 (15)
6	3	S6-M3	0.90	1.35	0.00	9.14	90.86	40.96	22.09	18.87	CL	A-7-6 (18)
6	5	S6-M5	1.80	2.25	1.06	7.74	91.21	44.02	24.32	19.70	CL	A-7-6 (20)
6	7	S6-M7	2.70	3.15	0.00	8.09	91.91	41.33	24.31	17.02	CL	A-7-6 (17)
6	8	S6-M8	3.15	3.60	0.00	6.36	93.64	41.87	23.17	10.70	CL	A-7-6 (19)
6	9	S6-M9	3.60	4.05	0.43	8.33	91.25	44.47	22.21	22.26	CL	A-7-6 (22)
6	10	S6-M10	4.05	4.50	0.00	5.91	94.09	39.77	20.15	19.62	CL	A-6 (19)
6	11	S6-M11	4.50	4.95	7.86	77.44	14.70	NL	NP	NP	SM	A-2-4 (0)
6	12	S6-M12	4.95	6.50	4.54	87.85	7.61	NL	NP	NP	SP-SM	A-3 (1)
6	14	S6-M14	8.00	9.50	4.13	84.06	11.81	NL	NP	NP	SP-SM	A-2-4 (0)
6	15	S6-M15	9.50	11.00	5.24	81.19	13.57	NL	NP	NP	SM	A-2-4 (0)
6	16	S6-M16	11.00	12.50	12.98	80.79	6.23	NL	NP	NP	SP-SM	A-3 (1)
6	18	S6-M18	14.80	15.50	5.04	18.86	76.10	37.10	19.50	17.59	CL	A-6 (12)
6	20	S6-M20	17.00	18.50	1.03	1.85	97.12	61.56	20.61	40.96	CH	A-7-6 (45)
6	21	S6-M21	18.50	20.00	0.00	0.47	99.53	62.03	16.07	45.96	CH	A-7-6 (50)

En lo referente al contenido de materia orgánica en cada sondeo han sido evaluados 3 muestras (generalmente superficiales) con el proposito de verificar si existe un contenido constante o si por el contrario se encuentra variando de conformidad con la profundidad del sondeo aumenta.

Tabla 11 Contenido de materia orgánica en muestras superficiales

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	CLASIFICACIÓN		% M.O.
1	1	S1-M1	0	0.45	CH	A-7-6(29)	5.35
1	2	S1-M2	0.45	0.9	CL	A-6-(11)	3.58
1	3	S1-M3	0.9	1.35	CL	A-4(5)	2.62
2	1	S2-M1	0	0.45	CH	A-7-6(30)	4.29
2	2	S2-M2	0.45	0.9	CH	A-7-6(30)	4.33
2	3	S2-M3	0.9	1.35	CL	A-7-6(22)	3.55
3	1	S3-M1	0	0.45	CL	A-7-6(27)	4.23
3	2	S3-M2	0.45	0.9	CL	A-7-6(23)	4.03
3	3	S3-M3	0.9	1.35	CH	A-7-5(26)	3.09
4	1	S4-M1	-	0.45	GP-GM	A-1-a (1)	1.57
4	2	S4-M2	0.45	0.90	SM	A-7-5 (5)	6.94
4	3	S4-M3	0.90	1.35	SC	A-6 (3)	2.27
5	1	S5-M1	-	0.50	SC	A-6 (4)	4.17
5	2	S5-M2	0.50	0.95	CL	A-6 (5)	4.00
5	3	S5-M3	0.95	1.40			4.21
6	1	S6-M1	-	0.45	CL	A-7-6 (21)	5.25
6	2	S6-M2	0.45	0.90	CL	A-6 (15)	3.89
6	3	S6-M3	0.90	1.35	CL	A-7-6 (18)	2.93

En promedio el contenido de materia orgánica determinado en los primeros 2.0 m de capa de suelo aluvial donde se va a implantar la estructura tiene variaciones entre 1.57% y un 6.94% para un valor promedio de %M.O. = 3.91 con una desviación estándar de 1.22.

5. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

5.1 DESCRIPCIÓN DE SONDEOS

SONDEO 1

Tiene una profundidad total de 20 m.
De 0.0 m a 2.3 m el suelo es fino tipo arcilla de baja plasticidad (CL), que varía entre 7 y 19 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), en promedio el suelo tiene 24.49% de partículas de arena, un 75.57% de suelos finos y el restante es suelo granular, en promedio el suelo presenta un 37.7% de limite líquido, un 22.3% de limite plástico y un índice de plasticidad del 22.32%. Entre 0.9 m y 1.35 m este estrato de suelo tiene un valor de compresión inconfinada de 3.25 kg/cm2 y unos parámetros promedio de resistencia al corte: Cohesión= 1.63 kg/cm2 Modulo de elasticidad= 760.19°.

De 2.3 m a 6.6 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre limos y arcillas, en el ensayo de penetración estándar (SPT) varía entre 0 y 28 golpes, en promedio el suelo tiene 2.31% de partículas de arena, un 94.92% de suelos finos y el restante es suelo granular, en promedio el suelo presenta un 56.57% de limite líquido, un 28.72% de limite plástico y un índice de plasticidad del 27.85%. Entre 4.3 m y 4.75 m este estrato de suelo tiene un valor de compresión inconfinada de 0.81 kg/cm2 y unos parámetros promedio de resistencia al corte: Cohesión= 0.41 kg/cm2 Modulo de elasticidad= 45.81°.

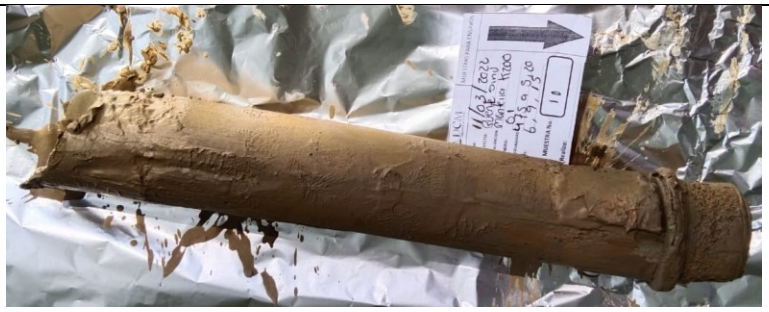
De 6.6 m a 20 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre limos y arcillas, en promedio el suelo tiene 15.34% de partículas de arena, un 84.11% de suelos finos y el restante es suelo granular, en promedio el suelo presenta un 62.9% de limite líquido, un 31.9% de limite plástico y un índice de plasticidad del 32.23%. Entre 7.0 m y 7.45 m este estrato de suelo tiene un valor de compresión inconfinada de 1.9 kg/cm2 y unos parámetros promedio de resistencia al corte: Cohesión= 0.95 kg/cm2 Modulo de elasticidad= 209.91°.







Sondeo 1 - Muestra No. 1– Arcilla de alta plasticidad CH



Sondeo 1 - Muestra No. 11 – Limo de alta plasticidad MH



Sondeo 1 - Muestra No. 25 – Arcilla de alta plasticidad CH

Figura 24 Exploración y Muestras Sondeo S1

SONDEO 2

Tiene una profundidad total de 40 m.
De 0.0 m a 40 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre limos y arcillas, en promedio el suelo tiene 8.04% de partículas de arena, un 91.80% de suelos finos y el restante es suelo granular, en promedio el suelo presenta un 53.94% de limite líquido, un 24.61% de limite plástico y un índice de plasticidad del 30.33%.

En promedio entre 6.1 m y 12.5 m este estrato de suelo tiene un valor de compresión inconfinada de 1.39 kg/cm2 y unos parámetros promedio de resistencia al corte: Cohesión= 0.70 kg/cm2 Modulo de elasticidad= 188.15°.







Sondeo 2 - Muestra No. 3 – Arcilla de baja plasticidad CL



Sondeo 2 - Muestra No. 13 – Arcilla de baja plasticidad CL



Sondeo 2 - Muestra No. 19 – Arcilla de alta plasticidad CH



Sondeo 2 - Muestra No. 35 – Arcilla de alta plasticidad CH

Figura 25 Exploración y Muestras Sondeo S2

SONDEO 3

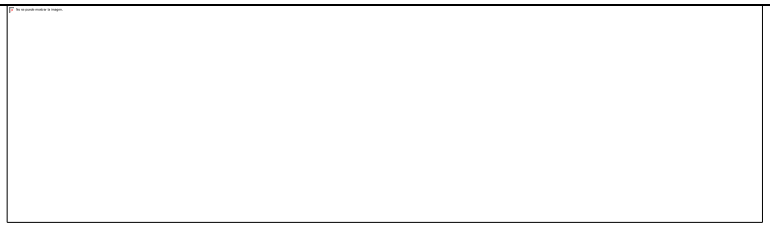
Tiene una profundidad total de 40 m, el nivel freático aflora a 8 m de profundidad.
De 0.0 m a 4,5 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre arcillas de baja y alta plasticidad, que varía entre 12 y 49 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), en promedio el suelo tiene 6.77% de partículas de arena, un 91.36% de suelos finos y el restante es suelo granular, en promedio el suelo presenta un 47.73% de limite líquido, un 24.81% de limite plástico y un índice de plasticidad del 22.96%.
De 4.5 m a 24.2 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de arenas y suelos arenosos, en promedio el suelo tiene 77.65% de partículas de arena, un 19.83% de suelos finos y el restante es suelo granular.

De 24.2 m a 32.4 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían varía entre arcillas de baja y alta plasticidad, en promedio el suelo tiene 6.85% de partículas de arena y un 93.15% de suelos finos, en promedio el suelo presenta un 66.1% de limite líquido, un 27.5% de limite plástico y un índice de plasticidad del 38.63%.

De 32.4 m a 40 m se tiene una arena arcillosa (SC), en promedio el suelo tiene el suelo tiene 50.2% de partículas de arena, un 45.64% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 49.39% de limite líquido, un 19.7% de limite plástico y un índice de plasticidad del 29.69%.






Sondeo 3 - Muestra No. 1 – Arcilla de baja plasticidad CL

Sondeo 3 - Muestra No. 9 – Arcilla de baja plasticidad CL

Sondeo 3 - Muestra No. 21 – Arena Limosa SM

Sondeo 3 - Muestra No. 35 – Arena Arcillosa SC

Sondeo 3 - Muestra No. 36 – Arcilla baja plasticidad CL

Figura 26 Exploración y Muestras Sondeo S3

SONDEO 4

Tiene una profundidad total de 35.5 m.
De 0.00 m a 0.45 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de gravas y suelos gravosos, en el ensayo de penetración estándar (SPT) se tienen 21 golpes, el suelo tiene 18.9% de partículas de arena, un 7.04% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.
De 0.45 m a 23.5 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de arenas y suelos arenosos, en promedio el suelo tiene 74.69% de partículas de arena, un 10.79% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.

De 23.5 m a 31.00 m se tienen suelos finos tipo limos de baja plasticidad (ML), en promedio el suelo tiene 49.04% de partículas de arena, un 49.77% de suelos finos y el restante es suelo granular.

De 31.00 m a 34.00 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre arcillas de baja y alta plasticidad, en promedio el suelo tiene 23.34% de partículas de arena, un 76.66% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 50.34% de limite líquido, un 25.66% de limite plástico y un índice de plasticidad del 24.68%.

De 34.00 m a 35.5 m se tiene una arena mal graduada (SP), el suelo tiene 96.9% de partículas de arena, un 0.91% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.







Sondeo 4 - Muestra No. 2 – Arena Limosa SM



Sondeo 4 - Muestra No. 9 – Arena mal gradada SP



Sondeo 4 - Muestra No. 19 – Arena mal gradada SP



Sondeo 4 - Muestra No. 25 – Arcilla de alta plasticidad CH



Sondeo 4 - Muestra No. 30 – Arena Mal gradada SP

Figura 27 Exploración y Muestras Sondeo S4

SONDEO 5

Tiene una profundidad total de 40.3 m.
De 0 .0 m a 0.5 m se tiene una arena arcillosa (SC), el suelo tiene 44.08% de partículas de arena, un 42.69% de suelos finos y el restante es suelo granular.
De 0.5 m a 1.4 m el suelo es fino tipo arcilla de baja plasticidad (CL), que varía entre 11 y 14 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), en promedio el suelo tiene 31.99% de partículas de arena, un 54.87% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 33.35% de limite líquido, un 20.1% de limite plástico y un índice de plasticidad del 13.24%.

De 1.4 m 3.65 m se tiene una arena arcillosa (SC), que varía entre 11 y 24 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT).

De 3.65 m a 5.00 m el suelo es fino tipo arcilla de baja plasticidad (CL), que varía entre 15 y 23 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), el suelo tiene 26.77% de partículas de arena, un 59.99% de suelos finos y el restante es suelo granular, este presenta un 32.99% de limite líquido, un 18.32% de limite plástico y un índice de plasticidad del 14.68%.
De 5.0 m a 14.8 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de arenas y suelos arenosos, en promedio el suelo tiene 81.73% de partículas de arena, un 10.17% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.

De 14.8 m a 34.3 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre arcillas de baja y alta plasticidad, en promedio el suelo tiene 21.29% de partículas de arena, un 80.24% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 41.23% de limite líquido, un 20.75% de limite plástico y un índice de plasticidad del 20.48%.

De 34.3 m a 38.8 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de arenas y suelos arenosos, en promedio el suelo tiene 82.88% de partículas de arena, un 9.14% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.

De 38.8 m a 40.3 m el suelo es fino tipo arcilla de baja plasticidad (CL), el suelo tiene 6.69% de partículas de arena, un 93.32% de suelos finos y el restante es suelo

granular, este presenta un 34.35% de limite líquido, un 21.42% de limite plástico y un índice de plasticidad del 12.94%.









Sondeo 5 - Muestra No. 4 – Arena Arcillosa SC



Sondeo 5 - Muestra No. 11 – Arcilla de baja plasticidad CL



Sondeo 5 - Muestra No. 18 – Arena mal gradada limosa SP-SM



Sondeo 5 - Muestra No. 22 – Arcilla de alta plasticidad CH



Sondeo 5 - Muestra No. 38 – Arcilla de Baja Plasticidad CL

Figura 28 Exploración y Muestras Sondeo S5

SONDEO 6

Tiene una profundidad total de 20 m.
de 0.00 a 4.50 m el suelo es fino tipo arcilla de baja plasticidad (CL), que varía entre 13 y 31 golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), en promedio el suelo tiene 7.6% de partículas de arena, un 92.02% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 42.18% de limite líquido, un 23.20% de limite plástico y un índice de plasticidad del 17.98%.

de 4.5 m a 14.8 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelos granulares de arenas y suelos arenosos, en promedio el suelo tiene 82.27% de partículas de arena, un 10.78% de suelos finos y el restante es suelo granular, no liquido no plástico.

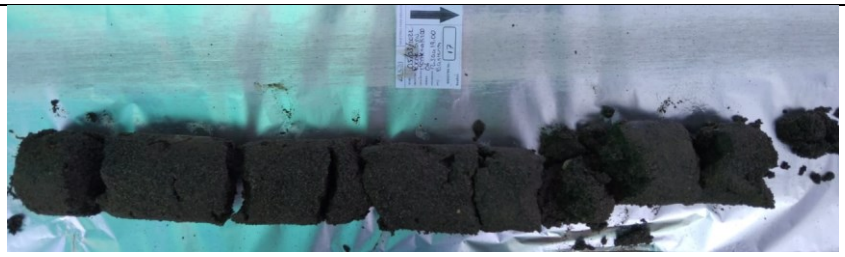
de 14.8 m a 20.0 m el suelo se presenta con intercalaciones de lentes de suelo fino que varían entre arcillas de baja y alta plasticidad, en promedio el suelo tiene 7.06% de partículas de arena, un 90.92% de suelos finos y el restante es suelo granular, este en promedio presenta un 53.56% de limite líquido, un 18.73% de limite plástico y un índice de plasticidad del 34.84%.



Sondeo 6 - Muestra No. 3 – Arcilla de baja plasticidad CL



Sondeo 6 - Muestra No. 12 – Arena mal gradada limosa SP-SM



Sondeo 6 - Muestra No. 17 – Arena mal gradada limosa SP-SM



Sondeo 6 - Muestra No. 19 – Arcilla de Baja Plasticidad CL

Figura 29 Exploración y Muestras Sondeo S6

5.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Estribo 1 K0+138.00

COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 1	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm2)
15.00	0.00				
14.50	0.50	CL %F = 75.5 %A = 24.5 %G = 1 LL=38 LP=22 IP=16 W% = 11.4	8		
14.00	1.00		10	1.63	760.19
13.50	1.50		7		
13.00	2.00		15		
12.50	2.50		18		
12.00	3.00		8		
11.50	3.50	ML CH MH %F = 95 %A = 2 %G = 3 LL=51 LP=27 IP=24 W% = 34			
11.00	4.00		13		
10.50	4.50		16	0.41	45.81
10.00	5.00		23		
9.50	5.50		26		
9.00	6.00		20		
8.50	6.50		19		
8.00	7.00	CH %F = 97.5 %A = 1 %G = 1.5 LL=81 LP=35 IP=46 W% = 41	33		
7.50	7.50		43	0.95	209.91
7.00	8.00		59		
6.50	8.50				
6.00	9.00				
5.50	9.50	MH %F = 99.6 %A = 0.4 %G = 0.0 LL=60 LP=34 IP=26 W% = 38			
5.00	10.00				
4.50	10.50				
4.00	11.00				
3.50	11.50				
3.00	12.00				
2.50	12.50				
2.00	13.00				
1.50	13.50				
1.00	14.00	CH %F = 65 %A = 35 %G = 0 LL=62 LP=31 IP=31 W% = 53			
0.50	14.50				
0.00	15.00				
-0.50	15.50				
-1.00	16.00				
-1.50	16.50				
-2.00	17.00				
-2.50	17.50				
-3.00	18.00				
-3.50	18.50				
-4.00	19.00				
-4.50	19.50				
-5.00	20.00				

Estribo 2 K0+509.60

COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 6	N60	c (kg/cm 2)	phi (°)
16.00	0.00				
15.50	0.50		16		
15.00	1.00		12		
14.50	1.50	CL % F = 92 % A = 7.6 % G = 0.4 LL=42.2 LP=23.2 IP= 19 W% = 18.9	14		
14.00	2.00		17		
13.50	2.50		14		
13.00	3.00		16		
12.50	3.50		23		
12.00	4.00		30		
11.50	4.50		33		
11.00	5.00		52		
10.50	5.50				
10.00	6.00				
9.50	6.50				
9.00	7.00				
8.50	7.50				
8.00	8.00				
7.50	8.50	SM (SP-SM) %F = 11 %A = 82 %G = 7 LL=NL LP=NP IP= NL-NP W% =			
7.00	9.00				
6.50	9.50				
6.00	10.00				
5.50	10.50				
5.00	11.00				
4.50	11.50				
4.00	12.00				
3.50	12.50				
3.00	13.00				
2.50	13.50				
2.00	14.00				
1.50	14.50				
1.00	15.00				
0.50	15.50				
0.00	16.00				
-0.50	16.50	CL CH %F = 91 %A = 7 %G = 2 LL=53.6 LP=18.7 IP= 34.9 W% = 35.3			
-1.00	17.00				
-1.50	17.50				
-2.00	18.00				
-2.50	18.50			0.25	8.2
-3.00	19.00				
-3.50	19.50				
-4.00	20.00				

Figura 30 Perfil estratigráfico Sondeo 01 y Sondeo 06

Apoyo 1 K0+218.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 2	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
16.00	0.00	CH CL %F = 90.5 %A = 9.4 %G = 0.1 LL=43 LP=25 IP=18 W% = 17.4			
15.50	0.50		8		
15.00	1.00		15		
14.50	1.50		16		
14.00	2.00		12		
13.50	2.50		10		
13.00	3.00	ML %F = 85 %A = 14 %G = 1 LL=36 LP=26 IP=10 W% = 20	11		
12.50	3.50				
12.00	4.00		28		
11.50	4.50		24		
11.00	5.00	CL %F = 90 %A = 10 %G = 0.0 LL=44 LP=19 IP=25 W% = 25	28		
10.50	5.50		21		
10.00	6.00		21		
9.50	6.50		59	0.92	182.28
9.00	7.00	CH %F = 97.5 %A = 2.5 %G = 0.0 LL=78 LP=32 IP=46 W% = 47			
8.50	7.50				
8.00	8.00				
7.50	8.50				
7.00	9.00				
6.50	9.50			0.27	79.54
6.00	10.00				
5.50	10.50				
5.00	11.00				
4.50	11.50				
4.00	12.00				
3.50	12.50			0.9	302.62
3.00	13.00				
2.50	13.50				
2.00	14.00				
1.50	14.50				
1.00	15.00				
0.50	15.50				
0.00	16.00				
-0.50	16.50				
-1.00	17.00				
-1.50	17.50				
-2.00	18.00				
-2.50	18.50				
-3.00	19.00				
-3.50	19.50				
-4.00	20.00				
-4.50	20.50				
-5.00	21.00				
-5.50	21.50				
-6.00	22.00				
-6.50	22.50				
-7.00	23.00				

Apoyo 1 K0+218.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 2	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
-7.50	23.50	MH %F = 98 %A = 2.0 %G = 0.0 LL=69 LP=35 IP=34 W% = 30			
-8.00	24.00				
-8.50	24.50				
-9.00	25.00				
-9.50	25.50				
-10.00	26.00				
-10.50	26.50	CH CL %F = 89 %A = 11 %G = 0.0 LL=50 LP=20 IP=30 W% = 18			
-11.00	27.00				
-11.50	27.50				
-12.00	28.00				
-12.50	28.50				
-13.00	29.00				
-13.50	29.50				
-14.00	30.00				
-14.50	30.50				
-15.00	31.00				
-15.50	31.50				
-16.00	32.00				
-16.50	32.50				
-17.00	33.00				
-17.50	33.50				
-18.00	34.00				
-18.50	34.50				
-19.00	35.00				
-19.50	35.50				
-20.00	36.00				
-20.50	36.50				
-21.00	37.00				
-21.50	37.50				
-22.00	38.00				
-22.50	38.50				
-23.00	39.00				
-23.50	39.50				
-24.00	40.00				

Figura 31 Perfil estratigráfico Sondeo 02

Apoyo 2 K0+378.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 3	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
12.00	0.00				
11.50	0.50		14		
11.00	1.00	CL	46		
10.50	1.50	CH	22		
10.00	2.00	%F = 91	14		
9.50	2.50	%A = 7.0	17		
9.00	3.00	%G = 2.0	13		
8.50	3.50	LL=48 LP=25 IP=23	11		
8.00	4.00	W% =	12		
7.50	4.50		14		
7.00	5.00		15		
6.50	5.50		24		
6.00	6.00		27		
5.50	6.50		59		
5.00	7.00		72		
4.50	7.50				
4.00	8.00	NF			
3.50	8.50				
3.00	9.00				
2.50	9.50				
2.00	10.00				
1.50	10.50				
1.00	11.00				
0.50	11.50				
0.00	12.00				
-0.50	12.50				
-1.00	13.00				
-1.50	13.50				
-2.00	14.00				
-2.50	14.50				
-3.00	15.00	SP			
-3.50	15.50	SM			
-4.00	16.00	%F = 20			
-4.50	16.50	%A = 78			
-5.00	17.00	%G = 2.0			
-5.50	17.50	LL=66 LP=36 IP=30			
-6.00	18.00	W% =			
-6.50	18.50	Datos de limites de 1 muestra			
-7.00	19.00				
-7.50	19.50				
-8.00	20.00				
-8.50	20.50				
-9.00	21.00				
-9.50	21.50				
-10.00	22.00				
-10.50	22.50				
-11.00	23.00				
-11.50	23.50				
-12.00	24.00				

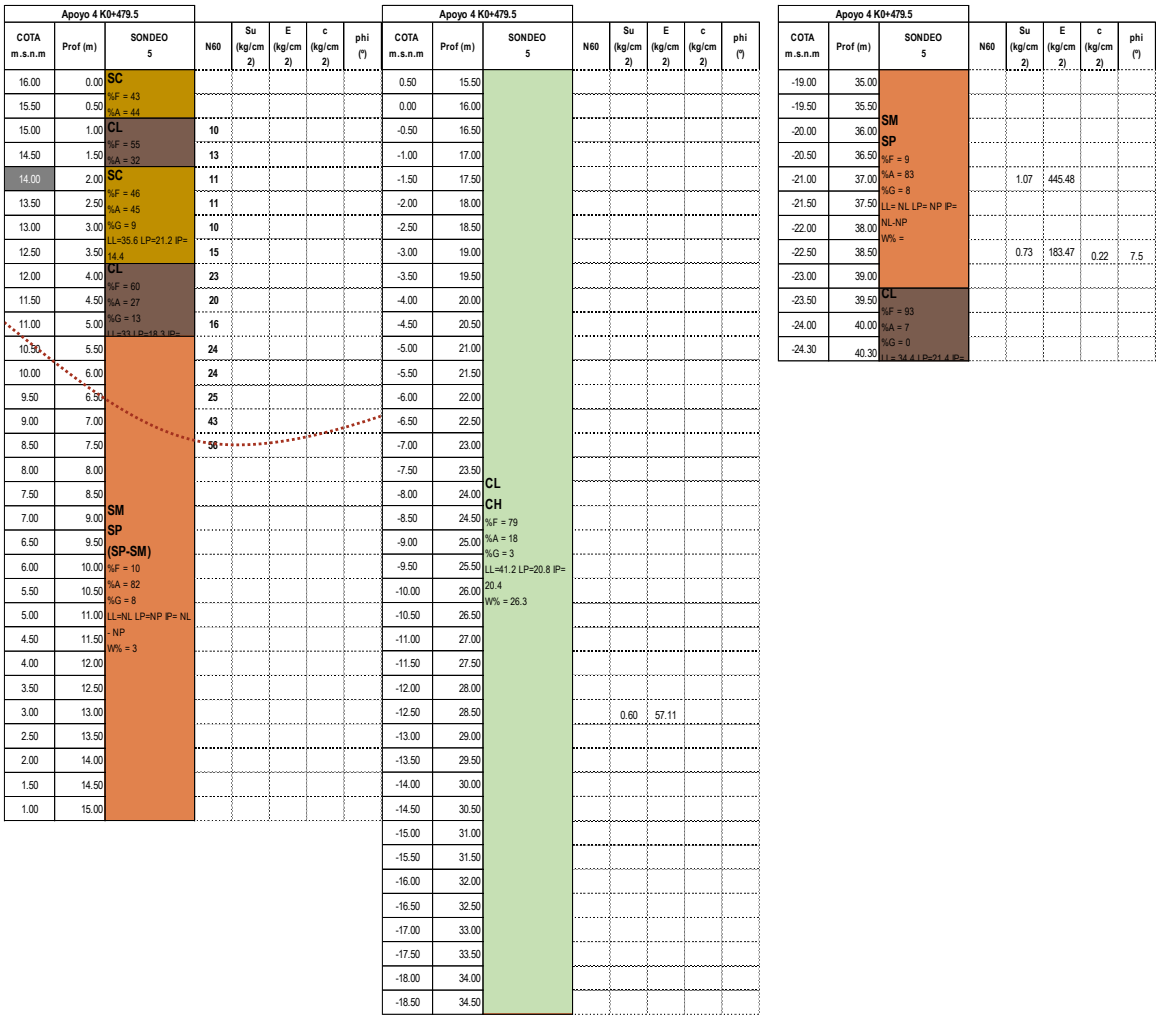
Apoyo 2 K0+378.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 3	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
-12.50	24.50				
-13.00	25.00				
-13.50	25.50				
-14.00	26.00				
-14.50	26.50				
-15.00	27.00	CH			
-15.50	27.50	CL			
-16.00	28.00	%F = 93			
-16.50	28.50	%A = 7			
-17.00	29.00	%G = 0			
-17.50	29.50	LL=66 LP=28 IP=38			
-18.00	30.00	W% =			
-18.50	30.50				
-19.00	31.00				
-19.50	31.50				
-20.00	32.00				
-20.50	32.50				
-21.00	33.00				
-21.50	33.50				
-22.00	34.00				
-22.50	34.50				
-23.00	35.00	SC			
-23.50	35.50	%F = 46			
-24.00	36.00	%A = 50			
-24.50	36.50	%G = 4			
-25.00	37.00	LL=49 LP=20 IP=29			
-25.50	37.50	W% =			
-26.00	38.00	Datos de limites y granulometria de 1 muestra			
-26.50	38.50				
-27.00	39.00				
-27.50	39.50				
-28.00	40.00				

Figura 32 Perfil estratigráfico Sondeo 03

Apoyo3 K0+458.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 4	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
16.00	0.00	GP			
15.50	0.50	GM %F = 7			
15.00	1.00		20		
14.50	1.50		25		
14.00	2.00		26		
13.50	2.50		43		
13.00	3.00				
12.50	3.50				
12.00	4.00				
11.50	4.50				
11.00	5.00				
10.50	5.50				
10.00	6.00				
9.50	6.50				
9.00	7.00				
8.50	7.50				
8.00	8.00				
7.50	8.50				
7.00	9.00				
6.50	9.50				
6.00	10.00				
5.50	10.50	SM			
5.00	11.00	SC			
4.50	11.50	SP			
4.00	12.00	(SW-SM) %F = 11			
3.50	12.50	%A = 75			
3.00	13.00	%G = 14			
2.50	13.50	LL=NL LP=NP IP=NL-NP			
2.00	14.00	W% = 3,4			
1.50	14.50				
1.00	15.00				
0.50	15.50				
0.00	16.00				
-0.50	16.50				
-1.00	17.00				
-1.50	17.50				
-2.00	18.00				
-2.50	18.50				
-3.00	19.00				
-3.50	19.50				
-4.00	20.00				
-4.50	20.50				
-5.00	21.00				
-5.50	21.50				
-6.00	22.00				
-6.50	22.50				
-7.00	23.00				
-7.50	23.50				

Apoyo3 K0+458.00					
COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 4	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)
-8.00	24.00				
-8.50	24.50				
-9.00	25.00				
-9.50	25.50				
-10.00	26.00	ML			
-10.50	26.50	%F = 50		0.49	41.51
-11.00	27.00	%A = 49 %G = 1			
-11.50	27.50	LL=35.5 LP=25.3			
-12.00	28.00	IP=10.2 W% = 7.4			
-12.50	28.50	Datos de limites de			
-13.00	29.00	1 muestra			
-13.50	29.50				
-14.00	30.00				
-14.50	30.50				
-15.00	31.00				
-15.50	31.50	CL %F = 55			
-16.00	32.00	%A = 45			
-16.50	32.50	%G = 0 LL=38.8 LP=24.5		0.33	27.65
-17.00	33.00	CH %F = 98			
-17.50	33.50	%A = 2			
-18.00	34.00	%G = 0 LL=61.9 LP=26.8		1.02	97.08
-18.50	34.50	SP %F = 1			
-19.00	35.00	%A = 97			
-19.50	35.50	%G = 2 LL=NL LP=NP IP=NL			

Figura 33 Perfil estratigráfico Sondeo 04



Apoyo 4 K0+479.5

COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 5	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)	c (kg/cm 2)	phi (°)
16.00	0.00	SC %F = 43 %A = 44					
15.50	0.50						
15.00	1.00	CL %F = 55 %A = 32	10				
14.50	1.50		13				
14.00	2.00	SC %F = 46 %A = 45 %G = 9 LL=35.6 LP=21.2 IP= 14.4	11				
13.50	2.50		11				
13.00	3.00		10				
12.50	3.50		15				
12.00	4.00	CL %F = 60 %A = 27 %G = 13	23				
11.50	4.50		20				
11.00	5.00		16				
10.50	5.50	SM SP (SP-SM) %F = 10 %A = 82 %G = 8 LL=NL LP=NP IP= NL -NP W% = 3	24				
10.00	6.00		24				
9.50	6.50		25				
9.00	7.00		43				
8.50	7.50		56				
8.00	8.00						
7.50	8.50						
7.00	9.00						
6.50	9.50						
6.00	10.00						
5.50	10.50						
5.00	11.00						
4.50	11.50						
4.00	12.00						
3.50	12.50						
3.00	13.00						
2.50	13.50						
2.00	14.00						
1.50	14.50						
1.00	15.00						

Apoyo 4 K0+479.5

COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 5	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)	c (kg/cm 2)	phi (°)
0.50	15.50	CL CH %F = 79 %A = 18 %G = 3 LL=41.2 LP=20.8 IP= 20.4 W% = 26.3					
0.00	16.00						
-0.50	16.50						
-1.00	17.00						
-1.50	17.50						
-2.00	18.00						
-2.50	18.50						
-3.00	19.00						
-3.50	19.50						
-4.00	20.00						
-4.50	20.50						
-5.00	21.00						
-5.50	21.50						
-6.00	22.00						
-6.50	22.50						
-7.00	23.00						
-7.50	23.50						
-8.00	24.00						
-8.50	24.50						
-9.00	25.00						
-9.50	25.50						
-10.00	26.00						
-10.50	26.50						
-11.00	27.00						
-11.50	27.50						
-12.00	28.00						
-12.50	28.50			0.60	57.11		
-13.00	29.00						
-13.50	29.50						
-14.00	30.00						
-14.50	30.50						
-15.00	31.00						
-15.50	31.50						
-16.00	32.00						
-16.50	32.50						
-17.00	33.00						
-17.50	33.50						
-18.00	34.00						
-18.50	34.50						

Apoyo 4 K0+479.5

COTA m.s.n.m	Prof (m)	SONDEO 5	N60	Su (kg/cm 2)	E (kg/cm 2)	c (kg/cm 2)	phi (°)
-19.00	35.00	SM SP %F = 9 %A = 83 %G = 8 LL= NL LP= NP IP= NL-NP W% =		1.07	445.48		
-19.50	35.50						
-20.00	36.00						
-20.50	36.50						
-21.00	37.00						
-21.50	37.50						
-22.00	38.00						
-22.50	38.50			0.73	183.47	0.22	7.5
-23.00	39.00						
-23.50	39.50	CL %F = 93 %A = 7 %G = 0					
-24.00	40.00						
-24.30	40.30						

Figura 34 Perfil estratigráfico Sondeo 05

5.3 CORRECCIÓN ENSAYO SPT

5.3.1 METODOLOGÍA

Para la ejecución de SPT en campo fueron tomadas algunos factores de corrección a la energía teórica. Entre os contemplados se encuentra el valor de corrección por confinamiento efectivo CN, el factor por energía del martillo, factor por longitud de la varilla, factor por revestimiento interno de toma muestras y por factor diámetro de la perforación:

Tabla 12 Correcciones SPT

CORRECIONES		
Tipo		**Valores**
$\eta 1$	Energia Referencia	0.5 - Polea Manual / 0.75 Carga por Motor / 0.9 Equipos Automaticos
$\eta 2$	Longitud del varillaje	[0-4] = 0.75 ; [4-6] = 0.85 ; [6-10] = 0.95 ; [>10] = 1
$\eta 3$	Corrección por toma muestras.	[Sin revestimiento 1.00] [Arena densa, arcilla 0.80] [Arena suelta 0.90]
$\eta 4$	Corrección diámetro de la perforación.	[200mm 1.15] [150mm 1.05] [60-120 mm 1.00]

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13 Valores para corrección por confinamiento CN

CN			
	Autor(es)	**Formulación**	**Comentarios**
CN_1	Peck	Cn = log(20/(σv'/(10 ton/m²)))/log(20)	
CN_2	Seed	Cn = 1- 1.25log(σv'/(10 ton/m²))	
CN_3	Meyerhoff - Ishihara	Cn = 1.7/(0.7+(σv'/(10 ton/m²)))	
CN_4	Liao - Whitman	Cn = (1/(σv'/(10 ton/m²)))^0.5	
CN_5	Skempton	Cn = 2/(1+(σv'/(10 ton/m²)))	
CN_6	Seed - Idriss	Cn = 1- K*log (σv'/(10 ton/m²))	K=1.41 para (σv'/(10 ton/m²))<1 K=0.92 para (σv'/(10 ton/m²))>1)
CN_7	Gonzales	Cn = log (10/ (σv'/(10 ton/m²)))	
CN_8	Schmertmann	Cn = 32.5/(10.2+20.3(σv'/(10 ton/m²)))	

Fuente: Elaboración Propia

De conformidad con el valor de numero de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar es posible inferir algunas características típicas del comportamiento del material. Las consideraciones cambian entre suelos finos y suelos granulares, no obstante, este es

uno de los ensayos de mayor aceptación y divulgación en territorio nacional por la versatilidad en la práctica y lo económico de su ejecución. Algunas consideraciones basadas en el número de golpes de campo se presentan a continuación:

Tabla 14 Valores de Referencia en Suelos Granulares

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	φ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 – 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 – 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Tabla 15 Valores de Referencia en Suelos Finos

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Como parte de campaña de caracterización del terreno se elaboraron ensayos de penetración estándar SPT, en todas las perforaciones realizadas para las estructuras principales del proyecto.

Para la caracterización mecánica se consideró la resistencia no drenada (Su) de los suelos finos y parámetros efectivos de cohesión (c') y fricción (phi') para el caso de los suelos granulares, ambos obtenidos de correlaciones mediante ensayo de penetración estándar SPT que fue realizado en cada una de las perforaciones ejecutadas.

Los resultados obtenidos del ensayo SPT de campo se encuentran en los registros de perforación, el análisis, la corrección y estimación de parámetros de resistencia hacen que hagan parte del trabajo de diseño han sido incluidos en actas por sondeo donde se presenta la variación de diferentes parámetros en profundidad.

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S1	SPT1	0.0	0.5	0.225	8	1.99	8	16
S1	SPT2	0.5	0.9	0.675	11	1.91	10	19
S1	SPT3	0.9	1.4	1.125	7	1.79	7	13
S1	SPT4	1.4	1.8	1.575	16	1.63	15	24
S1	SPT5	1.8	2.3	2.025	19	1.47	18	26
S1	SPT6	2.3	2.7	2.475	8	1.36	8	11
S1	SPT8	3.4	3.9	3.625	14	1.19	13	15
S1	SPT9	3.9	4.3	4.075	15	1.10	16	18
S1	SPT10	4.3	4.8	4.525	22	1.04	23	24
S1	SPT11	4.8	5.2	4.975	24	0.99	26	26
S1	SPT12	5.2	5.7	5.425	19	0.96	20	19
S1	SPT13	5.7	6.1	5.875	16	0.90	19	17
S1	SPT14	6.1	6.6	6.325	28	0.86	33	28
S1	SPT15	6.6	7.0	6.775	36	0.87	43	37
S1	SPT16	7.0	7.5	7.225	50	0.84	59	50
				MEDIA	**20**		**21**	**23**

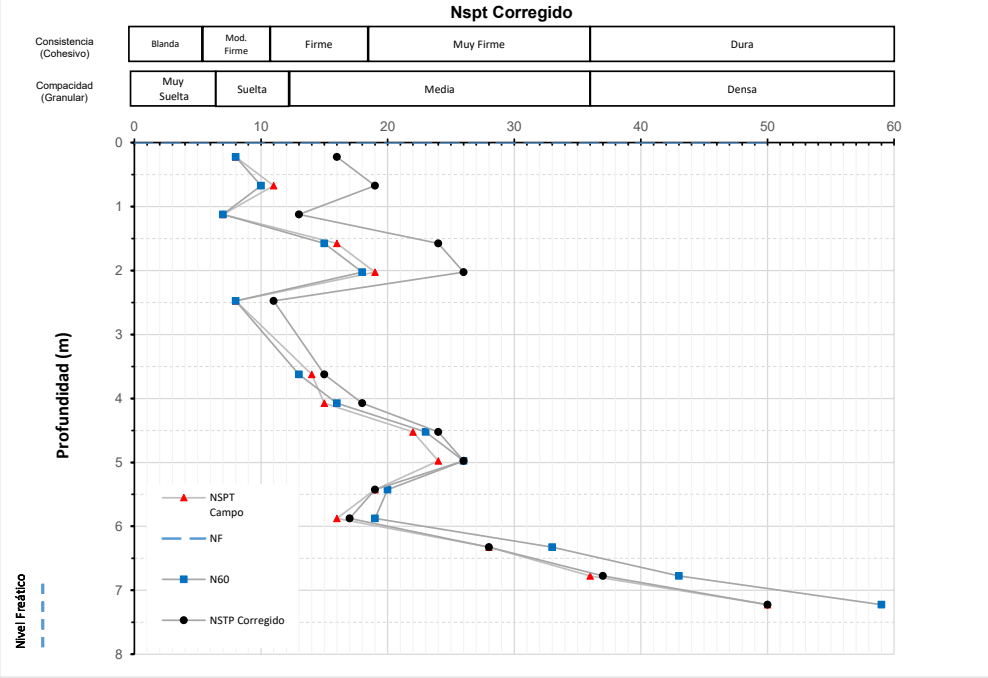


Figura 35. Corrección SPT Sondeo 1

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S2	SPT1	0.0	0.5	0.225	9	1.99	8	16
S2	SPT2	0.5	0.9	0.675	16	1.90	15	29
S2	SPT3	0.9	1.4	1.125	17	1.76	16	28
S2	SPT4	1.4	1.8	1.575	13	1.58	12	19
S2	SPT5	1.8	2.3	2.025	11	1.45	10	14
S2	SPT6	2.3	2.7	2.475	11	1.34	10	13
S2	SPT7	2.7	3.2	2.925	12	1.29	11	14
S2	SPT9	3.9	4.3	4.075	26	1.09	28	31
S2	SPT10	4.3	4.8	4.525	23	1.04	24	25
S2	SPT11	4.8	5.2	4.975	26	1.04	28	29
S2	SPT12	5.2	5.7	5.425	20	1.00	21	21
S2	SPT13	5.7	6.1	5.875	18	0.91	21	19
S2	SPT14	6.1	6.6	6.325	50	0.87	59	51
				MEDIA	19		20	24

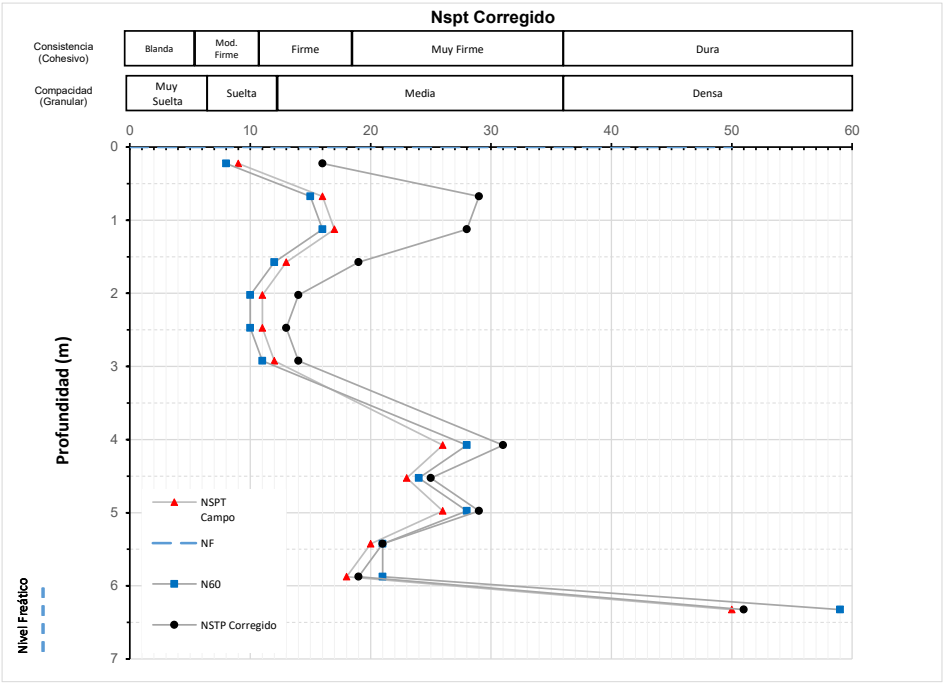


Figura 36. Corrección SPT Sondeo 2

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S3	SPT1	0.0	0.5	0.225	15	1.99	14	28
S3	SPT2	0.5	0.9	0.675	49	1.91	46	88
S3	SPT3	0.9	1.4	1.125	23	1.77	22	39
S3	SPT4	1.4	1.8	1.575	15	1.60	14	22
S3	SPT5	1.8	2.3	2.025	18	1.48	17	25
S3	SPT6	2.3	2.7	2.475	14	1.37	13	18
S3	SPT7	2.7	3.2	2.925	12	1.29	11	14
S3	SPT8	3.2	3.6	3.375	13	1.21	12	15
S3	SPT9	3.6	4.1	3.825	13	1.17	14	16
S3	SPT10	4.1	4.5	4.275	14	1.11	15	17
S3	SPT12	5.1	5.6	5.325	23	0.99	24	24
S3	SPT13	5.6	6.0	5.775	25	0.95	27	26
S3	SPT14	6.0	6.5	6.225	50	0.91	59	54
S3	SPT15	6.5	7.0	6.725	61	0.87	72	63
				MEDIA	**25**		**26**	**32**

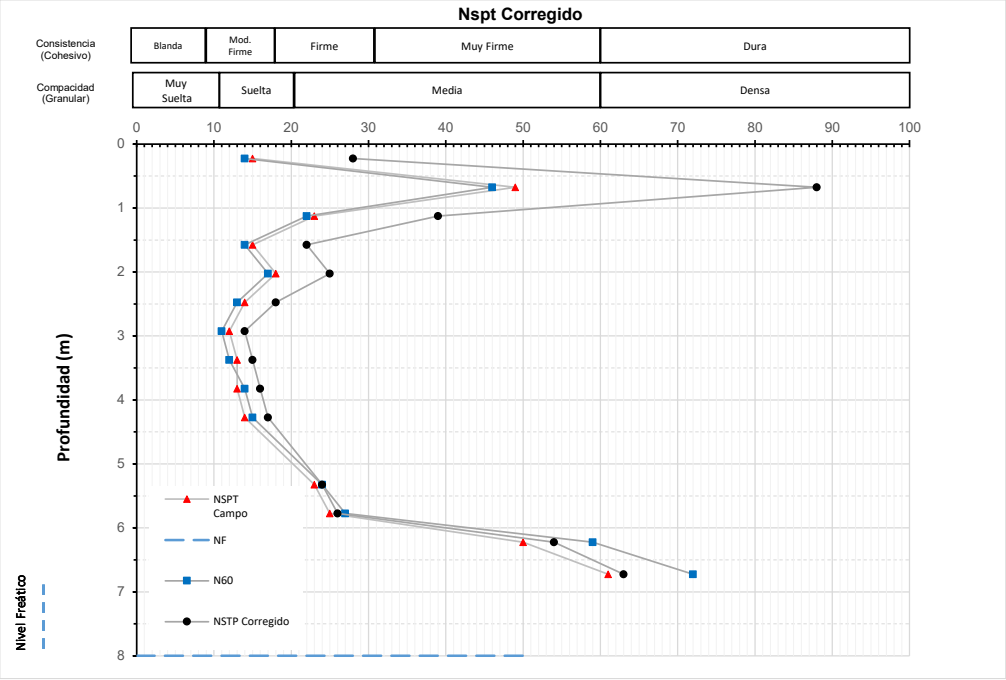


Figura 37. Corrección SPT Sondeo 3

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S4	SPT2	0.5	0.9	0.675	21	1.90	20	38
S4	SPT3	0.9	1.4	1.125	27	1.73	25	43
S4	SPT4	1.4	1.8	1.575	28	1.57	26	41
S4	SPT5	1.8	2.3	2.025	46	1.44	43	62
				MEDIA	31		29	46

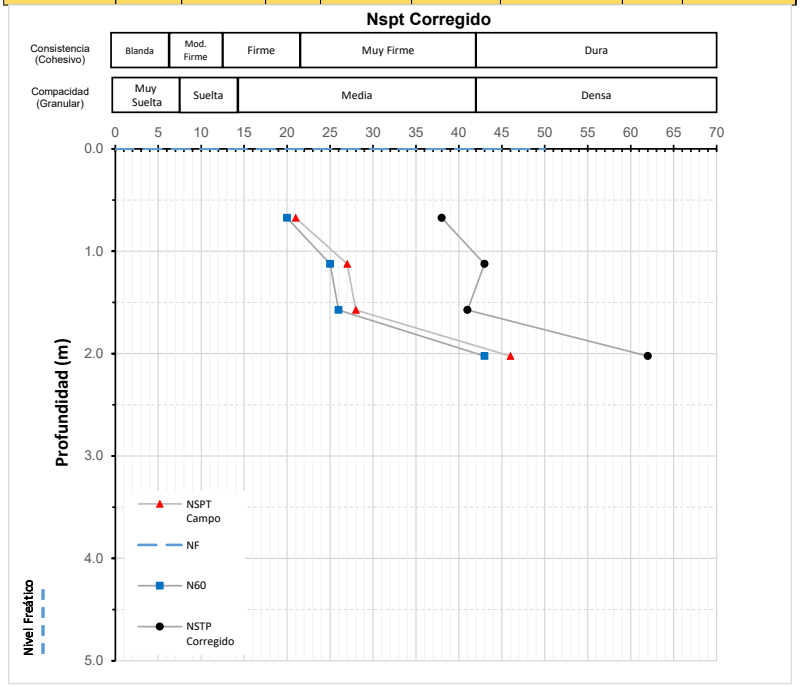


Figura 38. Corrección SPT Sondeo 4

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S5	SPT2	0.5	1.0	0.7	11	1.89	10	19
S5	SPT3	1.0	1.4	1.175	14	1.71	13	22
S5	SPT4	1.4	1.9	1.6	12	1.60	11	18
S5	SPT5	1.9	2.3	2.075	12	1.46	11	16
S5	SPT6	2.3	2.8	2.525	11	1.35	10	14
S5	SPT7	2.8	3.2	2.975	16	1.26	15	19
S5	SPT8	3.2	3.7	3.425	24	1.19	23	27
S5	SPT9	3.7	4.1	3.875	19	1.11	20	22
S5	SPT10	4.1	4.6	4.325	15	1.05	16	17
S5	SPT11	4.6	5.0	4.775	23	0.99	24	24
S5	SPT12	5.0	5.5	5.225	23	0.95	24	23
S5	SPT13	5.5	5.9	5.675	23	0.91	24	22
S5	SPT14	5.9	6.4	6.125	21	0.84	25	21
S5	SPT15	6.4	6.8	6.575	36	0.80	43	35
S5	SPT16	6.8	7.3	7.05	47	0.77	56	43
				MEDIA	**20**		**22**	**23**

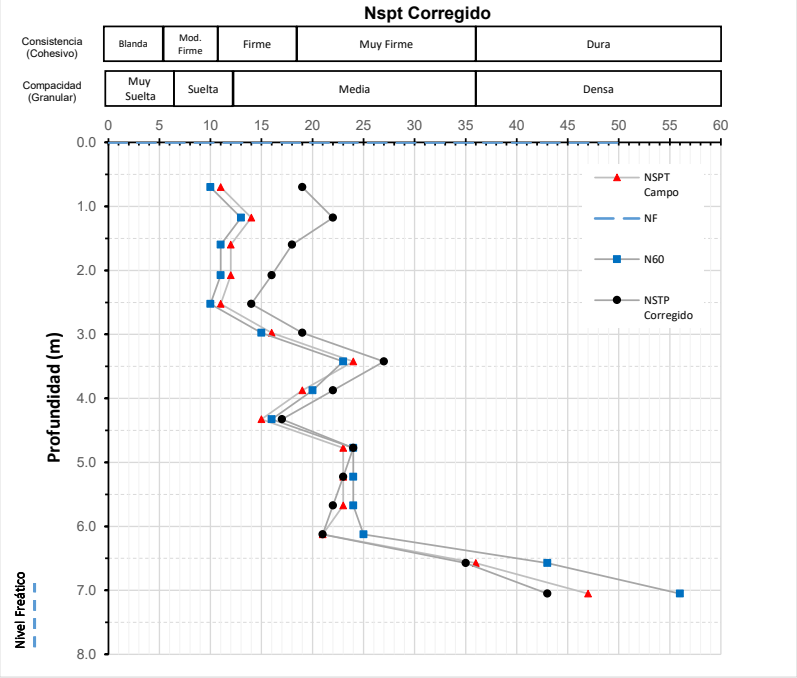


Figura 39. Corrección SPT Sondeo 5

CORRECCIÓN SPT								
SONDEO	SPT	PROFUNDIDAD (m)			N_{SPT} CAMPO	CN promedio	N_{60}	$(N1)_{60}$ Corregido
		Inicio	Fin	Media				
S6	SPT1	0.0	0.5	0.225	17	1.99	16	32
S6	SPT2	0.5	0.9	0.675	13	1.91	12	23
S6	SPT3	0.9	1.4	1.125	15	1.79	14	25
S6	SPT4	1.4	1.8	1.575	18	1.63	17	28
S6	SPT5	1.8	2.3	2.025	15	1.54	14	22
S6	SPT6	2.3	2.7	2.475	17	1.44	16	23
S6	SPT7	2.7	3.2	2.925	24	1.33	23	31
S6	SPT8	3.2	3.6	3.375	25	1.23	23	28
S6	SPT9	3.6	4.1	3.825	28	1.19	30	36
S6	SPT10	4.1	4.5	4.3	31	1.11	33	37
S6	SPT11	4.5	5.0	4.725	49	1.06	52	55
				MEDIA	**23**		**23**	**31**

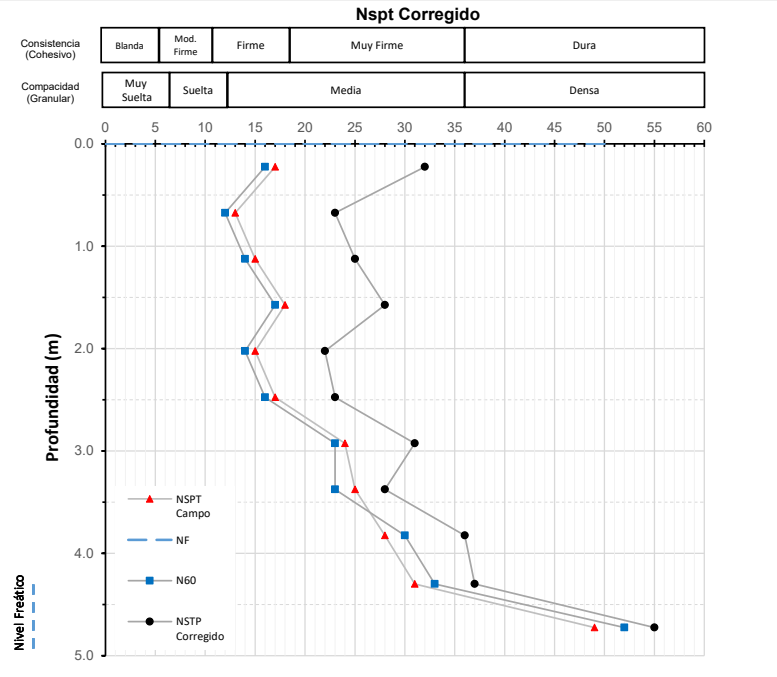


Figura 40. Corrección SPT Sondeo 6

5.4 CARACTERIZACIÓN FÍSICA DE LOS MATERIALES

5.4.1 GRANULOMETRÍA

A continuación, se presenta la distribución de las fracciones granulométricas de cada uno de los sondeos. En los esquemas se representa el porcentaje que corresponde a suelos finos aquello que pasa tamiz #200, arena aquellos retenidos entre el tamiz 200 y pasa #4, por su parte gravas se definen aquellas que van a quedar retenidos sobre el tamiz #4 y se identificaran con las siguiente convenciones:

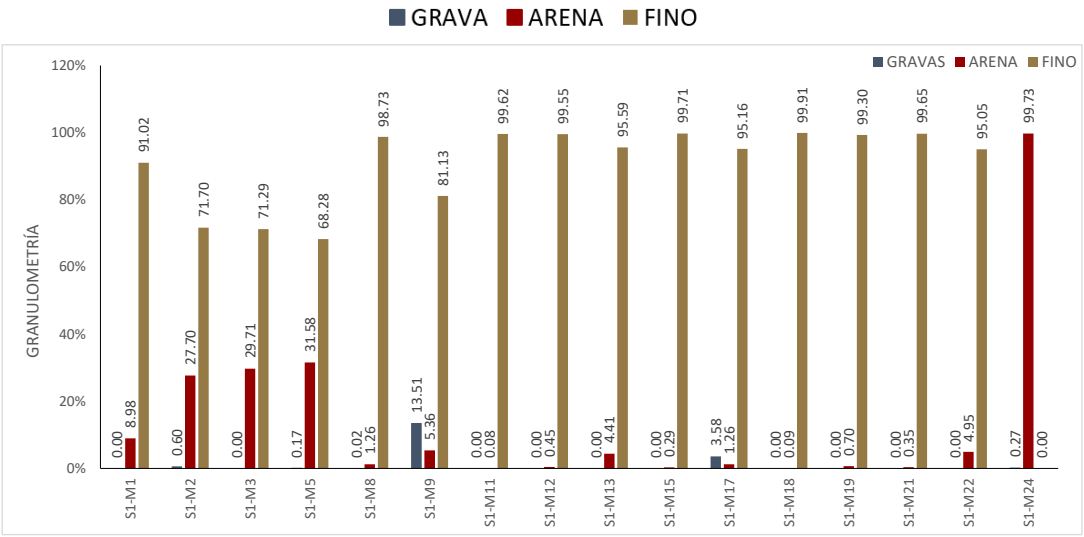


Figura 41 Granulometría Muestras Sondeo 1

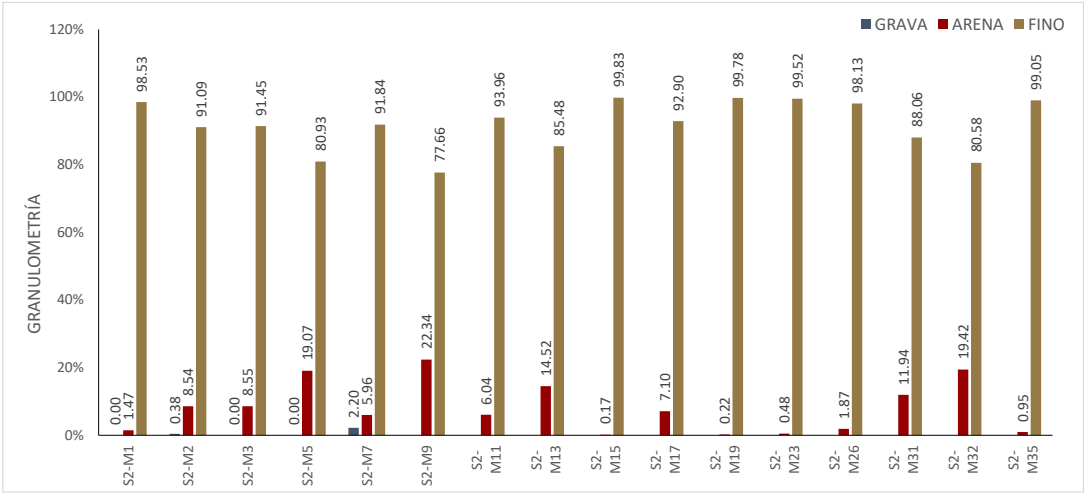


Figura 42 Granulometría Muestras Sondeo 2

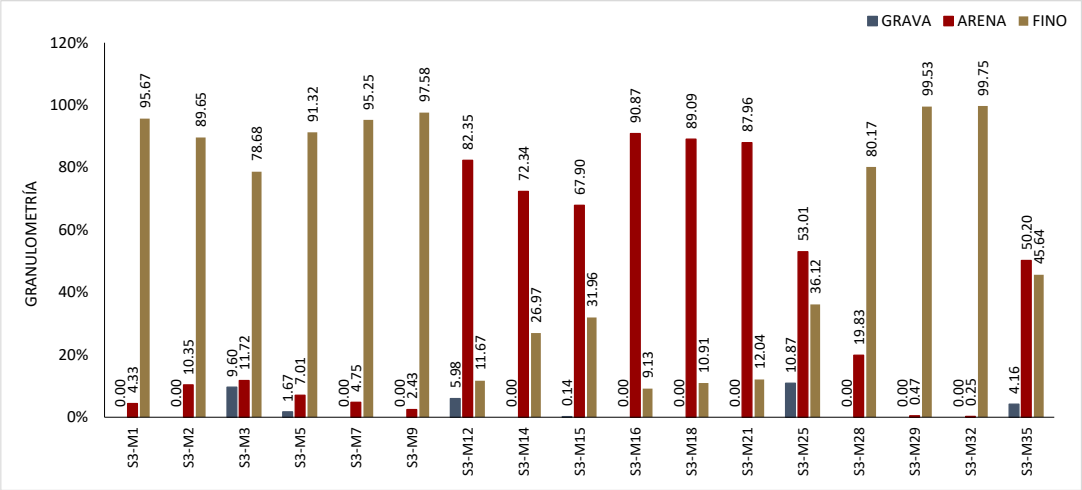


Figura 43 Granulometría Muestras Sondeo 3

Los dos primeros sondeos se evidencian una gran cantidad de muestras de suelo predominantemente finos, por su parte el sondeo 3 aparece un estrato de arena en la parte media, no obstante de forma predominante tenemos un perfil de suelos finos.

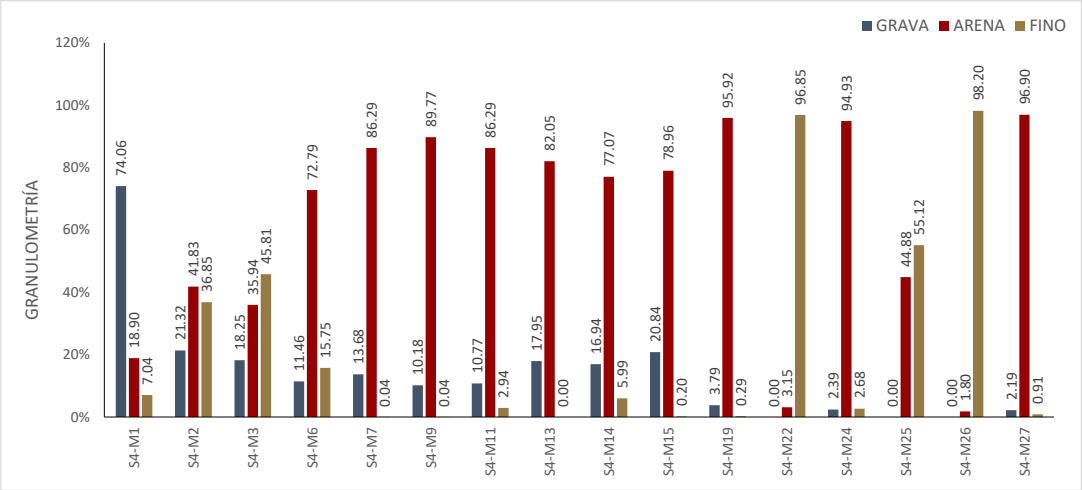


Figura 44 Granulometría Muestras Sondeo 4

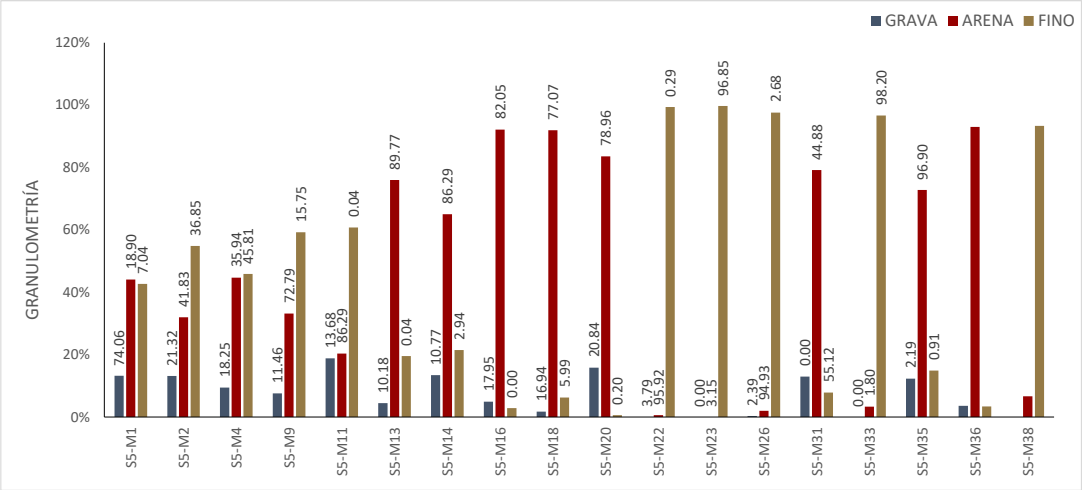


Figura 45 Granulometría Muestras Sondeo 5

De forma alternada los sondeos 4, 5 y 6 presentan secuencias de suelos finos y suelos granulares siendo predominante arenas en los sondeos 4 y 5, por su parte el sondeo 6 los primeros metros en suelos fino tiende a variar en profundidad.

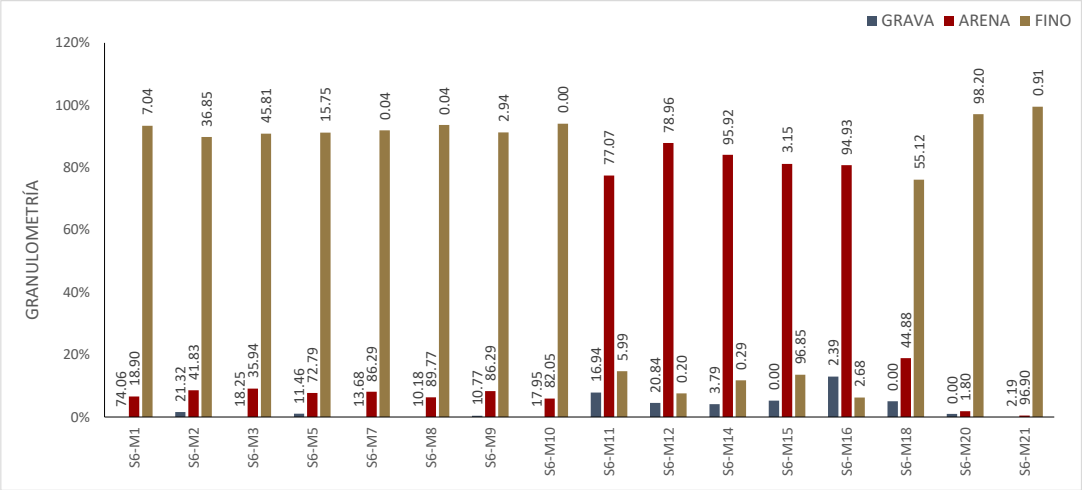


Figura 46 Granulometría Muestras Sondeo 6

Las anteriores conclusiones pueden ser visualizadas de una mejor manera en un grafico de barras apiladas con los resultados de ensayos granulométricos por cada costado.

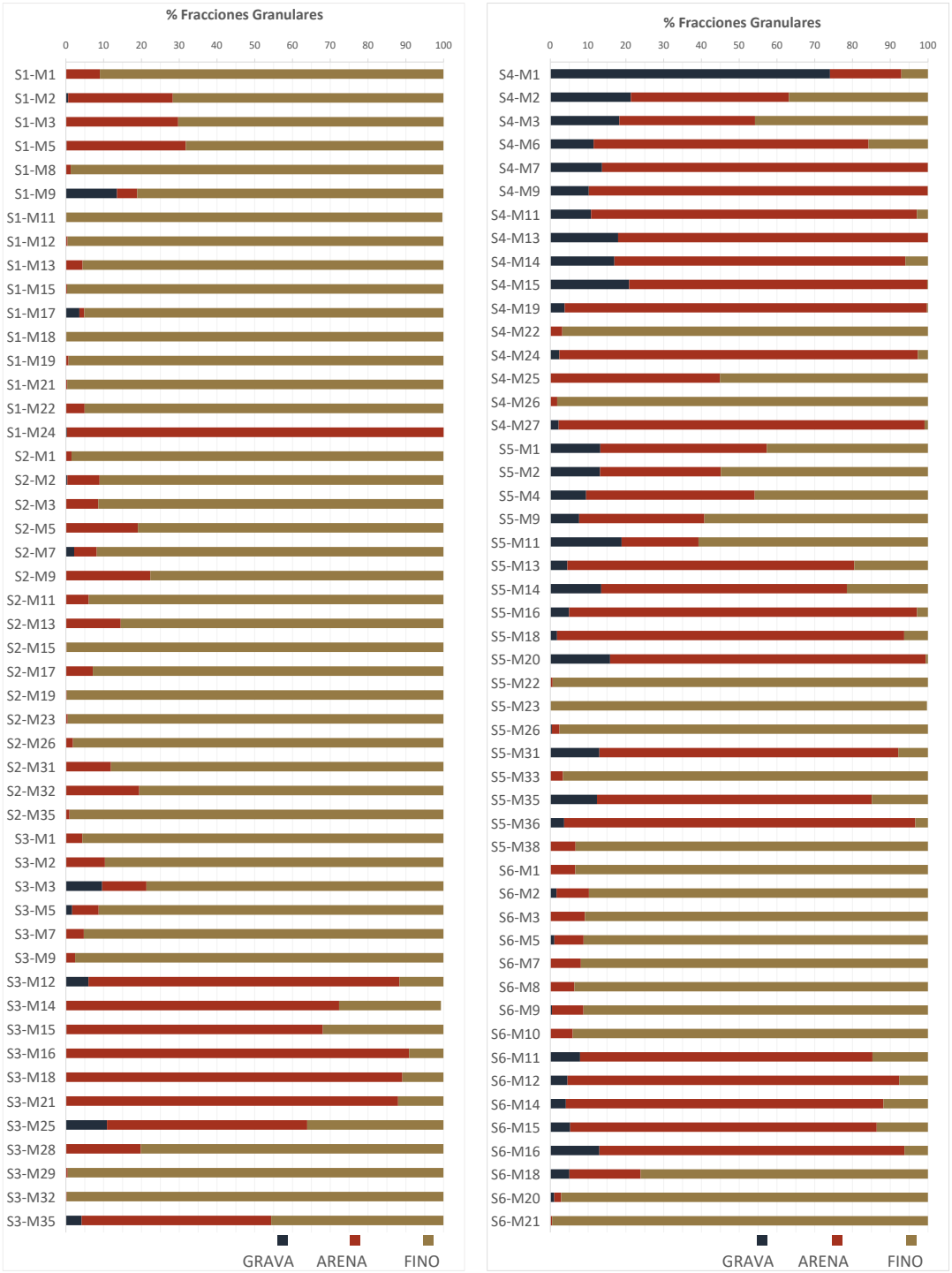


Figura 47 Comparación distribución granulométrica de apoyos en márgenes diferentes

Tabla 16 Limites de Atterberg y Humedad Natural de Muestras

LIMITES DE ATTERBERG Y HUMEDAD NATURAL									
SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	SUCS	LL	LP	IP	W
1	1	S1-M1	0	0.45	CH	56.3	28.7	27.6	17.0
1	2	S1-M2	0.45	0.9	CL	39.3	23.0	16.3	13.0
1	3	S1-M3	0.9	1.35	CL	29.5	19.4	10.1	10.3
1	5	S1-M5	1.8	2.25	CL	25.8	18.1	7.7	9.5
1	8	S1-M8	3.4	3.85	ML	49.7	30.9	18.8	39.8
1	9	S1-M9	3.85	4.3	CH	67.8	22.8	45.0	30.4
1	11	S1-M11	4.75	5.2	MH	50.3	31.1	19.2	34.3
1	12	S1-M12	5.2	5.65	CH	52.2	26.5	25.7	31.6
1	13	S1-M13	5.65	6.1	ML	35.4	25.3	10.1	34.9
1	15	S1-M15	6.55	7	CH	84.0	35.7	48.3	41.6
1	17	S1-M17	7.5	9	CH	78.0	33.7	44.3	40.4
1	18	S1-M18	9	10.5	MH	56.7	33.0	23.7	35.4
1	19	S1-M19	10.5	12	MH	64.2	34.5	29.7	40.1
1	21	S1-M21	13.5	15	CH	68.8	25.0	43.8	62.1
1	22	S1-M22	15	16.5	CH	83.5	31.5	51.9	27.1
1	24	S1-M24	18	19	CH	32.8	36.5	-3.8	69.3
2	1	S2-M1	0	0.45	CH	53.4	28.0	25.3	0.0
2	2	S2-M2	0.45	0.9	CH	53.5	24.3	29.2	0.0
2	3	S2-M3	0.9	1.35	CL	45.2	23.1	22.1	0.0
2	5	S2-M5	1.8	2.25	CL-ML	21.1	7.0	14.1	17.4
2	7	S2-M7	2.7	3.15	ML	37.0	24.7	12.3	20.3
2	9	S2-M9	3.85	4.3	ML	34.9	26.6	8.3	19.6
2	11	S2-M11	4.75	5.2	CL	48.6	12.7	35.8	26.6
2	13	S2-M13	5.65	6.1	CL	40.3	24.9	15.4	23.0
2	15	S2-M15	6.55	8	CH	76.8	35.1	41.7	37.7
2	17	S2-M17	9.5	11	CH	67.4	28.1	39.3	55.7
2	19	S2-M19	12.5	14	CH	87.9	35.6	52.3	47.3
2	23	S2-M23	18.5	20	CH	77.9	29.6	48.3	48.8
2	26	S2-M26	23	24.5	MH	68.8	35.3	33.5	29.8
2	31	S2-M31	30.5	32	CL	49.4	15.6	33.8	23.5
2	32	S2-M32	32	33.5	CH	50.3	19.4	30.9	11.2
2	35	S2-M35	36.5	38	CH	50.5	23.6	26.9	18.8
3	1	S3-M1	0	0.45	CL	49.0	24.4	24.6	0.0
3	2	S3-M2	0.45	0.9	CL	43.7	18.5	25.2	0.0

LIMITES DE ATTERBERG Y HUMEDAD NATURAL									
SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	SUCS	LL	LP	IP	W
3	3	S3-M3	0.9	1.35	CH	60.1	30.5	29.6	0.0
3	5	S3-M5	1.8	2.25	CL	47.2	25.1	22.1	0.0
3	7	S3-M7	2.7	3.15	CL	44.9	24.6	20.2	0.0
3	9	S3-M9	3.6	4.05	CL	41.5	25.7	15.8	0.0
3	25	S3-M25	19.7	22	SM	66.3	36.4	29.8	0.0
3	28	S3-M28	24.2	25.7	CL	44.2	25.1	19.1	0.0
3	29	S3-M29	25.7	27.2	CH	65.6	26.6	39.0	0.0
3	32	S3-M32	30.2	31.7	CH	88.6	30.8	57.8	0.0
3	35	S3-M35	24.9	35.4	SC	49.4	19.7	29.7	0.0
4	2	S4-M2	-	0.90	SM	64.5	32.6	31.9	17.2
4	3	S4-M3	0.90	1.35	SC	30.3	15.6	14.7	17.3
4	22	S4-M22	26.50	28.00	ML	35.5	25.3	10.2	7.4
4	25	S4-M25	32.0	32.50	CL	38.8	24.5	14.3	23.4
4	26	S4-M26	32.50	34.00	CH	61.9	26.8	35.1	39.0
5	1	S5-M1	-	0.50	SC	35.5	16.1	19.5	20.3
5	2	S5-M2	0.50	0.95	CL	33.4	20.1	13.2	12.3
5	4	S5-M4	1.40	1.85	SC	35.6	21.2	14.4	21.9
5	9	S5-M9	3.65	4.10	CL	32.7	19.7	13.0	18.9
5	11	S5-M11	4.55	5.00	CL	33.3	16.9	16.4	27.1
5	22	S5-M22	14.80	16.30	CH	66.6	23.8	42.7	33.9
5	23	S5-M23	16.30	17.80	CL	29.5	18.9	10.6	44.4
5	26	S5-M26	20.80	23.10	CL	35.5	17.5	18.0	24.4
5	33	S5-M33	31.30	32.80	CL	33.4	22.8	10.5	28.9
5	38	S5-M38	38.80	40.30	CL	34.4	21.4	12.9	21.6
6	1	S6-M1	-	0.45	CL	45.4	25.5	20.0	16.3
6	2	S6-M2	0.45	0.90	CL	39.6	23.9	15.7	21.4
6	3	S6-M3	0.90	1.35	CL	41.0	22.1	18.9	20.7
6	5	S6-M5	1.80	2.25	CL	44.0	24.3	19.7	17.7
6	7	S6-M7	2.70	3.15	CL	41.3	24.3	17.0	18.6
6	8	S6-M8	3.15	3.60	CL	41.9	23.2	18.7	19.1
6	9	S6-M9	3.60	4.05	CL	44.5	22.2	22.3	18.8
6	10	S6-M10	4.05	4.50	CL	39.8	20.2	19.6	18.3
6	18	S6-M18	14.80	15.50	CL	37.1	19.5	17.6	32.1
6	20	S6-M20	17.00	18.50	CH	61.6	20.6	41.0	34.8
6	21	S6-M21	18.50	20.00	CH	62.0	16.1	46.0	39.1

TOTAL, MUESTRAS	69

ESTADÍSTICA	LL	LP	IP	Wn
MIN	21.1	7.0	3.8	0.0
MAX	88.6	36.5	57.8	69.3
PROMEDIO	49.8	24.7	25.1	22.2
MEDIANA	45.4	24.4	22.1	20.3
MODA	50.3	16.1	#N/D	0.0
DESVIACIÓN	16.1	6.2	13.0	16.3

Se tiene un total de 69 muestras, (sin considerar todas aquellas cuyos resultados obtenidos fueron NL (No liquido) NP (No plástico)), sobre las cuales se procede a manera general obtener algunos dato estadísticos una vez que se considera un mismo origen geológico, el cual para el caso particular de la obra corresponde a un depósito de tipo aluvial el cual se encuentra presente a lo largo y ancho de la sección del puente.

En cuanto a los valores promedios que no distan mucho de la mediana y la moda (condición que permite determinar una paridad estadística en la definición de un punto medio) se puede observar un comportamiento de baja plasticidad, con humedades naturales próximas al límite plástico con lo cual las condiciones de plasticidad se hacen esperar en especial en el costado 1 del viaducto donde en los 3 primeros sondeos las condiciones de granulometría fina se hacen predominantes en casi todo el perfil.

Las fracciones granulares en la Tabla 2 corresponden aquellas muestras que no se presentan como NL / NP. Esto es importante de mencionarlo una vez que existen fracciones granulares pasa 200 con este comportamiento asociados a Limos de baja plasticidad LP que por la distribución no logran el mejor desempeño.

A continuación, en la Figura 48 se presenta la carta de plasticidad realizada con los resultados de la Tabla 16, en la figura es posible ver de forma predominante como las muestras corresponden con arcillas las cuales se encuentran proporcionalmente divididas entre arcillas de baja plasticidad (CL) y arcillas de alta plasticidad (CH).

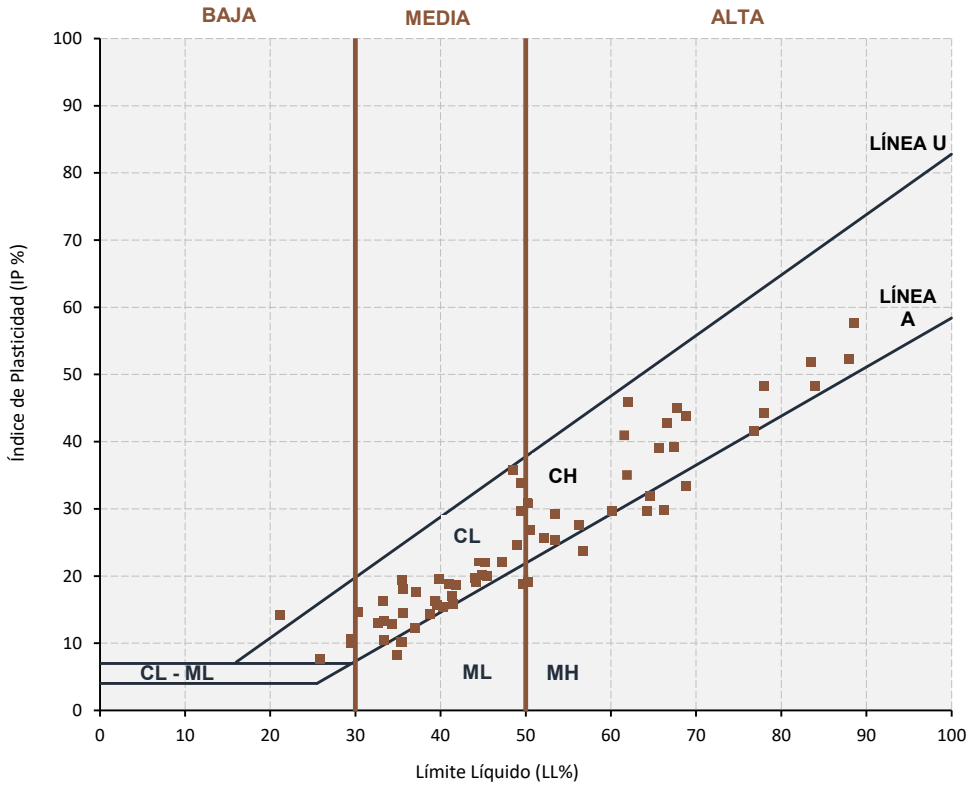


Figura 48 Carta de plasticidad de los materiales

A continuación se presenta un par de figuras que representan la variación de humedad natural y contenido de finos (material pasa 200) en profundidad, con lo cual pretendemos evaluar coincidencias en las condiciones del terreno.

Tal como se aprecia es valido afirmar que la humedad en el perfil del suelo aumenta entre los 4m y los 22m teniendo a disminuir en profundidad con valores próximos al 20%.

Por su parte analizando las curvas de contenido de finos es posible evidenciar las diferencias entre 1 y 2 (mayoritariamente cohesivos) de los sondeos 4, 5 y 6 con presencia de suelos mayoritariamente granulares.

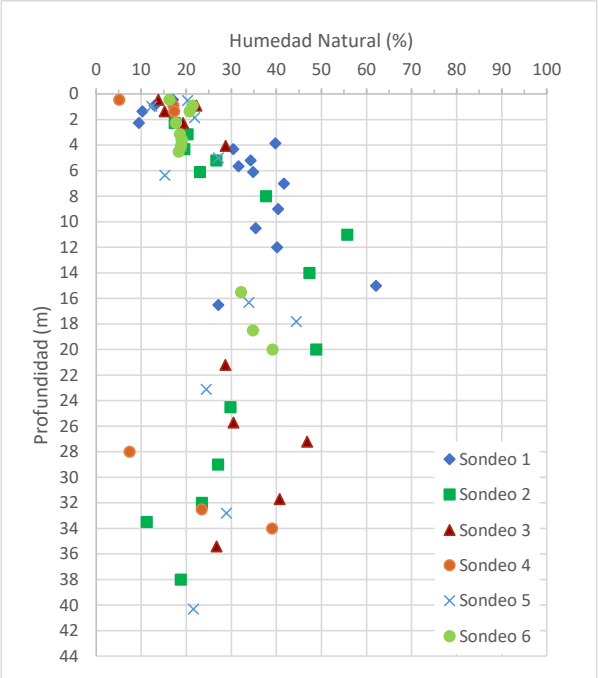


Figura 49 Variación de Humedad natural vs Profundidad

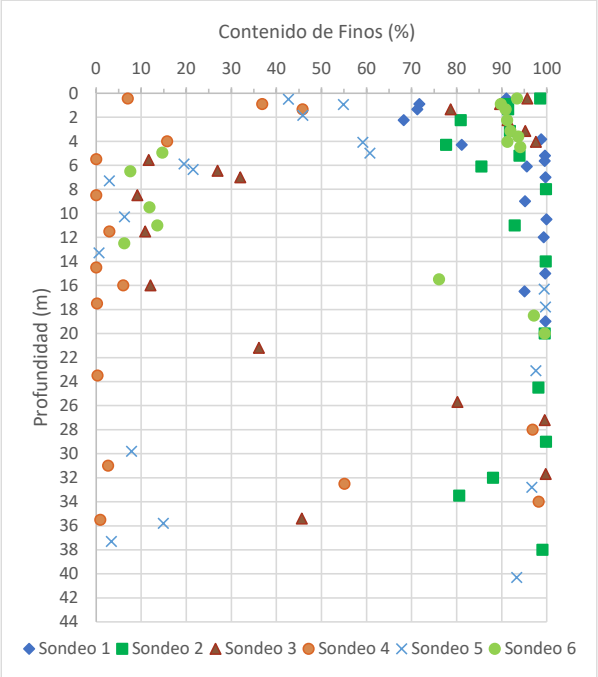


Figura 50 Variación de Contenido de finos vs Profundidad

5.5 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

Una vez definidas las condiciones físicas de los materiales se procede a la determinación de parámetros de resistencia a partir de la caracterización mecánica de los suelos y/o rocas presentes.

En cuanto a la caracterización mecánica y de conformidad con lo establecido en el código colombiano de puentes en su metodología, se realiza la estimación de los parámetros de suelos a partir de ensayos de resistencia. Para ello se tendrán en cuenta los ensayos de laboratorio y el ensayos de penetración estándar realizada la corrección adecuada por energía y confinamiento tal como fue tratado en el apartado 5.3 del presente informe.

A continuación, se presenta la gráfica con los valores de golpes N60 (corrección por energía del número de golpes Nspt de campo). Realizado en los sondeos.
Tal como es posible apreciar la profundidad máxima de este tipo de ensayos llego cercano a los 9m de profundidad.
Es de notar que el gran conjunto de la nube de puntos se centra en valores que van desde 10 hasta 30 golpes lo cual nos indica en suelos finos una consistencia entre moderadamente firme a firme y en suelos granulares una compacidad suelta a media.

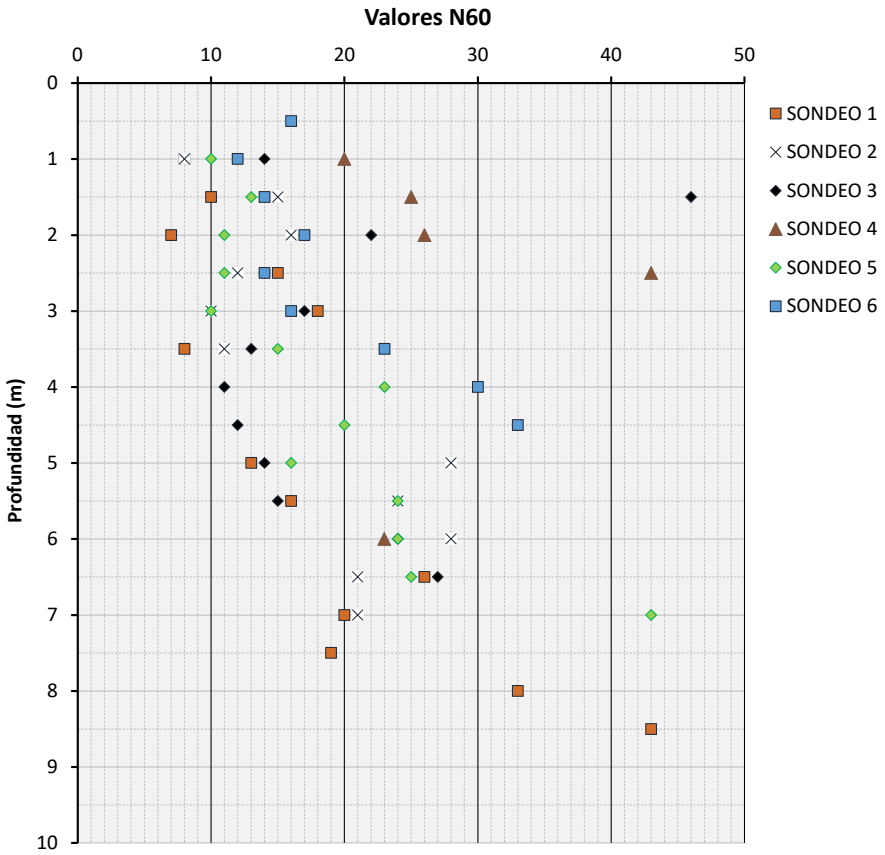


Figura 51 variación de ensayos de penetración estándar corregido

Las correlaciones obtenidas a partir de este ensayo se presentan en los anexos de este informe en los formatos de corrección y ajuste SPT. En esos formatos es posible encontrar valores de resistencia no drenada, ángulo de fricción y módulo de elasticidad de los materiales.

De forma complementaria al ensayo de penetración estándar a continuación se presentan los resultados de los ensayos de resistencia de compresión inconfinada y corte directo realizados.

Nota. Las muestras de arena obtenidas de las perforaciones no permitían la recuperación de testigos idóneos como muestras inalteradas ideales para este tipo de ensayos, no obstante, en la búsqueda de lograr la mejor caracterización posible se ha realizado la siguiente secuencia de ensayos que se resume en la Tabla 17 y la Tabla 18.

Tabla 17 Resultados de compresión inconfinada

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Compresión Inconfinada		
					qu: Resistencia (kg/cm2)	Su: Cohesión (kg/cm2)	Módulo de Elasticidad (kg/cm2)
1	3	S1-M3	0.9	1.35	3.25	1.63	760.19
1	10	S1-M10	4.3	4.75	0.81	0.41	45.81
1	16	S1-M16	7	7.45	1.90	0.95	209.91
2	14	S2-M14	6.1	6.55	1.84	0.92	182.28
2	16	S2-M16	8	9.5	0.54	0.27	79.54
2	18	S2-M18	11	12.5	1.80	0.90	302.62
3	11	S3-M11	4.5	5.1	1.64	0.82	383.67
3	24	S3-M24	19	19.7	0.71	0.36	132.09
3	33	S3-M33	31.7	32.4	0.52	0.26	59.77
4	21	S4-M21	25.00	26.50	0.99	0.49	41.51
4	25	S4-M25	31.00	32.50	0.66	0.33	27.65
4	26	S4-M26	32.50	34.00	2.03	1.02	97.08
5	24	S5-M24	17.80	19.30	1.50	0.75	76.69
5	30	S5-M30	26.80	28.30	1.19	0.60	57.11
5	36	S5-M36	35.80	37.30	2.14	1.07	445.48
5	37	S5-M37	37.30	38.80	1.45	0.73	183.47

Se tienen 16 ensayos de resistencia a compresión inconfinada de la cual se ha obtenido el valor de resistencia no drenada, así: Su = q_u/2 (kg/cm2).

Estos ensayos dan como resultado un promedio de resistencia no drenada Su = 0.72 kg/cm2. Es apreciable en el siguiente grafico como en profundidad la variación de esta resistencia del suelo (determinante en suelos finos) varia entre un 0.5 a 1.0 kg/cm2 sin que se marque un claro incremento en profundidad o puntos específicos que indique una consistencia anómala. Esto ultimo sin considerar el primer ensayo del sondeo 1 que si esta por encima de la media calculada y se da a una profundidad inferior a los 2.0 m.

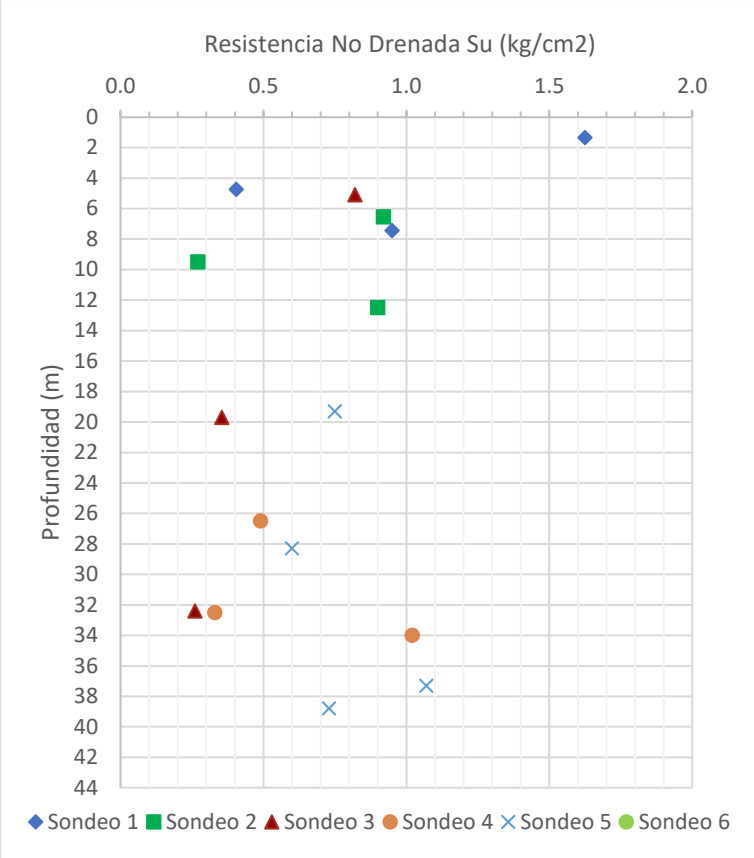


Figura 52 Variación de Resistencia No Drenada (Su) vs Profundidad

Tabla 18 Resultados de corte directo

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Corte Directo	
					Cohesión (kg/cm2)	Angulo de Fricción (°)
1	13	S1-M13	5.65	6.1	0.35	15.8
2	10	S2-M10	4.3	4.75	0.78	26.4
3	9	S3-M9	3.6	4.05	0.89	7.3
5	37	S5-M37	37.30	38.80	0.22	7.5
6	20	S6-M20	17.00	18.50	0.25	8.2

Los cortes directos se efectuaron en condición consolidada drenada, los resultados muestran suelos predominantemente finos con comportamientos predominantemente cohesivo más que friccionantes, prueba de ello son los bajos ángulos de fricción.

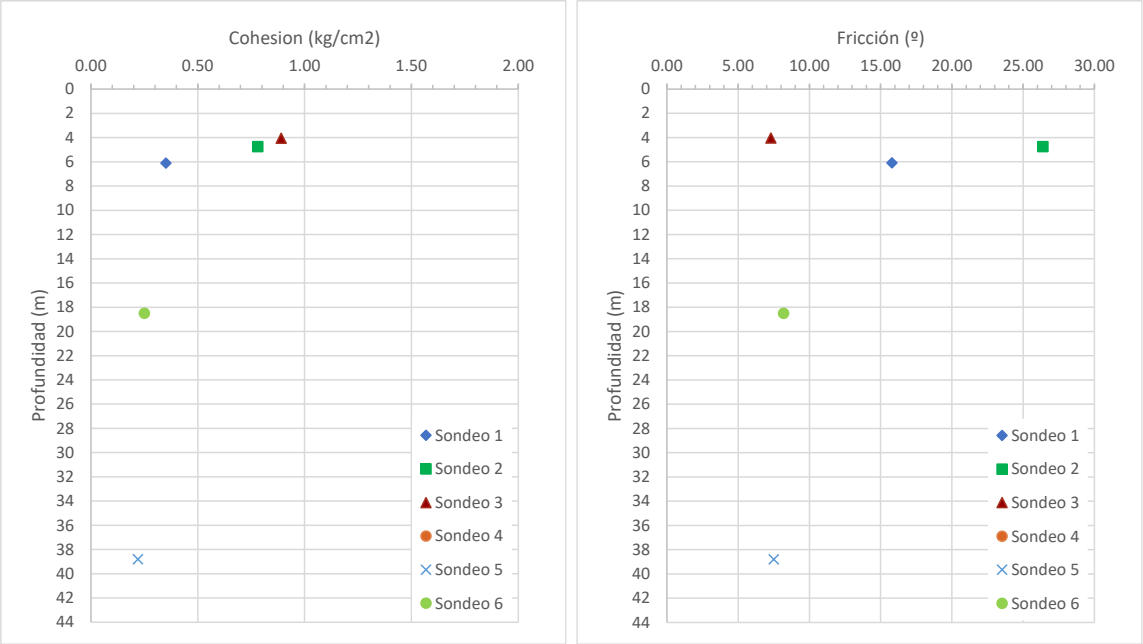


Figura 53 Variación Cohesión y Fricción vs Profundidad

También fueron realizados ensayos de consolidación unidimensional. Los resultados se presentan a continuación:

Tabla 19 Resultados de edómetro

SONDEO	MUESTRA	COD	INICIO	FIN	Consolidación Unidimensional			Peso Unitario Total	Peso Unitario Seco	Índice Vacíos Inicial	Índice Vacíos Final
					Gravedad Especifica Gs (g/cm3)	Índice de Compresión Cc	Índice de Expansión Cr	y (kg/cm3	yd (kg/cm3)	e0	ef
1	13	S1-M13	5.65	6.1	2.15	0.023	0.041	2.010	1.600	0.339	0.131
1	24	S1-M24	18	19	2.84	0.043	0.073	1.810	1.350	1.127	0.715
2	10	S2-M10	4.3	4.75	2.77	0.053	0.054	1.880	1.730	0.884	0.441
2	18	S2-M18	11	12.5	2.77	0.089	0.114	1.810	1.180	1.617	0.837
2	34	S2-M34	35	36.5	2.77	0.066	0.037	1.910	1.550	0.822	0.358
3	23	S3-M23	17.5	19	2.63	0.057	0.052	1.900	1.510	0.647	0.231
3	30	S3-M30	27.2	28.7	2.63	0.050	0.071	1.920	1.490	0.988	0.519

5.6 EXPLORACIÓN GEOFISICA

Con el proposito de validar los perfiles estratigráficos e identificar parámetros dinámicos de los materiales de acuerdo con su estado de consistencia y/o compacidad se decidió realizar una campaña de exploración complementaria por métodos geofísicos no destructivos. Se tomaron registros de las ondas superficiales utilizando el ruido ambiental y mediante la ejecución de excitaciones en diferentes puntos sobre la línea de geófonos, con el propósito de adelantar el ensayo HVSR y el ensayo de Refracción Sísmica, los cuales proporcionan como resultado el periodo de vibración natural del depósito de suelo, y perfil de velocidad de propagación de onda de corte y compresional en profundidad.

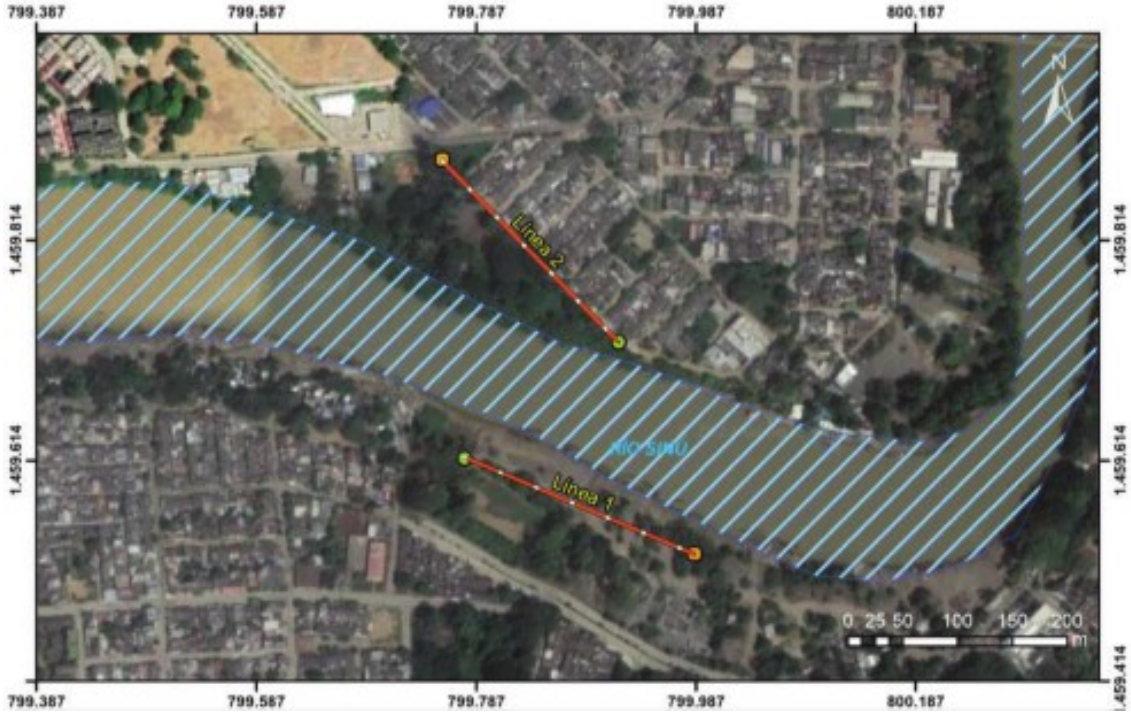


Figura 54 Localización líneas de refracción sísmica

Tabla 20 Localización puntos de exploración geofísica

Línea	Número de geófonos	Separación geófonos (m)	PUNTO	COORDENADAS	
				Latitud	Longitud
1	24	3.0	Inicial	8°44'52.35"N	75°53'48.77"O
			Final	8°44'49.57"N	75°53'41.91"O
2	24	2.0	Inicial	8°44'55.81"N	75°53'44.20"O
			Final	8°45'1.17"N	75°53'49.47"O

En los anexos del presente documento se presenta en detalle el marco teórico de este tipo de auscultaciones geotécnicas que permiten identificar parámetros y propiedades de los materiales en profundidad sin necesaria de la extracción de núcleos.

Dadas las condiciones de las zonas de intervención de realizar una línea longitudinal y otra trasversal que permitan definir en profundidad espesores y comportamientos de los materiales.

De las interpretaciones realizadas con los ensayos HSRV-1 y 2 es posible evidenciar que a partir de los 50m de profundidad se tiene el basamento en roca.
Se estima una velocidad de onda en roca de aproximadamente Vs = 500 m/s

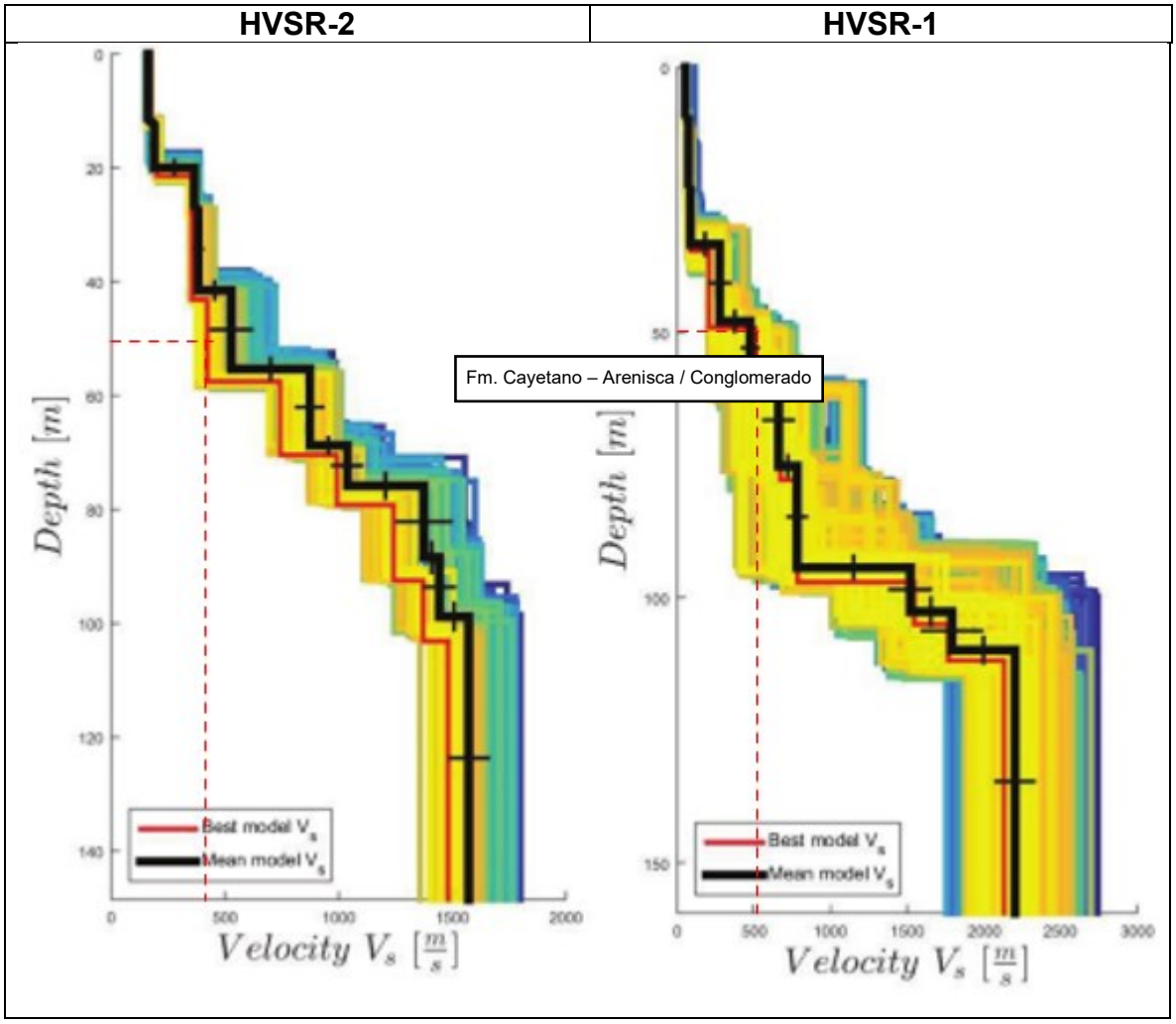


Figura 55 Contacto con el Basamento en roca Fm Cayetano – Arenisca / Conglomerado

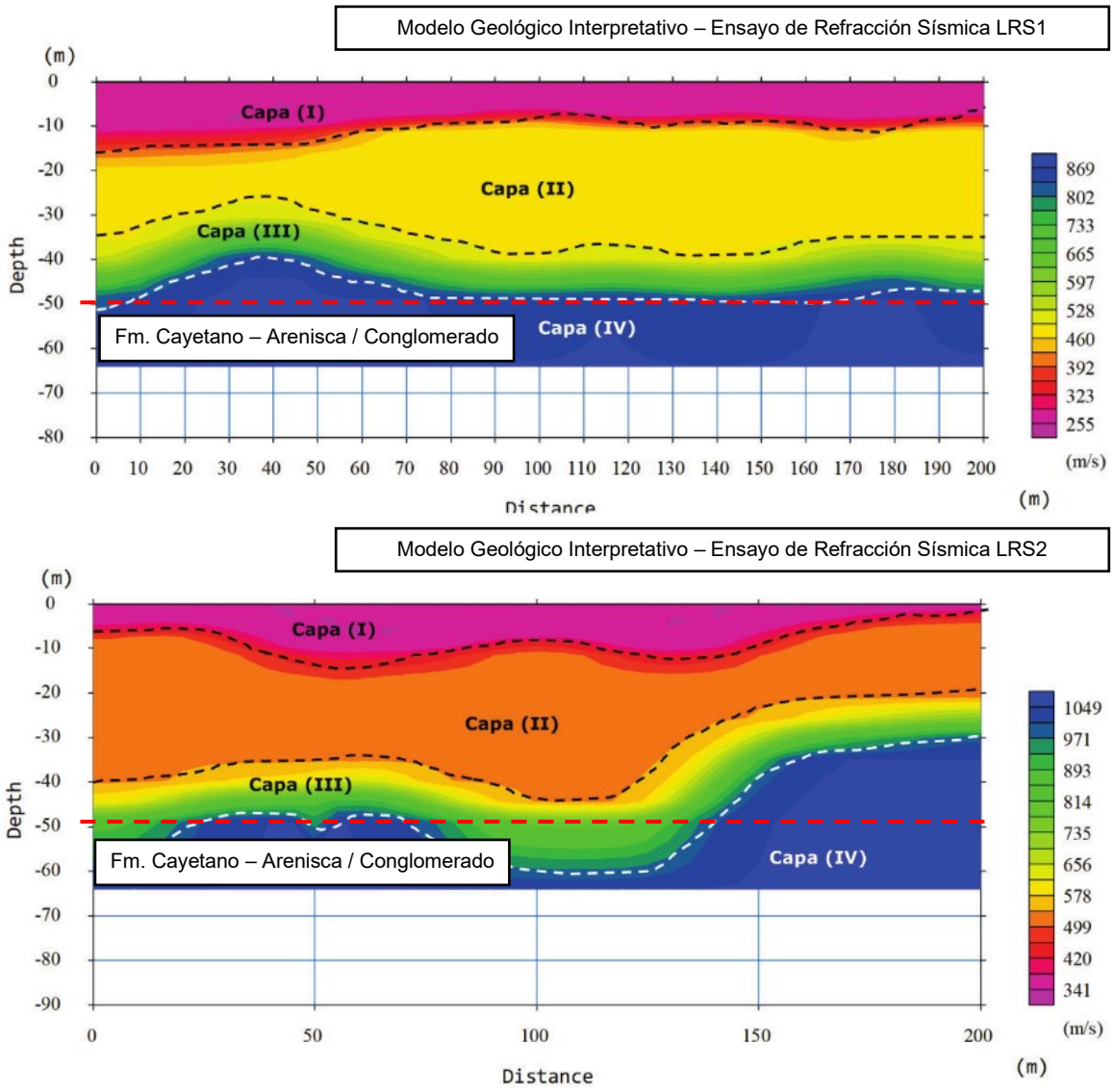


Figura 56 Interpretación de LRS 1 y 2 contacto con la roca

De los resultados de las líneas de exploración geofísica es posible lograr determinar el comportamiento del terreno con base en correlaciones, La velocidad de las ondas en el suelo, están determinadas por propiedades físicas (como la densidad) y por propiedades elásticas de los materiales que atraviesan. Las propiedades elásticas se describen mediante las relaciones entre esfuerzo - deformación, que en este tipo de medios es una relación lineal que se expresa mediante los módulos elásticos. Por lo tanto, si calculamos

la velocidad de propagación de las ondas podemos conocer las propiedades elásticas del terreno ensayado, (Pérez, 2012).

A continuación, las correlaciones importantes a tener en consideración:

Tabla 21 Formulas módulos elásticos que definen las relaciones lineales entre cada tipo de esfuerzo y su deformación resultante.

NOMBRE	DEFINICIÓN	FORMULA	En función de V
Módulo de Young E	$\frac{\sigma\ longitudinal}{\varepsilon\ longitudinal}$	$E = 2.G.(1+v)$	$E = 2.{V_s}^2.\rho.(1+v)$
Módulo de Rigidez G	$\frac{\sigma\ cizalla}{\varepsilon\ cizalla}$	$G = \frac{E}{2.(1+v)}$	$G = {V_s}^2.\rho$
Módulo de Bulk K	$\frac{P\ hidrostática}{\varepsilon\ volumétrica}$	$K = \frac{E}{3.(1-2v)}$	$K = {V_s}^2.\rho - \frac{4.{V_s}^2.\rho}{3}$
Coeficiente de Poisson *v*	$\frac{\varepsilon\ trasversal}{\varepsilon\ longitudinal}$	$v = \frac{3K-2G}{2.(3K+G)}$	$v = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2.\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$

A continuación algunos de los resultados obtenidos con la aplicación de las formulaciones propuestas a lo largo de todo el perfil estratigráfico.

Tabla 22 Resultados de parámetros de modelo HVSR-1

PARÁMETROS GEOFISICA			PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	V_s [m/s]	G_o [Ton/m^2]	G_o [KPa]	E_o [Ton/m^2]	E_o [KPa]	E [KPa]	$10\%E_o<E<20\%E_o$
10.5	10.5	50	508	5084.4	1424	14236.2	2672.8	OK
12.9	23.4	84	1401	14008.0	3838	38382.0	7206.1	OK
11.2	34.6	88	1534	15340.5	4142	41419.4	7776.4	OK
14.5	49.1	209	8732	87320.2	23053	230525.3	43280.6	OK
10.6	59.8	508	51698	516981.8	133381	1333813.0	250420.2	OK
18.1	77.9	673	90621	906208.0	231989	2319892.5	435554.3	OK
19.2	97.1	785	123374	1233737.7	310902	3109019.1	583710.9	OK
8.0	105.0	1545	477294	4772937.7	1183689	11836885.4	2222346.9	OK
6.9	111.9	1768	625391	6253911.2	1513447	15134465.2	2841459.6	OK

Tabla 23 Resultados de parámetros de modelo HVSR-2

PARÁMETROS GEOFISICA			PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	V_s [m/s]	G_o [Ton/m^2]	G_o [KPa]	E_o [Ton/m^2]	E_o [KPa]	E [KPa]	10%E_o<E<20%E_o
12.0	12.0	175	6153	61530.3	17228	172284.9	32346.1	OK
9.5	21.5	201	8043	80432.6	22039	220385.3	41376.8	OK
6.8	28.3	353	24984	249839.7	67457	674567.1	126648.4	OK
14.9	43.2	355	25252	252518.8	66665	666649.7	125161.9	OK
14.4	57.5	422	35603	356033.0	91857	918565.1	172458.4	OK
12.9	70.4	743	110425	1104246.6	282687	2826871.3	530738.3	OK
8.7	79.2	992	196908	1969080.4	496208	4962082.7	931619.1	OK
13.4	92.5	1242	308642	3086419.8	765432	7654321.1	1437080.5	OK
10.6	103.1	1372	376510	3765097.3	911154	9111535.4	1710668.9	OK

Tabla 24 Validación de Vs_{30}

HVSR-1			HVSR-2		
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)
10.5	10.5	50	12	12	175
12.9	23.4	84	9.5	21.5	201
11.2	34.6	88	6.8	28.3	353
14.5	49.1	209	14.9	43.2	355
10.6	59.8	508	14.4	57.5	422
18.1	77.9	673	12.9	70.4	743
19.2	97.1	785	8.7	792	992
8	105	1545	13.4	92.5	1242
6.9	111.9	1768	10.6	103.1	1372

VS_{30}	61.1

VS_{30}	222.1

A.2.4.3.1 — *Velocidad media de la onda de cortante* — La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}} \qquad \text{(A.2.4-1)}$$

donde:

v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$\sum_{i=1}^{n} d_i$ = 30 m siempre

Fuente: NSR10-Titulo H

Tabla 25 Modulo de Elasticidad – $HVSR_1$

HVSR-1				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
10.5	10.5	50	2672.8	2.7
12.9	23.4	84	7206.1	7.2
11.2	34.6	88	7776.4	7.8
14.5	49.1	209	43280.6	43.3
10.6	59.8	508	250420.2	250.4
18.1	77.9	673	435554.3	435.6
19.2	97.1	785	583710.9	583.7
8	105	1545	2222346.9	2222.3
6.9	111.9	1768	2841459.6	2841.5

Tabla 26 Modulo de Elasticidad – $HVSR_2$

HVSR-2				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
12	12	175	32346.1	32.3
9.5	21.5	201	41376.8	41.4
6.8	28.3	353	126648.4	126.6
14.9	43.2	355	125161.9	125.2
14.4	57.5	422	172458.4	172.5
12.9	70.4	743	530738.3	530.7
8.7	792	992	931619.1	931.6
13.4	92.5	1242	1437080.5	1437.1
10.6	103.1	1372	1710668.9	1710.7

6. ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

La ocurrencia de crecientes extremas puede conducir a procesos de socavación general en cauces y local alrededor de pilas y estribos que, sumados a factores de índole hidráulica y geotécnica, pueden convertirse en las causas más comunes de falla de los puentes.
Los estudios de socavación recogidos en el presente volumen tienen por objeto determinar las profundidades críticas de tipo erosivo inducidas por las corrientes del puente proyectado sobre el río Sinú. Con los resultados obtenidos de socavación se plantean las medidas de protección que se requieran.
La profundidad de socavación ya sea de tipo general o local, necesariamente está asociada a la creciente que pasa por la sección hidráulica del sitio donde se ubica el puente.

6.1 Definición del tamaño medio D_{50}

A partir de la visita de campo realizada en el puente del río Sinú se establece el tamaño medio de la partícula del lecho. Esta información tomada en campo sirve para complementar el análisis de dinámica fluvial y determinar de manera cuantitativa la profundidad de socavación general y local, si lo requiere.

Para definir el tamaño medio de la partícula (D_{50}) se utiliza la clasificación de sedimentos según su tamaño, de acuerdo con el sistema Wentworth (Posada, 1994). En la siguiente tabla se muestra dicha clasificación para diferentes tamaños de grano.

Tabla 27 Clasificación de sedimentos según tamaño, sistema Wentworth

Clase	Tamaño	
	m	pulgadas
Guijarros muy grandes	4000-2000	160-80
Guijarros grandes	2000-1000	80-40
Guijarros medios	1000-500	40-20
Guijarros pequeños	500-250	20-10
Cascajo grande	250-125	10-5
Cascajo pequeño	125-64	5-2.5
Grava muy gruesa	64-32	2.5-1.3
Grava gruesa	32-16	1.3-0.6
Grava media	16-8	0.6-0.3

Clase	Tamaño	
	m	pulgadas
Grava fina	8-4	0.3-0.16
Grava muy fina	4-2	0.16-.08
Arena muy gruesa	2-1	
Arena gruesa	1-0.5	
Arena media	0.5-0.25	
Arena fina	0.25-0.125	
Arena muy fina	0.125-0.0625	
Limo grueso	0.0625-0.0313	
Limo medio	0.0313-0.0156	
Limo fino	0.0156-0.0078	
Limo muy fino	0.0078-0.0039	
Arcilla gruesa	0.0039-0.0020	
Arcilla media	0.0020-0.0010	
Arcilla fina	0.0010-0.0005	
Arcilla muy fina	0.0005-0.00025	

Fuente: Posada, 1994

En la Figura 57 y la Figura 58 se aprecia como en el tramo analizado del río Sinú predominan las gravas finas y arenas gruesas.

Figura 58 Acopio de arena gruesa en orillas del río Sinú



Figura 57 Acopio de grava fina en orillas del río Sinú



Fuente: Consultor

En la Figura 59 se aprecia como la orilla del río se caracteriza por tener un material fino, principalmente arenas y gravas muy finas.



Figura 59 Orilla del río Sinú en la zona de ubicación de Pilas del puente proyectado

Se define entonces que, para el análisis de socavación del tercer puente del río Sinú, se tendrá en cuenta un **D_{50}=4 mm**, correspondiente a grava muy fina, el cual, en su mayoría, domina el lecho en este tramo del río.

6.2 APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS DE SOCAVACIÓN

En el presente numeral se describe la metodología para el análisis de socavación de las obras de paso estudiadas. De forma general, en el cálculo de las profundidades totales de socavación se tienen en cuenta los siguientes términos:

- Socavación por contracción.
- Socavación local en estribos y pilas de puentes.

6.2.1 Socavación por contracción

Es la remoción del material del lecho de corriente causado por la constricción de la estructura al flujo del canal natural. Esta constricción generalmente causa aceleración del flujo, incrementando la fuerza erosiva del mismo. La socavación por contracción es directamente aditiva a la socavación general y la local.

Para el cálculo de este tipo de socavación, se consideran dos condiciones diferentes, en función de que la velocidad de arrastre del agua sea capaz de poner en movimiento las partículas del lecho (socavación en lecho móvil) o no (socavación en agua clara).
El cálculo tanto de la velocidad de arrastre crítica, como de la profundidad de socavación en lecho y móvil y agua clara se realizarán utilizando las fórmulas propuestas por Laursen, que aparecen descritas con detalle en el documento publicado por la FHWA "HEC 18: Evaluating Scour at Bridges".

Estas fórmulas están directamente implementadas en el programa HEC-RAS, por lo que se parte de los resultados de la modelización hidráulica del funcionamiento del puente para el caudal de diseño. Posteriormente, y utilizando los resultados obtenidos con el modelo hidráulico, el programa calcula automáticamente el tipo de socavación (en lecho móvil o agua clara), y realiza el cálculo de la profundidad de socavación mediante la aplicación de la fórmula correspondiente.
Como único dato a introducir, el programa requiere el valor del D50 del material que forma el lecho del río.

6.2.2 Socavación local en pilas y estribos del puente

La socavación local ocurre en general alrededor de los estribos, pilas de puentes y cualquier tipo de obstrucción al flujo. Es el resultado de la turbulencia y de los cambios locales del vector velocidad causados por las obstrucciones.

Para el cálculo de este tipo de socavación en estribos, se han aplicado dos de las formulaciones propuestas en el documento HEC-18: la ecuación HIRE (Richardson 1990) y la ecuación de Froelich (Froelich 1989). Estas fórmulas están directamente implementadas en el programa HEC-RAS, que obtiene los datos necesarios para su aplicación de la avenida obtenida en el modelo hidráulico calculado.

El programa determina de forma automática cuál es la ecuación más conveniente para evaluar la socavación local, y realiza el cálculo de la profundidad de socavación mediante la aplicación de la fórmula correspondiente.

6.3 CÁLCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Con base en los análisis de campo realizados, así como en los resultados arrojados por los estudios hidráulicos contenidos en el presente volumen para un caudal con periodo de

retorno de 100 años, se obtienen las profundidades de socavación potencial mostradas para el puente del río Sinú.

A continuación, se muestra el cálculo de la socavación por contracción (en el lecho) y socavación local (en pilas y estribos), así mismo se muestra el perfil transversal con la profundidad de socavación estimada en cada situación. En el informe METODOLOGÍA ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN se presentan los resultados de los cálculos realizados por dicha especialidad y la modelación realizada para obtener los siguientes resultados:

Tabla 28 Profundidad de socavación

Contracción			Pilas	
Margen Izq.	Canal	Margen Der.	1 (218)	2 (378)
0	0.23	0	7.81	6.22

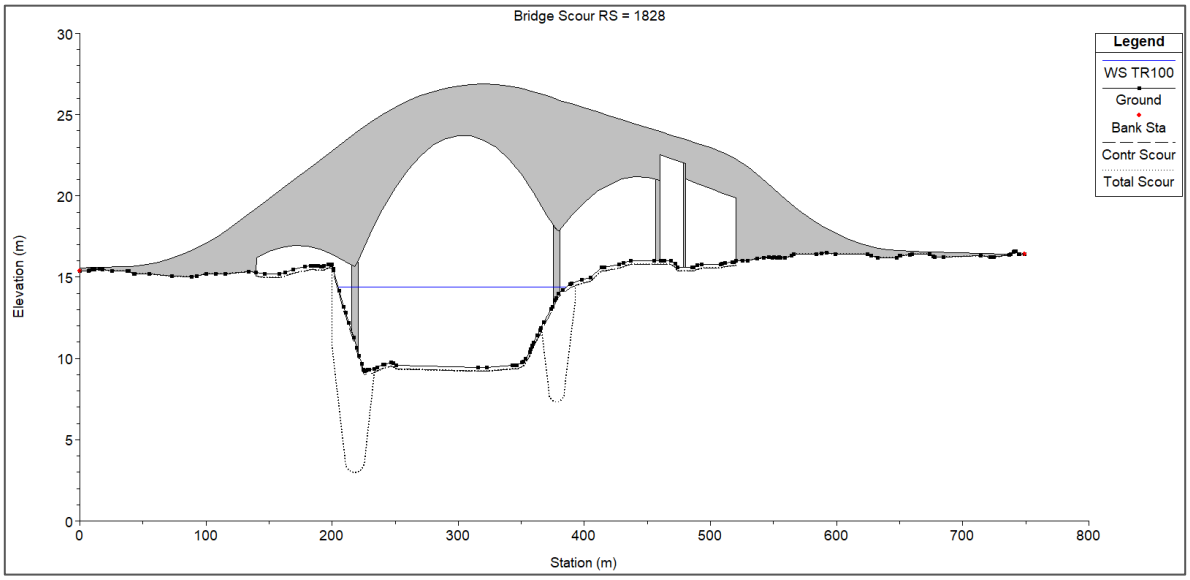
Fuente: Consultor

De conformidad con la tabla anterior, los perfiles de socavación dan como resultado los siguientes espesores:

- PILA 1 (Apoyo 2) = 7.81 m
- PILA 2 (Apoyo 3) = 6.22 m

De acuerdo con las estrategias de mitigación control y prevención de fenómenos de socavación (Ver ítem 6.4) se espera una reducción y control de estos fenómenos con valores mínimos. Sin embargo, de forma conservadora en este proyecto como parte del diseño se estimará una profundidad de socavación del 50% de la pila con mayor socavación lo cual nos da un perfil de socavación de 4.0 m aproximado con lo cual se evaluará la capacidad portante de los caisson, reduciendo el aporte por fuste en esta profundidad.

Figura 60 Esquema gráfico de profundidad de socavación



Fuente: Consultor

De los resultados obtenidos se concluye que la socavación general por contracción es menor y no representa un factor de riesgo a la hora de construir el puente proyectado. Para las pilas si se presenta una socavación local considerable que requiere una protección especial para evitar problemas de estabilidad de la estructura a futuro.

6.4 MEDIDAS DE PROTECCIÓN A LA SOCAVACIÓN

Las medidas de protección se usan para controlar, demorar, minimizar o monitorear problemas de estabilidad de cauces y puentes. La solución al problema de socavación de un puente debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originan, incluyendo aspectos desestabilizantes desde los puntos de vista topográfico, hidrológico, hidráulico, estructural y de suelos. En general, las medidas de protección de puentes se clasifican en tres grandes tipos: hidráulicas, estructurales y monitoreo.

Es muy importante entender cuáles son los factores que causan la socavación y cuantificar su profundidad máxima, para determinar opciones de protección y poder seleccionar la más adecuada. Es necesario también prever los efectos negativos que represente, sobre el cauce o sobre el mismo puente, la adopción de alguna de las alternativas de solución al problema de la socavación (Guevara, 2016).

Para el caso de estudio sobre el puente del río Sinú, la socavación se presenta en dos sectores. El primero muestra una socavación continua y marcada en la margen izquierda del río en la curva aguas arriba del puente en mención. En dicho sector se ha venido presentando una socavación continua a lo largo de los años. El segundo sector de análisis corresponde a los resultados de la modelación hidráulica que determinan que la socavación se presentará principalmente en las pilas del puente, las cuales quedarían sumergidas por debajo del nivel de lámina de agua máxima para un TR100.

A continuación, se describen las medidas de protección a la socavación para ambos sectores, de acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de socavación realizado anteriormente. Para ambos sectores la protección contra la socavación irá encaminada en proteger el talud de la erosión por inundación. Para el caso puntual de las pilas, se planteará una medida complementaria de protección teniendo en cuenta la importancia de que no se presente socavación en dichas estructuras.

6.4.1 Protección contra la socavación en talud

Con esta protección se busca reducir el avance de la socavación aguas arriba y aguas del puente en la margen izquierda del río Sinú, teniendo en cuenta lo identificado en el análisis de dinámica fluvial. De igual manera, en el sitio exacto de la ubicación de las pilas se propone la protección lateral del talud teniendo en cuenta que dichas pilas se proponen en los taludes de las bancas del río Sinú.

La protección del talud de la orilla superior se logra con revestimientos que se apoyan directamente sobre el talud de la orilla y se extienden hasta el fondo del cauce. Se construyen con materiales que no pueden ser arrastrados por la corriente, por lo regular enrocados. Entre estos materiales y los del cauce se suele colocar un filtro que impide que las partículas finas salgan entre los huecos de la protección debido a la turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de los niveles del agua, sobre todo en época de avenidas (Guevara, 2016).

En el diseño de revestimientos, ya sea que se usen para protección de la orilla superior o inferior, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los taludes, dependiendo del tipo de material de las bancas, deben tener una pendiente entre 1V:2H y 1V:4H con el fin de asegurar la estabilidad tanto del material que hay que proteger como del protector.
- Los revestimientos o cubiertas protectoras de las orillas deben ser porosas para permitir el drenaje a través de ellas y evitar la presencia de subpresiones que levanten y dañen la cubierta.
- La cubierta debe ser colocada sobre un filtro construido de grava gradada o telas sintéticas colocado en los sitios donde pueda presentarse movimientos de partículas hacia el exterior.
- Las medidas protectoras deben extenderse hacia el lecho del cauce con el fin de proteger la pata del talud, especialmente en aquellos casos en que esta erosión sea agresiva y atente contra la estabilidad de todo el talud.
- Los revestimientos deben ser flexibles, hechos con enrocado o gaviones, para que se acomoden a asentamientos y deformaciones.

Para el caso de estudio, se propone una protección de los taludes con enrocado. Los objetivos de los enrocados son:

- Proteger el canal de la erosión.
- Conservar la forma de la sección transversal del canal, en especial la de los taludes.
- Proteger estructuras hidráulicas de la acción erosiva de las aguas.

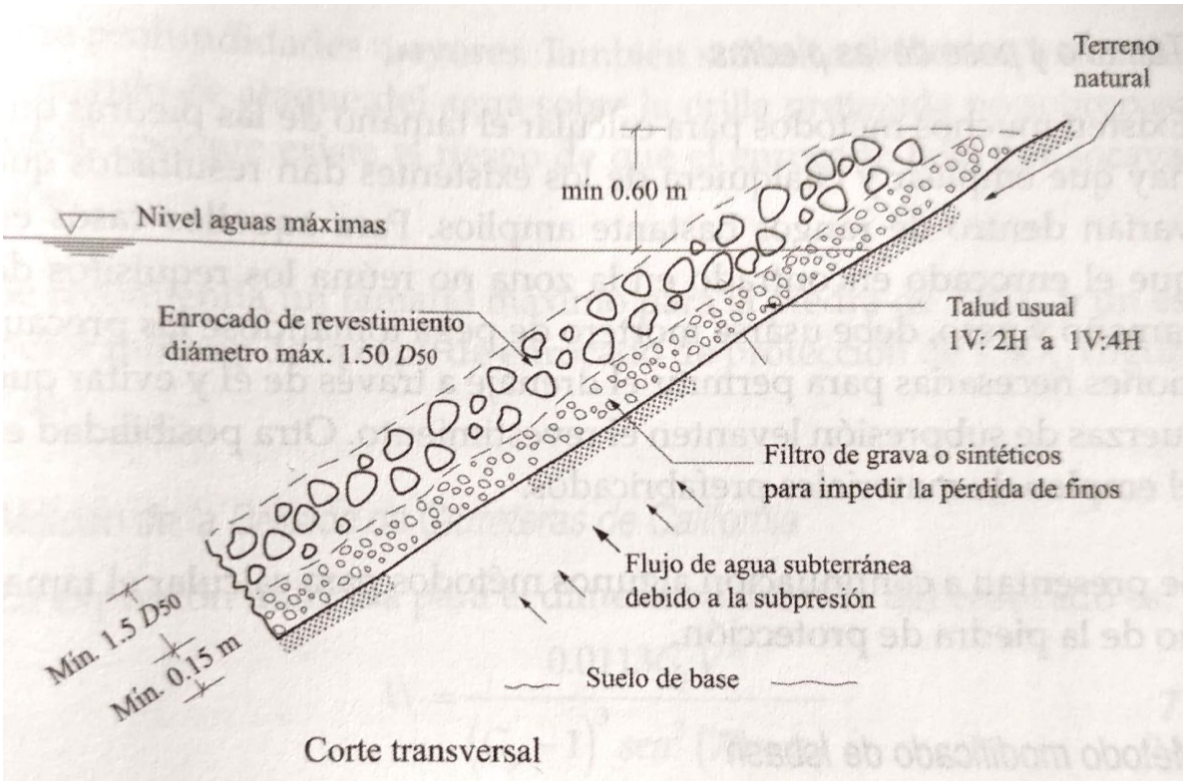


Figura 61 Protección con enrocados en talud

Fuente: Universidad del Cauca, 1991, adaptado de Holguín, 1988

De la Figura 61 se definen las condiciones que debe tener la protección de taludes en ríos. Se sugiere que el espesor mínimo de protección sea $1.5D_{50}$, el tamaño máximo de los granos podrá ser de hasta $1.5D_{50}$. Se debe garantizar un filtro en la base que impida la pérdida de finos, que para este caso será con geotextil, teniendo en cuenta que el material predominante en el lecho del río son arenas y gravas finas.

Para el cálculo del tamaño de los granos mediante el uso del método modificado de Isbash, que toma en cuenta los taludes del canal o de las orillas del cauce natural. Este método lo recomienda el Comité de Trabajo de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

$$W = \frac{0.0232 G_p V^6}{\left(G_p - 1\right)^3 (\cos \alpha)^3}$$

Donde:

W: Peso de las rocas de diámetro medio (kg)
G_p: Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65
α: Ángulo que forma el talud del revestimiento con la horizontal (grados)
V: Velocidad en el cauce (m/s)

A continuación, en la Tabla 29, se relaciona el cálculo del peso de las rocas para cada margen del río Sinú en el sector del puente proyectado del río Sinú. Estima un peso de 15.36 kg para un talud de 75° en la margen izquierda, y un peso de 1.52 kg para un talud de 55° en la margen derecha.

Tabla 29 Cálculo del peso de las rocas para cada margen

Variable	Margen izquierda	Margen derecha
Gp	2.65	2.65
α (°)	75	55
V (m/s)	1.64	1.66
W (kg)	**15.36**	**1.52**

Fuente: Consultor

El diámetro de la roca, equivalente a un peso determinado, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$D = \sqrt[3]{\frac{W}{0.5\gamma_p}}$$

Donde:

D: Diámetro del enrocado (m)
W: Peso de las rocas de diámetro medio (kg)
γ_p: Peso específico de las rocas, usualmente 2400 kg/m^3

A continuación, en la Tabla 30, se estima el diámetro medio D_{50} para cada una de las márgenes.

Tabla 30 Cálculo del diámetro medio de las rocas para cada margen

Variable	Margen izquierda	Margen derecha
γp (kg/m^3)	2400	2400
W (kg)	15.36	1.52
D (m)	0.234	0.108
D (mm)	233.92	108.14

Fuente: Consultor

De la Tabla 30 se concluye que para la margen izquierda el tamaño medio de la roca será de 233 mm y para la margen derecha será de 108 mm. Teniendo en cuenta las condiciones propias del río en ese tramo y la potencialidad de erosión, se recomienda que el tamaño medio sea de 250 mm y un tamaño máximo de 375 mm en ambas márgenes. Se sugiere que el espesor de protección en ambas márgenes sea de 500 mm con el fin de garantizar la protección del talud conservando las condiciones naturales de este. El filtro será un geotextil no tejido que impida la pérdida de finos.

6.4.2 Protección contra la socavación local en pilas

La forma más simple y efectiva de proteger una pila es por medio de enrocado. El enrocado que va a usarse es de mayor tamaño que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

Para no reducir el área hidráulica de la corriente, es conveniente desplantar el enrocado hasta la elevación que alcanza la socavación a largo plazo y por contracción. Como esto no siempre es posible, conviene al menos rellenar con enrocado el hueco dejado por la socavación.

Para el dimensionamiento de las estructuras de protección se han seguido las recomendaciones recogidas en el documento “HEC-23: Bridge Scour and Stream Instability Countermesures: Experience, Selection, and Design Guidance - Third Edition (Volume 2)”, publicado por la FHWA.

Según dicha guía, para el cálculo del tamaño de la roca de protección se debe seguir la siguiente ecuación:

$$D_{50} = \frac{0.692(V_{dis})^2}{2g(G_p - 1)}$$

Donde:

D_{50}: Diámetro medio de la roca (m)
V_{dis}: Velocidad de flujo representativa en la zona de la pila incluyendo el efecto de la contracción del puente (m/s)
g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)
G_p: Densidad relativa de la roca, usualmente 2.65

$$V_{dis} = K_1 K_2 V$$

Donde:

V: Velocidad media en el cauce (m/s)
K_1: Coeficiente de corrección por forma de la pila. 1.7 para pila con nariz rectangular
K_2: Coeficiente de corrección ubicación de la pila en el cauce.

Si la velocidad se obtiene de tubos de corriente en modelos hidráulicos en una o dos direcciones, K_2=1.0. La velocidad máxima en el cauce principal se usa con frecuencia cuando existe posibilidad de movimiento del Thalweg.

$$V_{dis} = K_1 V_{max}$$

En la Tabla 31 se relaciona el cálculo de D_{50} para cada una de las pilas que requieren protección con enrocado.

Tabla 31 Cálculo de tamaño medio de las rocas para protección de pilas

Variable	Margen izquierda	Margen derecha
K1	1.5	1.5
Vmax (m/s)	1.64	1.66
Vdis (m/s)	2.46	2.49
Gp	2.65	2.65
D_{50} (m)	0.129	0.133

Fuente: Consultor

De la Tabla 31 se aprecia que el tamaño medio es menor al obtenido para la protección de taludes, por lo que, con el fin de garantizar la protección contra la socavación, y la construcción de las medidas sugeridas, se propone que el tamaño medio sea de 250 mm.

En HEC-23 se recomiendan los siguientes criterios para colocación del enrocado:

- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben reponerse si se presenta socavación.
- La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce; mientras más profundo se coloque, menos probabilidad existe de que sea movido, pero más difícil será su colocación e inspección.
- El espesor mínimo del enrocado está entre dos y tres veces el diámetro D_{50} de la roca. Sin embargo, cuando la socavación por contracción excede 3 D50, el espesor del enrocado se debe extender toda la profundidad de socavación por contracción, más alguna profundidad por degradación a largo plazo.
- En general, el enrocado se debe colocar sobre un filtro, ya sea granular o geotextil. El filtro se coloca alrededor de la pila en una extensión de 4/3 el ancho de la pila, de forma que quede cubierto por el enrocado. Si las formas del lecho son dunas, es preferible el uso de geotextiles.
- El tamaño máximo de la roca no debe exceder dos veces el tamaño medio del material.

El enrocado debe extenderse al menos una distancia de 1.5 veces el ancho del pilar a partir de cada cara. Si el ángulo de ataque de flujo excede 15° debe considerarse el ancho proyectado de la pila. El espesor del enrocado debe ser al menos de 2 D_{50}, e instalarse de forma que la parte superior quede a ras con el lecho del río.

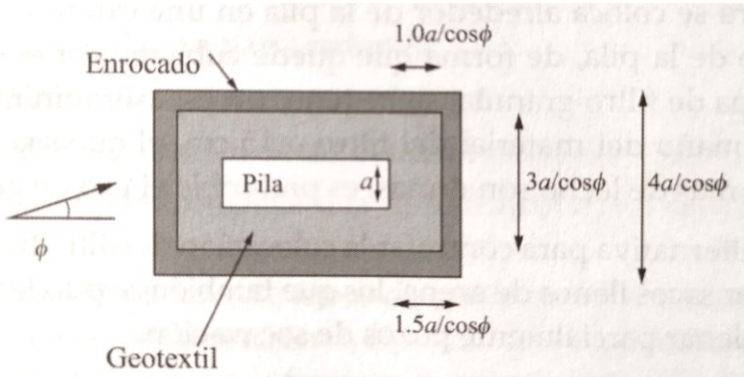


Figura 62 Enrocado colocado en excavación previamente hecha (Ø≥15°)

Fuente: Guevara, 2016

A continuación, para cada una de las pilas a proteger se estiman las dimensiones sugeridas en la Figura 62. Para la pila de la margen izquierda se tiene un ángulo Ø=59° y para la pila de la margen derecha se tiene un ángulo Ø=31°.

Tabla 32 Cálculo de geometría de protección contra la socavación de pilas

Variable	Margen izquierda	Margen derecha
Ancho de pila a (m)	5	5
Ángulo Ø (°)	49	31
Ancho total enrocado (m)	30.49	23.33
Extensión de enrocado total aguas arriba y aguas abajo (m)	11.43	8.75
Ancho con geotextil (m)	22.86	17.50
Extensión de enrocado con geotextil aguas arriba y aguas abajo (m)	7.62	5.83

Fuente: Consultor

Teniendo en cuenta la profundidad de socavación mostrada en la tabla, se propone que el espesor de protección a la socavación en las pilas tenga una profundidad de mínimo 4 m. Esta protección debe incluir geotextil no tejido que impida la pérdida de finos, El geotextil debe estar en contacto directo con las pilas.

7. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

7.1 METODOLOGÍA DE CALCULO Y CRITERIOS DE DISEÑO DE CIMENTACIONES

La metodología empleada para los cálculos se ha realizado de acuerdo con lo especificado en la sección 10 de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD CCP14, correspondiente al cálculo de cimentaciones.

A continuación, se detallan las líneas generales de la metodología empleada según el modo de fallo analizado y el tipo de material sobre el que se apoyan las cimentaciones, según la norma CCP14.

7.1.1 Resistencia ante Hundimiento

La resistencia ponderada para pilotes perforados R_R se toma como:

$$R_R = \phi * R_n = \phi_{qp} * R_p + \phi_{qs} * R_s$$

Siendo:

$$R_p = q_p * A_p$$
$$R_s = q_s * A_s$$

Donde:

- R_p = Resistencia de punta nominal del pilote.
- R_s = Resistencia lateral nominal del pilote.
- ϕ_{qp} = Factor de resistencia para la punta especificada en la Tabla 10.5.5.2.4.1. cuyos valores se reproducen en la Tabla 10.
- ϕ_{qs} = Factor de resistencia para el fuste del pilote especificada en la Tabla 10.5.5.2.4.1.
    - La referida tabla de la norma se adjunta a continuación (Tabla 10)
- q_p = Resistencia unitaria por punta
- q_s = Resistencia unitaria lateral (por fuste)
- A_p = Área de la punta del pilote.
- A_s = Área de superficie lateral del pilote.

Para el cálculo de las resistencias unitarias lateral y de punta de los pilotes en suelos cohesivos y granulares se deberán seguir los numerales 10.8.3.5.1 y 10.8.3.5.2 de la norma CCP14, respectivamente. Estos epígrafes se resumen a continuación.

Tabla 7 Factores para la resistencia geotécnica de pilotes perforados en el estado límite de resistencia.

Method/Soil/Condition			Resistance Factor
Nominal Axial Compressive Resistance of Single-Drilled Shafts, φ_{stat}	Side resistance in clay	α-method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Tip resistance in clay	Total Stress (O'Neill and Reese, 1999)	0.40
	Side resistance in sand	β-method (O'Neill and Reese, 1999)	0.55
	Tip resistance in sand	O'Neill and Reese (1999)	0.50
	Side resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.60
	Tip resistance in IGMs	O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Horvath and Kenney (1979) O'Neill and Reese (1999)	0.55
	Side resistance in rock	Carter and Kulhawy (1988)	0.50
	Tip resistance in rock	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) O'Neill and Reese (1999)	0.50
Block Failure, φ_{b1}	Clay		0.55
Uplift Resistance of Single-Drilled Shafts, φ_{up}	Clay	α-method (O'Neill and Reese, 1999)	0.35
	Sand	β-method (O'Neill and Reese, 1999)	0.45
	Rock	Horvath and Kenney (1979) Carter and Kulhawy (1988)	0.40
Group Uplift Resistance, φ_{ug}	Sand and clay		0.45
Horizontal Geotechnical Resistance of Single Shaft or Shaft Group	All materials		1.0
Static Load Test (compression), φ_{load}	All Materials		0.70
Static Load Test (uplift), φ_{upload}	All Materials		0.60

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD CCP14

Concretamente, los factores de resistencia adoptados para pilotes perforados en terrenos cohesivos y granulares, calculados según métodos α (suelos cohesivos), β (suelos no cohesivos) y en roca, bajo carga axil de compresión, son los recogidos en la tabla siguiente:

Tabla 8 Factores de resistencia para pilotes perforados en suelos cohesivos y granulares, calculados por los métodos α y β, sometidos a carga axil de compresión.

Tipo de suelo	Cohesivo	Granular	Roca
Factor resistencia lateral (□s)	0,45	0,55	Alterada: 0.55 Roca sana: 0.50
Factor resistencia punta (□p)	0,40	0,50	0.50

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD CCP14

Tanto para el caso de evento límite de socavación como para el caso de evento límite de sismo (eventos extremos) los factores de resistencia se tomarán iguales a 1.00 para pilotes sometidos a compresión, según el Art. 10.5.5.3 de la AASHTO LRFD 2012.

7.1.1.1 Resistencia unitaria lateral para pilotes perforados en suelos cohesivos

La resistencia lateral unitaria se calculará por el Método α:

$$q_s = \alpha S_u$$

En la cual:

$$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1(S_u / p_a - 1.5) \text{ para } 1.5 \leq S_u / p_a \leq 2.5$$

Donde:

- S_u = *Resistencia* al corte sin drenaje (ksf)
- α = *Factor* de adhesión (adimensional)
- p_a = *presión* atmosférica (0.101 ksf)

Las siguientes partes del pilote no deben tenerse en consideración para contribuir a la resistencia lateral:

- Los 1500 mm superiores de la longitud del pilote.
- La parte inferior del pilote, correspondiente a una longitud de un diámetro
- Periferia y extremos acampanados, si los hubiera
- Distancia por encima de un extremo acampanado (si lo hubiese) en una

longitud igual al diámetro del pilote.

7.1.1.2 Resistencia unitaria por punta para pilotes perforados en suelos cohesivos

La resistencia unitaria por punta se calculará por el Método de Tensión Total propuesto por O´Neill y Reese (1999):

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0 \text{ (MPa)}$$

En la cual:

$$N_c = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9$$

Donde:

- D = Diámetro del pilote (mm)
- Z = Penetración del pilote (mm)
- S_u = Resistencia al corte sin drenaje (MPa)

7.1.1.3 Resistencia unitaria lateral para pilotes perforados en suelos no cohesivos

La resistencia lateral unitaria se calculará por el Método β:

$$q_s = \beta\sigma'_v \leq 0.19 \text{ para } 0.25 \leq \beta \leq 1.2$$

Según este método, en suelos arenosos:

- para $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - (7.7x10^{-3}\sqrt{z})$$

- para $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15}\left(1.5 - 7.7x10^{-3}\sqrt{z}\right)$$

Donde:

- σ'_v = Tensión vertical efectiva en la capa de suelo a media profundidad (MPa)
- β = Coeficiente de transferencia de carga (adimensional)
- z = Profundidad bajo tierra en la capa de suelo a media profundidad (mm)
- N_{60} = Promedio SPT conteo de golpes

Para gravas y arenas gravosas:

- Para N_{60} >15: $\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75}$

- Para N_{60} <15: $\beta = \frac{N_{60}}{15}\left(1.5 - 7.7x10^{-3}\sqrt{z}\right)$

7.1.1.4 Resistencia unitaria por punta para pilotes perforados en suelos no cohesivos

La resistencia unitaria por punta se calculará por el Método propuesto por O´Neill y Reese (1999):

$$N_{60} \leq 50,\ q_p = 1.2N_{60}$$

Siendo

- q_p el valor de la resistencia unitaria por punta en ksf, que debe limitarse a un máximo de 60 (≈3.0 MPa)
- N_{60}: N_{SPT} corregido únicamente por el factor de eficiencia del martillo

Para valores N_{60}>50:

$$q_p = 0.59\left[N_{60}\left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)\right]^{0.8}\sigma'_v$$

- N_{60}: N_{SPT} corregido únicamente por el factor de eficiencia del martillo (valor máximo: 100)
- Pa: presión atmosférica (=2,12 ksf)
- σ_v': tensión efectiva vertical en la punta del pilote (ksf)

7.1.1.5 Resistencia unitaria lateral para pilotes perforados en roca

El método especificado por la CCP-14 para el cálculo de la resistencia por fuste en la longitud embebida en roca sana es el de Kulhawy et al. (2005)

$$q_S = p_a \cdot C \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_a}}$$

Donde,

- p_a = Presión atmosférica (2.12 ksf)
- C = coeficiente de regresión, tomado como 1.0 en condiciones normales
- q_u = Resistencia a compresión simple de la roca (ksf). Se toma la resistencia a compresión del hormigón (f'_c) si resulta ser menor que la resistencia de la roca.

En el caso de roca fuertemente fracturada, se toma la formulación de O'Neill y Reese (1999):

$$q_S = p_a \cdot 0.65 \cdot \alpha_E \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_a}}$$

Donde,

- p_a = Presión atmosférica (2.12 ksf)
- α_E = Factor de modificación por juntas, dado en la tabla siguiente.
- q_u = Resistencia a compresión simple de la roca (ksf).

Tabla 9 Estimación del coeficiente αE (O'Neill y Reese (1999)).

RDQ (%)	Joint Modification Factor, α_E	
	Closed Joints	Open or Gouge-Filled Joints
100	1.00	0.85
70	0.85	0.55
50	0.60	0.55
30	0.50	0.50
20	0.45	0.45

Fuente: Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD CCP14

7.1.1.6 Resistencia unitaria por punta para pilotes perforados en roca

La resistencia por punta del pilote se calcula en función del nivel de fracturación de la roca desde la cota de la punta hasta una distancia de 2.0D por debajo (siendo D el diámetro del pilote) y la longitud de empotramiento en roca.

✔ Si la longitud de empotramiento es superior a 1.5D y el material rocoso bajo la punta (hasta el nivel antes descrito) se encuentra sano o fuertemente fracturado, la resistencia por punta toma el siguiente valor:

$$q_P = 2.5 q_u$$

Donde:

- q_u = Resistencia a compresión simple de la roca (ksf).

✔ Si la roca bajo la punta (hasta 2.0D por debajo) se encuentra moderadamente fracturada:

$$q_P = A + q_u \cdot \left[\frac{m_b \cdot A}{q_u} + s\right]^a$$

Donde:

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

Donde:

- q_u = Resistencia a compresión simple de la roca
- $\sigma'_{v,b}$ = Tensión vertical efectiva al nivel de la punta
- s, a, m_b = Parámetros resistentes de Hoek – Brown, determinados a partir del GSI para el macizo rocoso

7.1.2 Resistencia ante levantamiento

En la norma CCP-14 se indica, en el apartado 10.8.3.7.2 (“Resistencia de Pilote Perforado Individual”), que la resistencia al levantamiento de un pilote individual perforado de lados rectos se debe estimar de forma similar a la utilizada para determinar la resistencia lateral en compresión, como se muestra en la siguiente ecuación:
La resistencia ante levantamiento se estudia cuando pueden existir cargas de tracción sobre los pilotes. La resistencia factorizada del pilote:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{up} R_s$$

Donde:

- R_S = Resistencia nominal ante levantamiento debida al fuste (kips)
- Φ_{up} = Factor de resistencia para levantamiento especificado en la tabla 10.5.5.2.4.1. de la norma.

Así, se calcula la resistencia por fuste del pilote mediante el método que proceda de entre los descritos en el apartado anterior, según el tipo de suelo. El coeficiente de minoración en situación estática se encuentra en la Tabla 10 (Apartado 4.1.1), y en caso accidental será de 1,00.

7.1.3 Calculo Coeficiente de Reacción Horizontal KH

Se obtienen los valores de coeficientes de reacción horizontal (módulos de balasto) para análisis de interacción suelo estructura, a partir de los valores de módulo de deformación determinados por correlaciones con SPT.

Para el cálculo de los valores de módulo de balasto horizontal, se utilizó la ecuación de Vesic (1961):

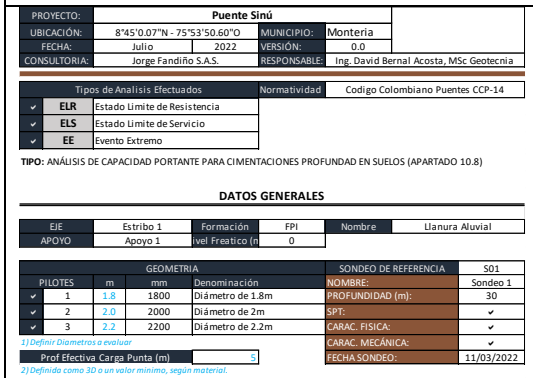
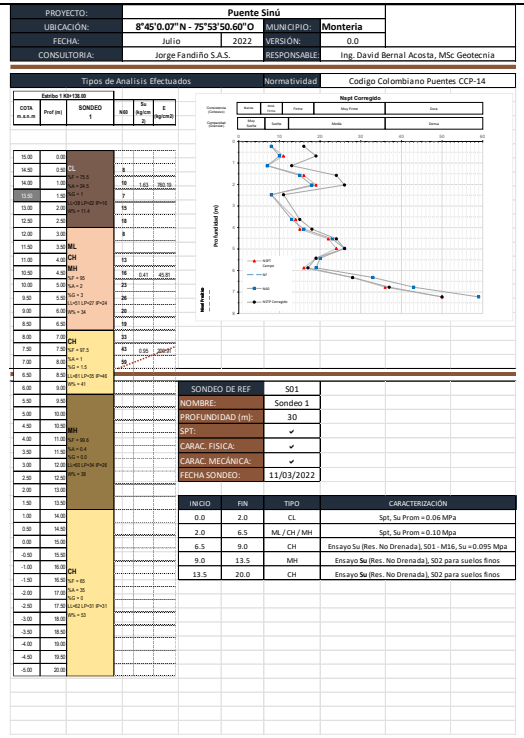
$$k_h = \frac{0{,}65}{d} \sqrt[12]{\frac{E_s\, d^4}{E_p\, I_p}} \frac{E_s}{1-\nu^2}$$

Donde:

- ✓ d es el diámetro del pilote
- ✓ Es, módulo de deformación del suelo/roca
- ✓ Ep, Módulo de elasticidad del pilote
- ✓ Ip, momento de inercia del pilote, según su diámetro
- ✓ ν, relación de Poisson.

7.2 EXPLICACIÓN DE MEMORIAS DE CALCULO

Las memorias de cálculo se presentan de forma individual por cada uno de los puntos de apoyo, en esta sección se procede a explicar de forma detallada los componentes de cada una de ellas.

Datos Generales	Descripción	Exploración	Descripción
	Esta hoja presenta una descripción de todos los datos de entrada. Incluye los diámetros evaluados en el análisis y la profundidad efectiva por punta de los caisson. De forma indistinta el aporte de punta de los pilotes ha sido considerado a partir de 5.0 m. **En el resumen de resultados se puede observar la capacidad de los caisson (ELR y ELS-EE) para cada diámetro y para diferentes profundidades. Resultados obtenidos de los ábacos de carga.**		Esta hoja presenta en detalle el perfil estratigráfico del sondeo, las condiciones particulares y parámetros geotécnicos establecidos según la caracterización física y mecánica. De igual manera presentamos los gráficos de ensayo de penetración estándar SPT con su debida corrección. Los parámetros geotécnicos y el perfil estratigráfico son presentado en este apartado.

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 25-07-2022

Calculos (Ver con claridad en ANEXOS)

MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD DE CARGA PILOTES:	Puente Sinú	HOJA	1/4

TIPO DE ANALISIS	ELS-EE	Estado Limite de Servicio / Evento Extremo	NORMATIVIDAD	Codigo Colombiano Puentes CCP-14	EJE	Estribo 1	APOYO	Apoyo 1	VERSIÓN	0.0	Diámetro (m)	1.8
Formación	FPI	Llanura Aluvial	Nivel Freático	0.0 m	SONDEO DE REFERENCIA	Codigo Sondeo: S01 – Realizado en Estribo 1 - Apoyo 1						

$$k_h = \frac{0{,}65}{d}\sqrt[12]{\frac{E_s\, d^4}{E_p\, I_p}}\,\frac{E_s}{1-\nu^2}$$

Elemento: Estribo 1 | Apoyo 1

Parámetros del suelo		Otros Parámetros		Separación de ejes	3D	Factores de Resistencia Según Tabla 10.5.5.2.4-1				Parámetros Hormigón de Pilotes			
γ_s (N/mm³)	1.90E-05	ρ_{min} (MPa)	0.101	Factor de reducción según Tabla 10.8.3.6	0.8	Suelos Cohesivos		Suelos Granulares		f'c (MPa)	25	Ec (MPa)	24000
γ_s	0.35	γ_c (N/mm³)	1.00E-05	Perfil de excavación (m)	0	$\int_{qp}$	1.00	$\int_{qp}$	1.00	γ_c (N/mm³)	2.40E-05	γ_c	0.2
						$\int_{qs}$	1.00	$\int_{qs}$	1.00				

Prof. Inicial	Prof. Final	Prof.Med.	σ final est.	u nivel med.	σ'_v	Litología	Tipo de suelo	N_{60}	Su	Su/Pa	α	β	qs	Diám. Pilote	Nc	qp	$R_{S-contacto}$	R_S	R_P	R_R	R_R	Em	Kh
(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				(MPa)				(MPa)	(mm)		(MPa)	(N)	(N)	(N)	(N)	(ton)	(N/mm2)	kg/cm3
0.0	0.5	0.3	0.00950	0.00250	0.0023	CL	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	6.3	0.30	59715	59715	0	59715	5.97	7.00	0.19
0.5	1.0	0.8	0.01900	0.00750	0.0068	CL	Cohesivo	10	0.0600	0.59	0.55	0.00	0.033	1800	6.7	0.40	74644	134360	0	134360	13.44	6.00	0.16
1.0	1.5	1.3	0.02850	0.01250	0.0113	CL	Cohesivo	7	0.0420	0.42	0.55	0.00	0.023	1800	7.0	0.29	52251	186611	0	186611	18.66	6.00	0.16
1.5	2.0	1.8	0.03800	0.01750	0.0158	CL	Cohesivo	15	0.0900	0.89	0.55	0.00	0.050	1800	7.3	0.66	111966	298577	0	298577	29.86	8.00	0.22
2.0	2.5	2.3	0.04750	0.02250	0.0203	ML / CH / MH	Cohesivo	18	0.1080	1.07	0.55	0.00	0.059	1800	7.7	0.83	134360	432937	0	432937	43.29	6.00	0.16
2.5	3.0	2.8	0.05700	0.02750	0.0248	ML / CH / MH	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	8.0	0.38	59715	492652	0	492652	49.27	7.00	0.19
3.0	3.5	3.3	0.06650	0.03250	0.0293	ML / CH / MH	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	8.3	0.40	59715	552367	0	552367	55.24	9.00	0.25
3.5	4.0	3.8	0.07600	0.03750	0.0338	ML / CH / MH	Cohesivo	13	0.0780	0.77	0.55	0.00	0.043	1800	8.7	0.68	97038	649405	0	649405	64.94	10.00	0.28
4.0	4.5	4.3	0.08550	0.04250	0.0383	ML / CH / MH	Cohesivo	16	0.0960	0.95	0.55	0.00	0.053	1800	9.0	0.86	119431	768836	0	768836	76.88	11.00	0.31
4.5	5.0	4.75	0.09500	0.04750	0.0428	ML / CH / MH	Cohesivo	23	0.1380	1.37	0.55	0.00	0.076	1800	9.0	1.24	171682	940517	0	940517	94.05	12.00	0.34
5.0	5.5	5.3	0.10450	0.05250	0.0473	ML / CH / MH	Cohesivo	26	0.1560	1.54	0.55	0.00	0.085	1800	9.0	1.40	192503	1133020	2858196	3991216	399.12	21.00	0.62
5.5	6.0	5.8	0.11400	0.05750	0.0518	ML / CH / MH	Cohesivo	20	0.1200	1.19	0.55	0.00	0.066	1800	9.0	1.08	149288	1282309	2198612	3480921	348.09	21.00	0.62
6.0	6.5	6.3	0.12350	0.06250	0.0563	ML / CH / MH	Cohesivo	19	0.1140	1.13	0.55	0.00	0.063	1800	9.0	1.03	141824	1424133	2088682	3512814	351.28	21.00	0.62
6.5	7.0	6.8	0.13300	0.06750	0.0608	CH	Cohesivo	33	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	118187	1542320	1740568	3282888	328.29	21.00	0.62
7.0	7.5	7.3	0.14250	0.07250	0.0653	CH	Cohesivo	43	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	118187	1660506	1740568	3401074	340.11	21.00	0.62
7.5	8.0	7.8	0.15200	0.07750	0.0698	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	118187	1778693	1740568	3519261	351.93	21.00	0.62
8.0	8.5	8.3	0.16150	0.08250	0.0743	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	118187	1896880	1740568	3637448	363.74	21.00	0.62
8.5	9.0	8.8	0.17100	0.08750	0.0788	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	118187	2015066	1740568	3755634	375.56	21.00	0.62
9.0	9.5	9.3	0.18050	0.09250	0.0833	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2102151	1282524	3384675	338.47	18.45	0.54
9.5	10.0	9.8	0.19000	0.09750	0.0878	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2189236	1282524	3471760	347.18	18.45	0.54
10.0	10.5	10.3	0.19950	0.10250	0.0923	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2276321	1282524	3558845	355.88	18.45	0.54
10.5	11.0	10.8	0.20900	0.10750	0.0968	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2363406	1282524	3645930	364.59	18.45	0.54
11.0	11.5	11.3	0.21850	0.11250	0.1013	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2450491	1282524	3733015	373.30	18.45	0.54
11.5	12.0	11.8	0.22800	0.11750	0.1058	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2537576	1282524	3820100	382.01	18.45	0.54
12.0	12.5	12.3	0.23750	0.12250	0.1103	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2624661	1282524	3907185	390.72	18.45	0.54
12.5	13.0	12.8	0.24700	0.12750	0.1148	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2711746	1282524	3994270	399.43	18.45	0.54
13.0	13.5	13.3	0.25650	0.13250	0.1193	MH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2798831	1282524	4081355	408.14	18.45	0.54
13.5	14.0	13.8	0.26600	0.13750	0.1238	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2885916	1282524	4168440	416.84	18.45	0.54
14.0	14.5	14.3	0.27550	0.14250	0.1283	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	2973001	1282524	4255525	425.55	18.45	0.54
14.5	15.0	14.8	0.28500	0.14750	0.1328	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3060086	1282524	4342610	434.26	18.45	0.54
15.0	15.5	15.3	0.29450	0.15250	0.1373	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3147171	1282524	4429695	442.97	18.45	0.54
15.5	16.0	15.8	0.30400	0.15750	0.1418	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3234256	1282524	4516779	451.68	18.45	0.54
16.0	16.5	16.3	0.31350	0.16250	0.1463	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3321341	1282524	4603864	460.39	18.45	0.54
16.5	17.0	16.8	0.32300	0.16750	0.1508	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3408426	1282524	4690949	469.09	18.45	0.54
17.0	17.5	17.3	0.33250	0.17250	0.1553	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3495511	1282524	4778034	477.80	18.45	0.54
17.5	18.0	17.8	0.34200	0.17750	0.1598	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3582595	1282524	4865119	486.51	18.45	0.54
18.0	18.5	18.3	0.35150	0.18250	0.1643	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3669680	1282524	4952204	495.22	18.45	0.54
18.5	19.0	18.8	0.36100	0.18750	0.1688	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3756765	1282524	5039289	503.93	18.45	0.54
19.0	19.5	19.3	0.37050	0.19250	0.1733	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3843850	1282524	5126374	512.64	18.45	0.54
19.5	20.0	19.8	0.38000	0.19750	0.1778	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	3930935	1282524	5213459	521.35	18.45	0.54
20.0	20.5	20.3	0.38950	0.20250	0.1823	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4018020	1282524	5300544	530.05	18.45	0.54
20.5	21.0	20.8	0.39900	0.20750	0.1868	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4105105	1282524	5387629	538.76	18.45	0.54
21.0	21.5	21.3	0.40850	0.21250	0.1913	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4192190	1282524	5474714	547.47	18.45	0.54
21.5	22.0	21.8	0.41800	0.21750	0.1958	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4279275	1282524	5561799	556.18	18.45	0.54
22.0	22.5	22.3	0.42750	0.22250	0.2003	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4366360	1282524	5648884	564.89	18.45	0.54
22.5	23.0	22.8	0.43700	0.22750	0.2048	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4453445	1282524	5735969	573.60	18.45	0.54
23.0	23.5	23.3	0.44650	0.23250	0.2093	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4540530	1282524	5823054	582.31	18.45	0.54
23.5	24.0	23.8	0.45600	0.23750	0.2138	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4627615	1282524	5910139	591.01	18.45	0.54
24.0	24.5	24.3	0.46550	0.24250	0.2183	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4714700	1282524	5997224	599.72	18.45	0.54
24.5	25.0	24.8	0.47500	0.24750	0.2228	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4801785	1282524	6084309	608.43	18.45	0.54
25.0	25.5	25.3	0.48450	0.25250	0.2273	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4888870	1282524	6171394	617.14	18.45	0.54
25.5	26.0	25.8	0.49400	0.25750	0.2318	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	4975955	1282524	6258478	625.85	18.45	0.54
26.0	26.5	26.3	0.50350	0.26250	0.2363	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5063040	1282524	6345563	634.56	18.45	0.54
26.5	27.0	26.8	0.51300	0.26750	0.2408	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5150125	1282524	6432648	643.26	18.45	0.54
27.0	27.5	27.3	0.52250	0.27250	0.2453	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5237210	1282524	6519733	651.97	18.45	0.54
27.5	28.0	27.8	0.53200	0.27750	0.2498	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5324294	1282524	6606818	660.68	18.45	0.54
28.0	28.5	28.3	0.54150	0.28250	0.2543	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5411379	1282524	6693903	669.39	18.45	0.54
28.5	29.0	28.8	0.55100	0.28750	0.2588	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5498464	1282524	6780988	678.10	18.45	0.54
29.0	29.5	29.3	0.56050	0.29250	0.2633	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5585549	1282524	6868073	686.81	18.45	0.54
29.5	30.0	29.8	0.57000	0.29750	0.2678	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5672634	1282524	6955158	695.52	18.45	0.54
30.0	30.5	30.3	0.57950	0.30250	0.2723	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5759719	1282524	7042243	704.22	18.45	0.54
30.5	31.0	30.8	0.58900	0.30750	0.2768	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5846804	1282524	7129328	712.93	18.45	0.54
31.0	31.5	31.3	0.59850	0.31250	0.2813	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	5933889	1282524	7216413	721.64	18.45	0.54
31.5	32.0	31.8	0.60800	0.31750	0.2858	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6020974	1282524	7303498	730.35	18.45	0.54
32.0	32.5	32.3	0.61750	0.32250	0.2903	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6108059	1282524	7390583	739.06	18.45	0.54
32.5	33.0	32.8	0.62700	0.32750	0.2948	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6195144	1282524	7477668	747.77	18.45	0.54
33.0	33.5	33.3	0.63650	0.33250	0.2993	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6282229	1282524	7564753	756.48	18.45	0.54
33.5	34.0	33.8	0.64600	0.33750	0.3038	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6369314	1282524	7651838	765.18	18.45	0.54
34.0	34.5	34.3	0.65550	0.34250	0.3083	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6456399	1282524	7738923	773.89	18.45	0.54
34.5	35.0	34.8	0.66500	0.34750	0.3128	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6543484	1282524	7826008	782.60	18.45	0.54
35.0	35.5	35.3	0.67450	0.35250	0.3172	CH	Cohesivo	"30"	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	87085	6630569	1282524	7913092	791.31	18.45	0.54

Descripción

Se presenta el cálculo de capacidad portante por FUSTE y por PUNTA para cada uno de los Diámetros evaluados del pilote (3 en total).

Puesto que las consideraciones de cálculo en cuanto a factores de reducción en ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA – ELR es diferente que las condiciones establecidas por el Código Colombiano de Puentes CCP-14 para ESTADO LIMITE DE SERVICIO y EVENTO EXTREMO se presentan ábacos de carga para ambas condiciones y por tanto el cálculo diferenciado.

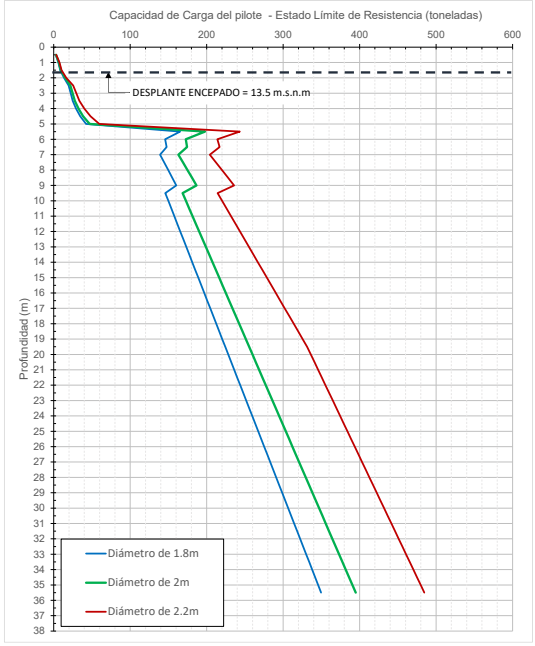
El cálculo para definir la capacidad por punta y fuste se hace en intervalos de 0.5m, los parámetros de cálculo son acordes a los definidos por el CCP-14 de conformidad con la naturaleza del material y su desempeño sea un suelo cohesivo y granular.

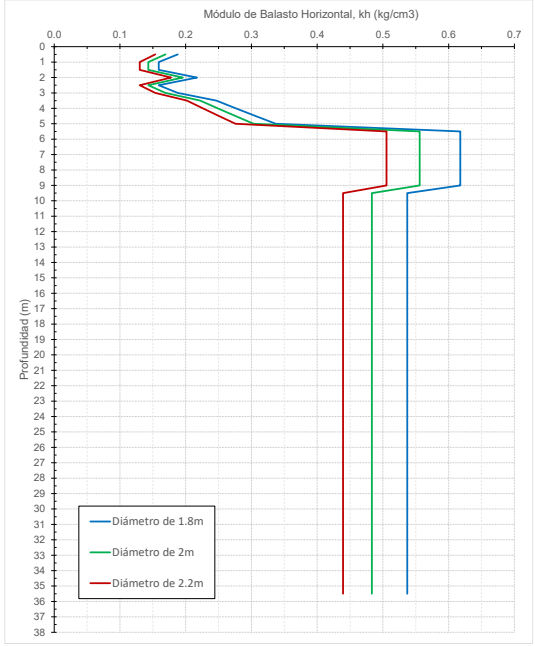
Así mismo en esta hoja se presenta el cálculo de módulo de balasto horizontal, de conformidad con la formulación presentada en el apartado anterior.

ELR: 3 Tablas (1 x cada Diámetro de caisson)
ELS-EE: 3 Tablas (1 x Cada Diámetro de caisson)

DIAGRAMAS DE CAPACIDAD Y MODULO DE BALASTO

Descripción





Los gráficos de capacidad de carga se presentan para cada ESTADO evaluado (ELR o ELS-EE).

Los ábacos de carga se presentan con variación en profundidad con correspondencia con los valores de cálculo obtenidos para resistencia total, esto quiere decir que los ábacos presentan el valor de resistencia de fuste y punta.
Se presentan 3 ábacos de carga de conformidad con los diámetros evaluados.

En el esquema se puede apreciar las variaciones, el nivel de desplante y el comportamiento en profundidad.
Al final se determina la solicitud requerida por el componente de ESTRUCTURAS para cada estado y se determina cual sería la profundidad critica para garantizar la solicitud.

Una vez se tiene claridad de los componentes que hacen parte de la memoria de cálculo, se procede a ilustrar un ejemplo de cálculo de capacidad portante, para ello tomamos el ESTRIBO 1.
Para lograr una mayor facilidad en la explicación se ha numerado las columnas que conforman la hoja de cálculo de 1 a 24, y se procede a explicar cada una de ellas de forma detallada haciendo énfasis que existirán DATOS DE ENTRADA y CALCULOS.

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 25-07-2022

MEMORIA DE CALCULO - CAPACIDAD DE CARGA PILOTES:	Puente Sinú																		HOJA	1/4
TIPO DE ANALISIS	ELR	Estado Limite Resistencia			NORMATIVIDAD	Codigo Colombiano Puentes CCP-14		EJE	Estribo 1	APOYO	Apoyo 1	VERSIÓN	0.0						Diámetro (m)	1.8
Formación	FPI	Llanura Aluvial		Nivel Freático	0.0	m	SONDEO DE REFERENCIA	Codigo Sondeo: S01 -- Realizado en Estribo 1 - Apoyo 1												
Elemento	Estribo 1	Apoyo 1																		
Parámetros del suelo			Otros Parámetros		Separación de ejes	3D		Factores de Resistencia Según Tabla 10.5.5.2.4-1												
γ_c (N/mm^3)	1.90E-05		p_{atm} (MPa)	0.101	Factor de reducción según Tabla 10.8.3.6-1	0.8		Suelos Cohesivos			Suelos Granulares									
ν_S	0.35		γ_c (N/mm^3)	1.00E-05	Perfil de socavación (m)	0		j_{qp}	0.40		j_{qp}	0.50								
								j_{qs}	0.45		j_{qs}	0.55								

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Prof. Inicial	Prof. Final	Prof.Med.	σ final est.	u nivel med.	σ'_v	Litología	Tipo de suelo	N_{60}	Su	Su/Pa	α	β	qs	Diám. Pilote	Nc	qp	$R_{S\text{-unitario}}$	R_S	R_P	R_R	R_R	Em	Kh
(m)	(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)				(MPa)				(MPa)	(mm)		(MPa)	(N)	(N)	(N)	(N)	(ton)	(N/mm2)	kg/cm3
0.0	0.5	0.3	0.00950	0.00250	0.0023	CL	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	6.3	0.30	26872	26872	0	26872	2.69	7.00	0.19
0.5	1.0	0.8	0.01900	0.00750	0.0068	CL	Cohesivo	10	0.0600	0.59	0.55	0.00	0.033	1800	6.7	0.40	33590	60462	0	60462	6.05	6.00	0.16
1.0	1.5	1.3	0.02850	0.01250	0.0113	CL	Cohesivo	7	0.0420	0.42	0.55	0.00	0.023	1800	7.0	0.29	23513	83975	0	83975	8.40	6.00	0.16
1.5	2.0	1.8	0.03800	0.01750	0.0158	CL	Cohesivo	15	0.0900	0.89	0.55	0.00	0.050	1800	7.3	0.66	50385	134360	0	134360	13.44	8.00	0.22
2.0	2.5	2.3	0.04750	0.02250	0.0203	ML / CH / MH	Cohesivo	18	0.1080	1.07	0.55	0.00	0.059	1800	7.7	0.83	60462	194821	0	194821	19.48	6.00	0.16
2.5	3.0	2.8	0.05700	0.02750	0.0248	ML / CH / MH	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	8.0	0.38	26872	221693	0	221693	22.17	7.00	0.19
3.0	3.5	3.3	0.06650	0.03250	0.0293	ML / CH / MH	Cohesivo	8	0.0480	0.48	0.55	0.00	0.026	1800	8.3	0.40	26872	248565	0	248565	24.86	9.00	0.25
3.5	4.0	3.8	0.07600	0.03750	0.0338	ML / CH / MH	Cohesivo	13	0.0780	0.77	0.55	0.00	0.043	1800	8.7	0.68	43667	292232	0	292232	29.22	10.00	0.28
4.0	4.5	4.3	0.08550	0.04250	0.0383	ML / CH / MH	Cohesivo	16	0.0960	0.95	0.55	0.00	0.053	1800	9.0	0.86	53744	345976	0	345976	34.60	11.00	0.31
4.5	5.0	4.75	0.09500	0.04750	0.0428	ML / CH / MH	Cohesivo	23	0.1380	1.37	0.55	0.00	0.076	1800	9.0	1.24	77257	423233	0	423233	42.32	12.00	0.34
5.0	5.5	5.3	0.10450	0.05250	0.0473	ML / CH / MH	Cohesivo	26	0.1560	1.54	0.55	0.00	0.085	1800	9.0	1.40	86626	509859	1143278	1653137	165.31	21.00	0.62
5.5	6.0	5.8	0.11400	0.05750	0.0518	ML / CH / MH	Cohesivo	20	0.1200	1.19	0.55	0.00	0.066	1800	9.0	1.08	67180	577039	879445	1456484	145.65	21.00	0.62
6.0	6.5	6.3	0.12350	0.06250	0.0563	ML / CH / MH	Cohesivo	19	0.1140	1.13	0.55	0.00	0.063	1800	9.0	1.03	63821	640860	835473	1476332	147.63	21.00	0.62
6.5	7.0	6.8	0.13300	0.06750	0.0608	CH	Cohesivo	33	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	53184	694044	696227	1390271	139.03	21.00	0.62
7.0	7.5	7.3	0.14250	0.07250	0.0653	CH	Cohesivo	43	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	53184	747228	696227	1443455	144.35	21.00	0.62
7.5	8.0	7.8	0.15200	0.07750	0.0698	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	53184	800412	696227	1496639	149.66	21.00	0.62
8.0	8.5	8.3	0.16150	0.08250	0.0743	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	53184	853596	696227	1549823	154.98	21.00	0.62
8.5	9.0	8.8	0.17100	0.08750	0.0788	CH	Cohesivo	50	0.0950	0.94	0.55	0.00	0.052	1800	9.0	0.86	53184	906780	696227	1603007	160.30	21.00	0.62
9.0	9.5	9.3	0.18050	0.09250	0.0833	MH	Cohesivo	**30**	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	39188	945968	513010	1458978	145.90	18.45	0.54
9.5	10.0	9.8	0.19000	0.09750	0.0878	MH	Cohesivo	**30**	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	39188	985156	513010	1498166	149.82	18.45	0.54
10.0	10.5	10.3	0.19950	0.10250	0.0923	MH	Cohesivo	**30**	0.0700	0.69	0.55	0.00	0.039	1800	9.0	0.63	39188	1024345	513010	1537354	153.74	18.45	0.54

1. Prof. Inicial (m) – Indica la profundidad inicial de la sección del caisson a analizar (Dato Entrada)
2. Prof. final (m) – Indica la profundidad final de la sección del caisson a analizar (Dato Entrada)
3. Prof. media (m) – Indica la profundidad media del caisson (Calculo)

$$Prof\ Media = Prof\ Final_{anterior} + \left(\frac{Prof\ final - Prof\ inicial}{2}\right)$$

4. Esfuerzo Total, Final Estrato (Calculo)

$$\sigma = z_{fin} * \gamma$$

5. Presión de poro mitad del estrato (Calculo)

$$u_o = z_w * \gamma_w$$

Siendo Zw la columna de agua, desde la posición del nivel freático hasta el punto medio del estrato.

6. Esfuerzo efectivo mitad del estrato (Calculo)

7. Definición de tipo de material, (Dato Entrada)

Se da a partir de la exploración geotécnica y los ensayos de laboratorio.

8. Tipo de Suelo: COHESIVO, GRANULAR, GRANULAR MIXTO (Dato Entrada)

Se da a partir de la exploración geotécnica y los ensayos de laboratorio.

9. N_{60} – Ensayos SPT corregido (Dato Entrada)

Se obtiene a partir de la corrección del ensayo de penetración estándar SPT – Ver memorias corrección SPT

10. S_u (MPa), Resistencia No drenada de suelos Cohesivos y Granulares Mixtos (Calculo)

$$Su = \frac{N_{60} * 0.06}{10}$$

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m):

$$Su = \frac{26 * 0.06}{10} = 0.156\ MPa$$

11. S_u / P_a, Normalización de resistencia no drenada con presión atmosférica (Calculo)

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m):

$$\frac{S_u}{P_a} = \frac{0.156\ MPa}{0.101\ MPa} = 1.54$$

12. Alpha, Parámetro de cálculo en suelos Cohesivos y/o Granulares Mixtos (Calculo)

$$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5$$

✓ $$\alpha = 0.55 - 0.1(S_u / p_a - 1.5)$$

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m): Como Su / Pa > 1.5 entonces

$$\alpha = 0.545$$

13. Beta, Parámetro de cálculo en suelos Granulares, (Calculo)

- para $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - (7.7x10^{-3}\sqrt{z})$$

- para $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15}\left(1.5 - 7.7x10^{-3}\sqrt{z}\right)$$

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m): Como el Suelo es Fino, No APLICA cálculo de B.

14. q_s, resistencia lateral unitaria (Calculo)

$$q_s = \alpha S_u$$ Suelos Cohesivos

$q_s = \beta\sigma'_v \le 0.19$ para $0.25 \le \beta \le 1.2$ Suelos Granulares

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m):

$$q_s = \alpha . S_u = 0{,}55 \, . 0.156 \, MPa = \ \ 0.085 \, MPa$$

15. Diámetro Pilote (mm), Representa el diámetro externo del caisson (Dato Entrada)

Se define a partir de la estimación, como mínimo se varían en 3 diámetros diferente

16. N_c, numero de carga (Calculo)

$$N_c = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \le 9$$

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m): En esta fila el diámetro de este ejemplo es de 1.8m = 1800mm:

$$N_c = 6\left[1 + 02\left(\frac{Z}{D}\right)\right] = 6\left[1 + 02\left(\frac{5.5 * 1000}{1800}\right)\right] = 9.0$$

17. q_p (MPa), resistencia unitaria por punta (Calculo)

$q_p = N_c S_u \le 4.0$ Suelos Cohesivos

$N_{60} \le 50, \ q_p = 1.2 N_{60}$ Suelos No cohesivos

Ejm. Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m):

$$q_p = N_c \,.\, S_u = 9.0 \,.\, 0{,}156 = 1.40$$

18. $R_{s\text{-unitario}}$, (N), Solo se tomará en cuenta por debajo del perfil de socavación, en el ejemplo el estribo 1 por fuera del cauce no tiene afectación por lo tanto el unitario se toma desde el inicio. (Calculo)

$$R_{s-unitario} = q_s * \left(3.1416 * D * (Prof\ Final - Prof\ Inicial)\right) * j_{qs} * Reducción_{grupo\ pilotes}$$

Ejm.
Fila 11 (Prof 5.0 – 5.5m): El valor de q_s en la 11 fila es de 0.085.

$$R_{s-unitario} = q_s * \left(3.1416 * D * (Prof\ Final - Prof\ Inicial)\right) * j_{qs} * Reducción_{grupo\ pilotes}$$

qs = 0.085
j_{qs} = 0.45 – suelos cohesivos
Reducción grupo pilotes = 0.80 Tabla 10.8.3.6-1, CCP14

$R_{s\text{-unitario}}$ = 0.085 MPa * (3.1416*1800*(5000 - 5500) * 0.45 * 0.80 = 86626 N

19. R_S (N), Resistencia lateral nominal del caisson (Calculo)

Fila 11: El valor de RS anterior (Fila 10) = *423233 y el* Rs Unitario (Fila 11)= 86626

$$R_s = Rs\ anterior + Rs\text{-}unitario = 423233 + 86626 = 509859\ N$$

20. R_P (N), Resistencia de punta nominal del caisson (Calculo)

$$R_p = q_{`p} * \left(\frac{3.1416 * D^2}{4}\right) * j_{qp} * Reducción_{grupo\ pilotes}$$

Ejm.
Fila 11: Se ha definido la profundidad mínima por punta de 5.0 m por lo tanto hasta la fila 11 a 5.0m se estima el aporte por punta. En las filas 1 a 10 (0.0 a 5.0m) el valor será cero.

$$R_p = 1.4 * \left(\frac{3.1416 * 1800^2}{4}\right) * 0.50 * 0.8 = 1143278\ N$$

21. R_R (N), resistencia ponderada para pilotes en Newtons (Calculo)

$$R_R = Rs + Rp$$

Ejm.
Fila 11: A la profundidad de la fila dos no se tiene resistencia por punta Rp así:

$$R_R = 509859\ N + 1143278\ N = 1653137\ N$$

22. R_R (ton), resistencia ponderada para pilotes en toneladas (Calculo)

Se determinar la resistencia en Toneladas así: $R_R = R_R / 10000$

23. Em (N/mm2), Módulo de elasticidad del material (Dato Entrada)

Determinado para cada tipo de material según la parametrización geotécnica obtenida por ensayos o por correlación SPT. Ver formatos de corrección.

24. Kh (kg/cm3), Módulo de Balasto horizontal (Calculo)

$$k_h = \frac{0{,}65}{d} \sqrt[12]{\frac{E_s\, d^4}{E_p\, I_p}} \frac{E_s}{1-\nu^2}$$

Las variables de la formulación corresponden a las explicadas anteriormente.

Ejm.

Fila 11:

$$k_h = \frac{0.65}{1800} \sqrt[12]{\frac{21 * 1800^4}{24000 * (\frac{3.1416 * 1800^4}{64})}} * \frac{21}{1-0.35^2} * 100 = 0.62\ kg/cm3$$

7.3 CARGAS ESTRUCTURALES

A continuación, se presentan las cargas totales por punto de apoyo definidas desde la especialidad de estructuras.

Para un mayor detalle en la definición de las cuantías proyectadas, revisar el VOLUMEN III de la presente entrega.

Tabla 33 Cargas Estructurales para Estado Limite de Resistencia ELR

PK	0+138.00	0+218.00	0+378.00	0+458.00	0+479.50	0+509.60
ENVOLVENTE DE RESISTENCIA ÚLTIMA						
Øcaisson	2.00	2.00	2.00	2.50	1.50	1.50
Sep. Caisson C.A.C.	5.00	6.00	6.00	7.50	4.00	4.00
cargas en ton	ESTRIBO 1	APOYO 1	APOYO 2	APOYO 3	APOYO 4	ESTRIBO 2
P1	382.57	1182.86	1224.95	598.67	248.94	141.64
P2	289.76	1211.58	795.04	893.74	350.82	248.52
P3	340.13	769.40	1125.87	620.29	433.83	281.61
P4		835.67	664.60	890.27	618.05	389.72
P5		820.44	1269.41			
P6		1031.98	1131.72			
P7		1075.08	1104.64			
P8		1111.31	958.09			
P9		1092.97	1336.13			
P10		1184.63	792.01			
P11		1226.94	1336.80			
P12		1303.86	1108.27			
P13		1303.04	1368.64			
P14		1310.15	826.61			
P15		1318.26	1385.62			
P16		801.12	1142.20			
Long.	32.50	44.00	40.00	34.00	33.00	20.00
PROMEDIO PILOTE ton	337.49	1098.71	1098.16	750.74	412.91	265.37
PROMEDIO PILOTE kN	3374.86	10987.06	10981.62	7507.40	4129.12	2653.73
TOTAL ton	1012.46	17579.29	17570.59	3002.96	1651.65	1061.49
TOTAL kN	10124.59	175792.92	175705.93	30029.59	16516.47	10614.91

Los ejes con mayor carga se identifican en el Apoyo 1 K0+218 y Apoyo 2 K0+378, ambos con valores de carga total de 17579.3 Ton por cada punto. En este orden de ideas y con el

proposito de mitigar dicha carga se ha propuesto la distribución en 16 caisson con una carga promedio de aproximadamente 1.099 Ton.

Bajo las condiciones sísmicas tenemos las cargas definidas para evento extremo tal como se presentan a continuación:

Tabla 34 Cargas Estructurales para Evento Extremo

ENVOLVENTE DE EVENTO EXTREMO						
Øcaisson	**2.00**	**2.00**	**2.00**	**2.50**	**1.50**	**1.50**
Sep. Caisson C.A.C.	**5.00**	**6.00**	**6.00**	**7.50**	**4.00**	**4.00**
cargas en ton	**ESTRIBO 1**	**APOYO 1**	**APOYO 2**	**APOYO 3**	**APOYO 4**	**ESTRIBO 2**
P1	418.83	1525.58	1686.19	1149.71	340.48	199.40
P2	343.05	1646.65	1580.48	1367.08	282.07	179.90
P3	404.16	907.73	1589.04	1230.67	306.69	181.63
P4		1078.82	885.28	1338.95	550.82	339.30
P5		1274.41	1638.76			
P6		1088.19	1317.99			
P7		1572.86	1598.16			
P8		955.49	1022.63			
P9		1190.15	1705.80			
P10		1348.37	1002.59			
P11		1601.26	1341.96			
P12		1251.72	988.15			
P13		1321.47	1646.82			
P14		1612.42	1344.33			
P15		1662.75	1406.25			
P16		1486.92	1285.60			
Long.	**32.50**	**44.00**	**40.00**	**34.00**	**33.00**	**20.00**
PROMEDIO PILOTE ton	388.68	1345.30	1377.50	1271.60	370.01	225.06
PROMEDIO PILOTE kN	3886.79	13452.99	13775.02	12716.02	3700.15	2250.55
TOTAL ton	**1166.04**	**21524.78**	**22040.03**	**5086.41**	**1480.06**	**900.22**
TOTAL kN	**11660.37**	**215247.82**	**220400.25**	**50864.09**	**14800.59**	**9002.20**

Al igual que en el caso de evento extremo y en estado limite de servicio los coeficientes de reducción para ambos casos son de 1.0 según lo dispuesto en las consideraciones del Código Colombiano de Puentes CCP-14, no obstante, las consideraciones estructurales difieren, razón por la cual se entregan las estimaciones de carga de forma diferenciada.

Tabla 35 Cargas Estructurales para Estado Limite de Servicio

ENVOLVENTE DE SERVICIO						
Øcaisson	**2.00**	**2.00**	**2.00**	**2.50**	**1.50**	**1.50**
Sep. Caisson C.A.C.	**5.00**	**6.00**	**6.00**	**7.50**	**4.00**	**4.00**
cargas en ton	**ESTRIBO 1**	**APOYO 1**	**APOYO 2**	**APOYO 3**	**APOYO 4**	**ESTRIBO 2**
P1	313.71	748.44	978.73	473.95	203.74	116.08
P2	232.00	976.35	652.01	715.75	278.39	194.13
P3	282.15	389.91	715.14	470.20	332.35	215.25
P4		575.39	345.13	707.16	479.71	302.40
P5		671.74	1029.44			
P6		584.30	713.88			
P7		877.57	898.91			
P8		771.70	555.26			
P9		887.95	1006.23			
P10		734.12	564.87			
P11		995.64	996.02			
P12		960.44	784.01			
P13		1062.83	1103.91			
P14		986.52	678.34			
P15		1065.96	1130.59			
P16		659.45	929.04			
Long.	**32.50**	**44.00**	**40.00**	**34.00**	**33.00**	**20.00**
PROMEDIO PILOTE ton	275.95	809.27	817.59	591.77	323.55	206.96
PROMEDIO PILOTE kN	2759.55	8092.70	8175.94	5917.65	3235.47	2069.64
TOTAL ton	**827.86**	**12948.32**	**13081.51**	**2367.06**	**1294.19**	**827.86**
TOTAL kN	**8278.64**	**129483.21**	**130815.09**	**23670.62**	**12941.88**	**8278.56**

Tal como se puede observar en la Tabla 33, Tabla 34 y 32 desde el componente estructural se han definido algunos diámetros y separación de caisson, los cuales serán puntos de partida en la verificación geotécnica.

Para lograrlo se han propuestos ábacos de carga donde se graficará la capacidad por pilote vs la profundidad que requiere para lograr la resistencia.

7.4 RESULTADOS DE CAPACIDAD PORTANTE

Para el cálculo de capacidad portante se han desarrollado ábacos de carga en función de la longitud y el diámetro del elemento de cimentación. En el caso particular del puente Sinú para los estribos se propone variar entre 1.8 hasta 2.2 m de diámetro, por su parte los apoyos 1 y 2 con mayor carga se evaluaron con caissons de diámetros entre 2 y 2.8 m. Las longitudes son variables, siendo estimadas de hasta 30 m en los estribos y de 50 m en los apoyos que reciben más carga. Las memorias de cálculo detallada se encuentran consignadas en los anexos del presente informe.

7.4.1 ESTRIBO 1 – EJE 1

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del estribo 1 se cuenta con el sondeo 1.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 7.5 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada Su a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos así:

$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
K = 6 y N = N_{60}

En este orden de ideas, los primeros metros del ESTRIBO 1 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. Entre los 6.5 m y los 9.0 m se adopta el resultado del ensayo de laboratorio S01-M16 – Su = 0.095 MPa y Para el resto del perfil en suelo FINO se adopta como parámetro de resistencia el resultado promedio de los ensayos realizados.

Muestra	Su (kg/cm2)
S1-M10	0.41
S1-M16	0.95
S2-M14	0.92
S2-M16	0.27
S2-M18	0.90
Promedio	**0.70**

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	2.0	CL	Realizada con ensayo Spt, Su Prom = 0.06 MPa
2.0	6.5	ML / CH / MH	Realizada con ensayo Spt, Su Prom = 0.10 Mpa
6.5	9.0	CH	Ensayo Su (Res. No Drenada), S01 - M16, Su = 0.095 Mpa
9.0	13.5	MH	Promedio de Ensayos **Su** (S1-M10, S1-M16, S2-M14, S2- M16 y S2-M18)
13.5	20.0	CH	Promedio de Ensayos **Su** (S1-M10, S1-M16, S2-M14, S2- M16 y S2-M18)
20	35	CH	Promedio de Ensayos **Su** (S1-M10, S1-M16, S2-M14, S2- M16 y S2-M18)

Si bien se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-2				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
12	12	175	32346.1	32.3
9.5	21.5	201	41376.8	41.4
6.8	28.3	353	126648.4	126.6
14.9	43.2	355	125161.9	125.2

Considerando las condiciones paramétricas y la similitud en la similitud de los materiales se define que la variación del módulo de elasticidad a partir de las condiciones presentadas en el ensayo HVSR-2, sin embargo, como criterio de diseño y de forma conservadora a partir de los 21.5 m se mantiene el módulo de 41.4 MPa.

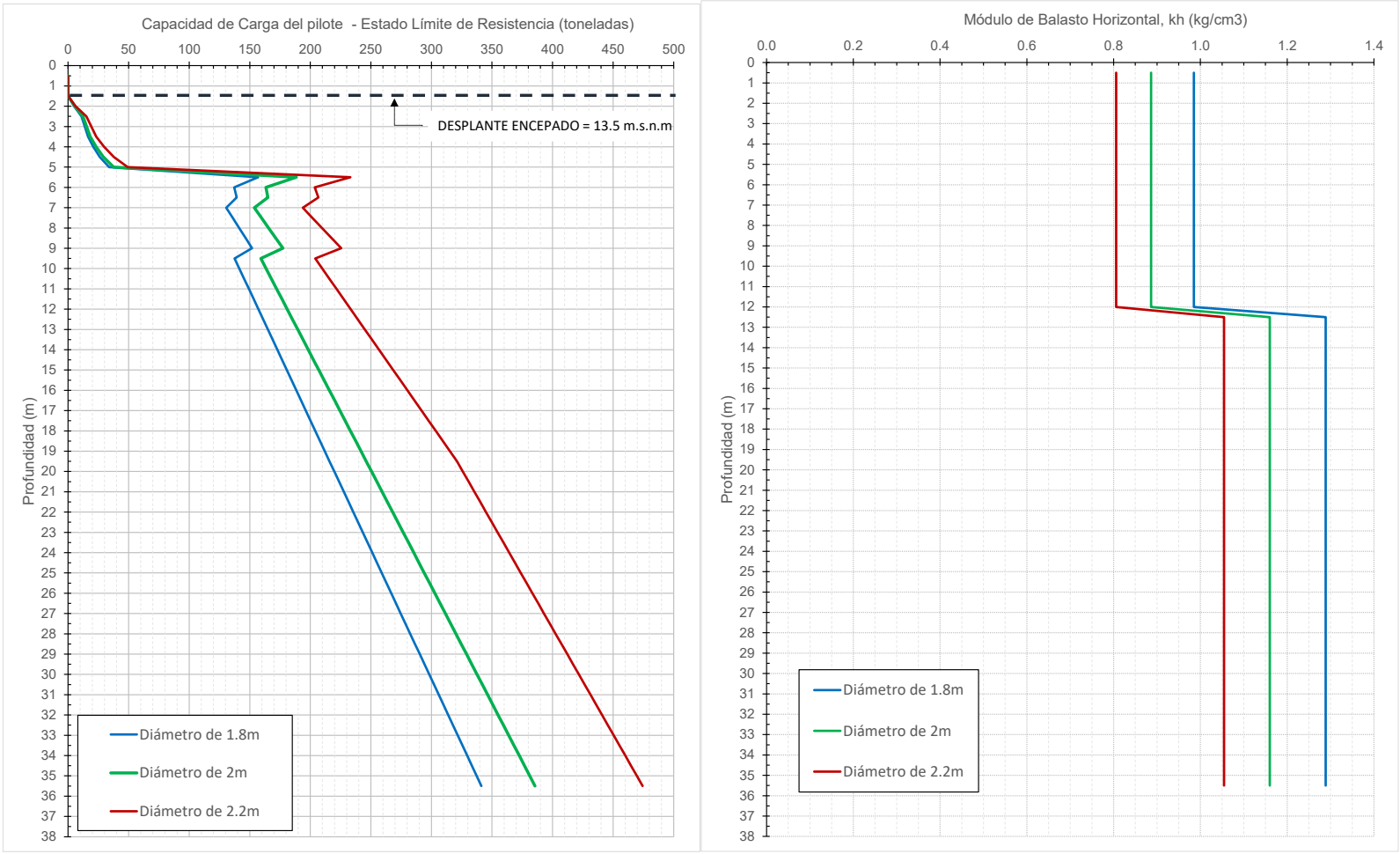


Figura 63 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Estribo 1 – Eje 1

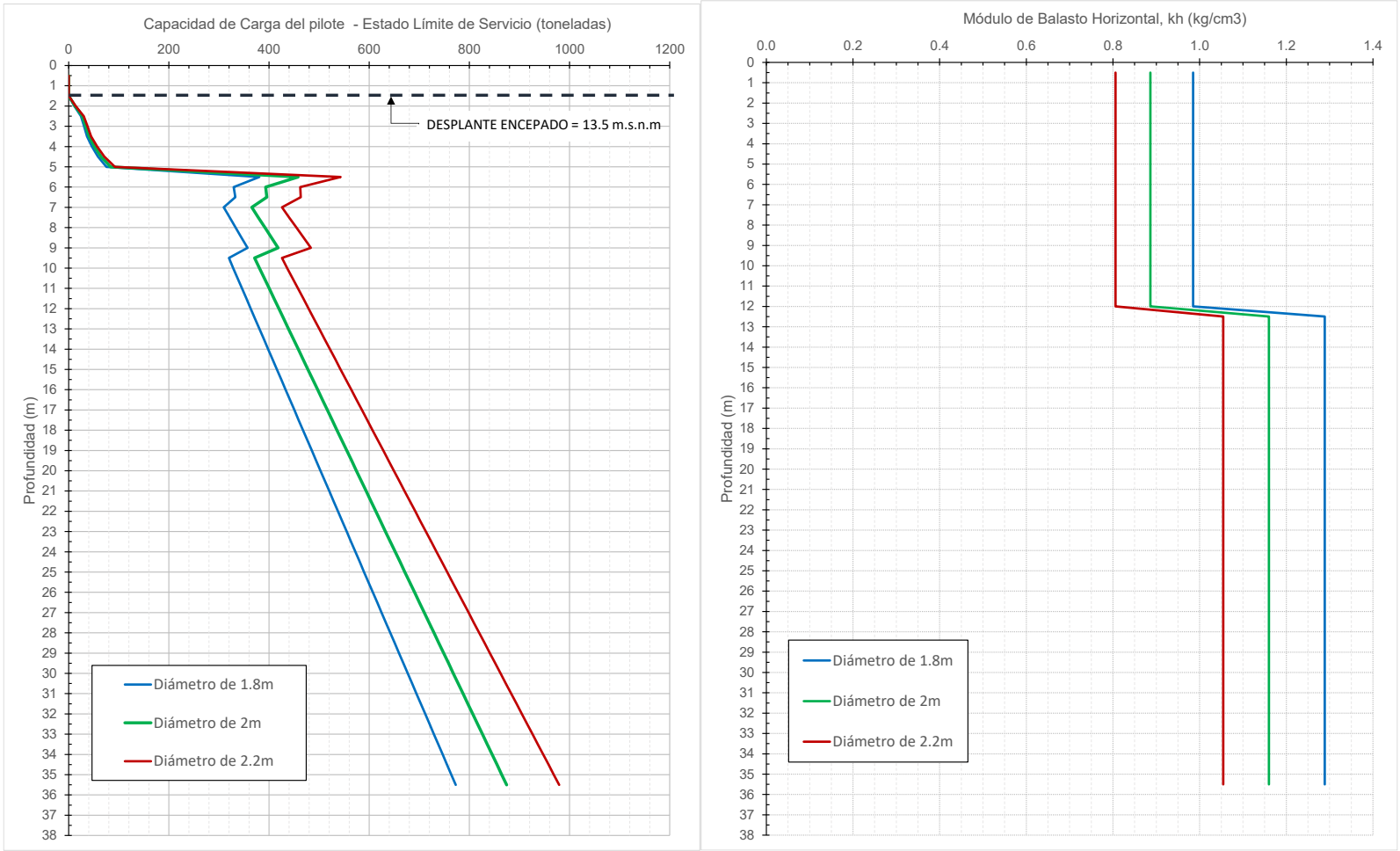


Figura 64 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Servicio ELS – EE, Estribo 1 – Eje 1

7.4.2 APOYO 1 – EJE 2

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del Apoyo 1 se cuenta con el sondeo 2.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 6.5 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada Su a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos así:

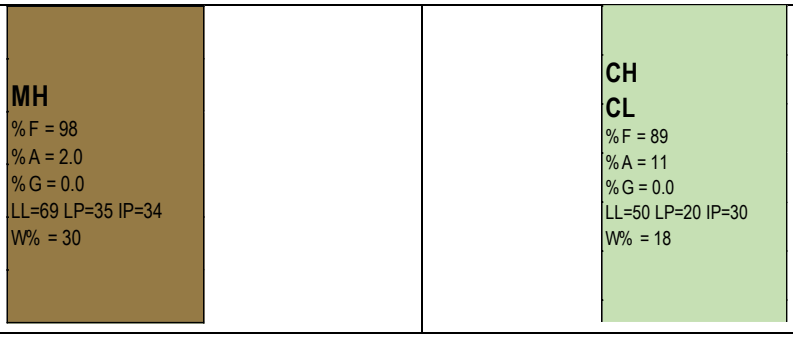
$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
K = 6 y N = N_{60}

En este orden de ideas, los primeros metros del APOYO 1 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. Entre los 6.5 m y los 20 m se hará uso del promedio de ensayos de resistencia a la compresión inconfinada para obtener el ensayo de resistencia no drenada y así caracterizar ese perfil de suelo fino como Su = 0.7 kg/cm2 – 0.07 MPa

Muestra	Su (kg/cm2)
S1-M10	0.41
S1-M16	0.95
S2-M14	0.92
S2-M16	0.27
S2-M18	0.90
Promedio	**0.70**

De 23 a 40 m de profundidad se tiene un ML (hasta los 26 m y posterior a ello CH) suelos que para validar su resistencia se ha asumido un numero de golpes de 40 siendo conservadores presenta valores de resistencia no drenada Su = 6 * 40 golpes = 240 kPa = 0.24 MPa.
El numero de golpes se adapta de la velocidad de onda.



De 26 a 40 m – Velocidad de onda Corte Vs = 355 m/s (HVSR-1)

		Vs=132*N^0.271	Vs=27*N^0.73	Vs=97.89*N^0.269	DATOS		
	Penetración Estandar	Cohesivo	Cohesivo	Cohesivo	PROMEDIO	Min	Max
Tipo Material	Nspt	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)
Cohesivo	40	359	399	264	341	264	399

Las Ecuaciones empleadas corresponden con los estudios realizados en suelos finos por:

- *Pitilakis et al 1999*
- *Jafari et al 2022*
- *Hasancebi and Ulusay 2007*

Tomadas del libro: Correlations of soil and rock properties in Geotechnical Engineering. Jay Ameratunga et al

En profundidad se adopta el resultado de la última caracterización siendo conservadores aun cuando las líneas de refracción sísmica consideran una mejoría significante.

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	2.5	CH / CL	Spt, Su Prom = 0.07 MPa
2.5	4.5	ML	Spt, Su Prom = 0.08 Mpa
4.5	6.5	CL	Spt, Su Prom = 0.14 Mpa
6.5	23	CH	Promedio de Ensayos Su = 0.07MPa (S1-M10, S1-M16, S2-M14, S2- M16 y S2-M18)
23.0	26.0	MH	Caracterización con VS. Su = 6*40 = 240 kPa = 0.24 MPa
26.0	40.0	CH / CL	Caracterización con VS. Su = 6*40 = 240 kPa = 0.24 MPa
40	50	CH / CL	Caracterización con VS. Su = 6*40 = 240 kPa = 0.24 MPa

Se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-2				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
12	12	175	32346.1	32.3
9.5	21.5	201	41376.8	41.4
6.8	28.3	353	126648.4	126.6
14.9	43.2	355	125161.9	125.2

DATOS GENERALES

EJE	2	Formación	FPI	Nombre	Llanura Aluvial
APOYO	Apoyo 1	Nivel Freatico (m)	0		

GEOMETRIA				
	PILOTES	m	mm	Denominación
✔	1	2.0	2000	Diámetro de 2m
✔	2	2.5	2500	Diámetro de 2.5m
✔	3	2.8	2800	Diámetro de 2.8m

1) Definir Diametros a evaluar

Prof Efectiva Carga Punta (m)	11

2) Definida como 3D o un valor minimo, según material.

SONDEO DE REFERENCIA	S02
NOMBRE:	Sondeo 2
PROFUNDIDAD (m):	40
SPT:	✔
CARAC. FISICA:	✔
CARAC. MECÁNICA:	✔
FECHA SONDEO:	16/03/2022

RESUMEN DE RESULTADOS

ELR - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	0.0	2.5	0.0	2.8	0.0
20.0	2.0	137.4	2.5	191.5	2.8	249.4
30.0	2.0	493.0	2.5	684.1	2.8	833.5
40.0	2.0	744.0	2.5	997.9	2.8	1184.9
55.0	2.0	1120.5	2.5	1468.5	2.8	1712.0

ELS EE - ESTADO LIMITE DE SERVICIO - EVENTO EXTREMO						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	0.0	2.5	0.0	2.8	0.0
20.0	2.0	332.5	2.5	465.1	2.8	554.2
30.0	2.0	1165.6	2.5	1626.6	2.8	1935.8
40.0	2.0	1723.3	2.5	2323.8	2.8	2716.7
55.0	2.0	2560.0	2.5	3369.7	2.8	3888.1

VARIACIÓN DE MODULO DE BALASTO								
	Inicio	Fin	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto
(#)	(m)	(m)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)
1	0	3.5	2	0.8865	2.5	0.7092	2.8	0.6332
2	3.5	6	2	0.8865	2.5	0.7092	2.8	0.6332
3	6	20	2	1.0428	2.5	0.8342	2.8	0.7448
4	20	50	2	3.7234	2.5	2.9787	2.8	2.6596

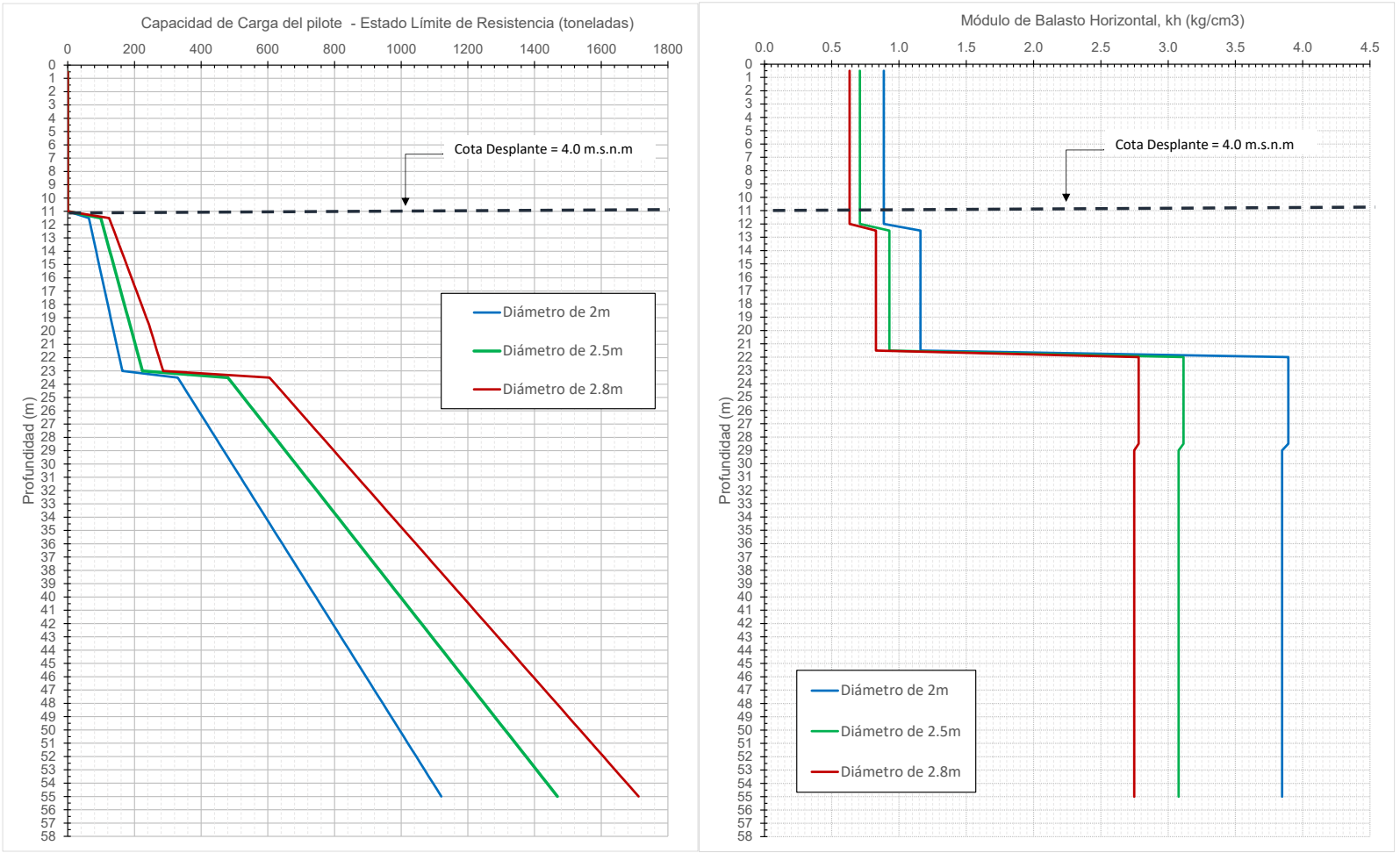


Figura 65 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Apoyo 1 – Eje 2

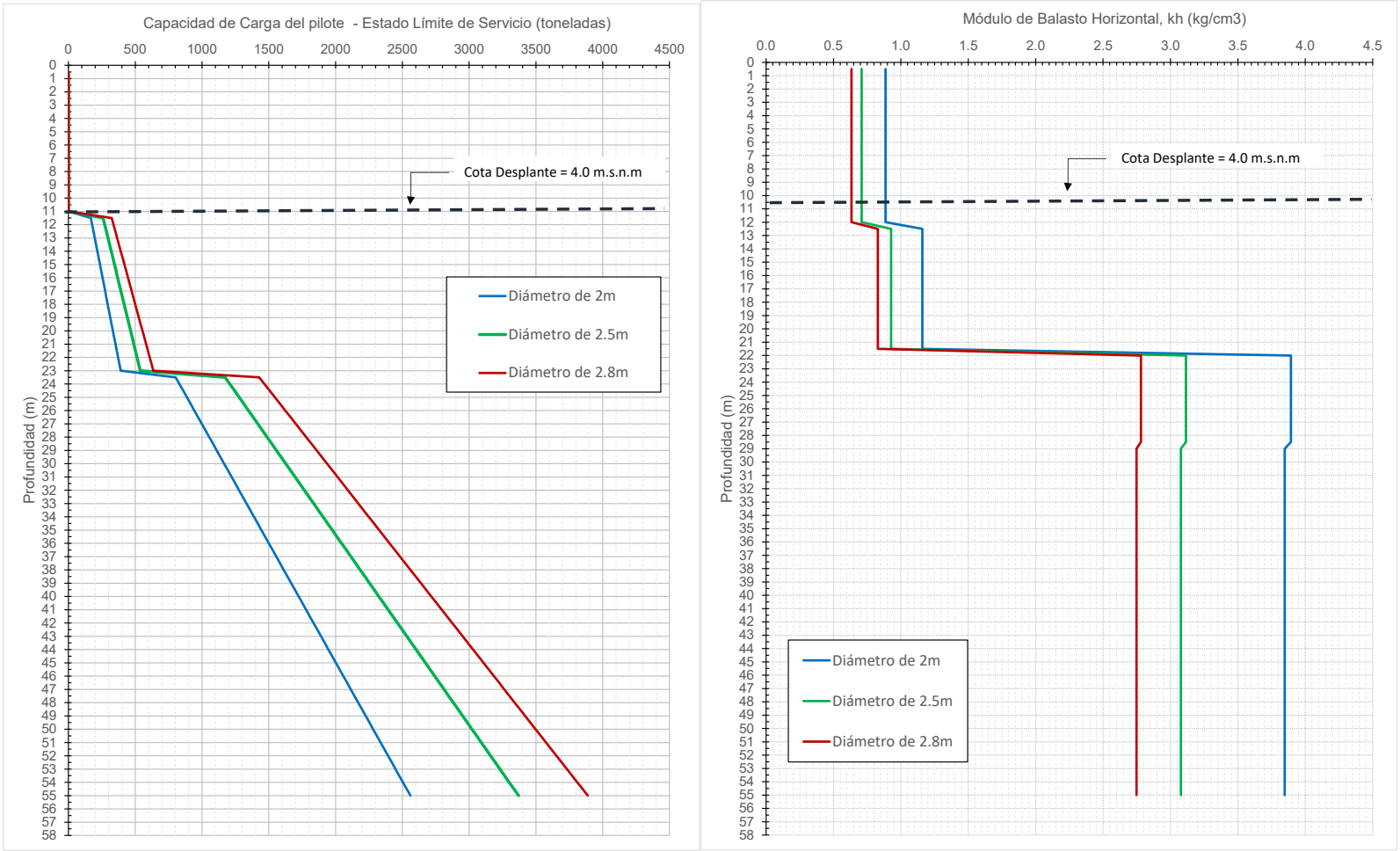


Figura 66 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite de Servicio ELS - EE, Apoyo 1 – Eje 2

7.4.3 APOYO 2 – EJE 3

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del Apoyo 2 se cuenta con el sondeo 03.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 7.5 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada Su a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos ya que se trata de un estrato de arcillas de baja plasticidad CL/CH hasta los 4.5 y entre los 4.5 a los 7.5 un suelo mixto con arenas limosas SM, por lo anterior se procede a calcular la resistencia no drenada, así:

$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
$K = 6$ y $N = N_{60}$

En este orden de ideas, los primeros metros del APOYO 2 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. A partir de los 7.5 m y hasta los 24.5 m el suelo hace una transición a un suelo granular mal gradado SP con lentes de limo que vuelven la arena limosa SM, cuyo resultado de ensayo SPT alcanza el rechazo, por lo cual se propone valorar de forma conservadora evaluar el SP-SM como un granular mixto con N60 = 40 golpes hasta 15 m de profundidad.
Entre los 24.5 m y los 32 m tenemos un estrato de arcilla con intercalaciones entre alta y baja plasticidad, la velocidad de onda cortante en este punto es de 355 m/s, para validar su resistencia se ha asumido un numero de golpes de 40 y se verifica la correspondencia de acuerdo con las ecuaciones presentadas a continuación:
Una vez definido el estado de consistencia del material se procede a determinar la resistencia no drenada del material así: Su = 6 * 40 golpes = 240 kPa = 0.24 MPa.
El número de golpes se adapta de la velocidad de onda.

	CH **CL** %F = 89 %A = 11 %G = 0.0 LL=50 LP=20 IP=30 W% = 18	
De 26 a 40 m – Velocidad de onda Corte Vs = 355 m/s (HVSR-1)		

		Vs=132*N^0.271	Vs=27*N^0.73	Vs=97.89*N^0.269	DATOS		
	Penetración Estandar	Cohesivo	Cohesivo	Cohesivo	PROMEDIO	Min	Max
Tipo Material	Nspt	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)	Vs (m/s)
Cohesivo	40	359	399	264	341	264	399

Las Ecuaciones empleadas corresponden con los estudios realizados en suelos finos por:

- *Pitilakis et al 1999*
- *Jafari et al 2022*
- *Hasancebi and Ulusay 2007*

Tomadas del libro: Correlations of soil and rock properties in Geotechnical Engineering. Jay Ameratunga et al

Entre los 32 m y los 40m tenemos suelos granulares, que en vista de la velocidad de onda se estima un suelo granular denso. Al no ser posible la recuperación de muestras para ensayos de caracterización mecánica se asuma de forma conservadora evaluar la resistencia como un suelo granular mixto con N60 = 50 golpes.

En profundidad se adopta el resultado de la última caracterización siendo conservadores aun cuando las líneas de refracción sísmica consideran una mejoría significante.

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	4.5	CH / CL	Spt, Su Prom = 0.10 Mpa
4.5	7.5	SM	Spt, Su Prom = 0.23 Mpa
7.5	24.0	SP / SM	Spt, Granular N60 Estimado = 40*
24.5	32.0	CL	Spt Estimado de VS, N60 = 40 golpes, Su Prom = 0.24 Mpa
32.0	40.0	SC	Spt, Mixto N60 Estimado = 50*

Se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-2				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
12	12	175	32346.1	32.3
9.5	21.5	201	41376.8	41.4
6.8	28.3	353	126648.4	126.6
14.9	43.2	355	125161.9	125.2

DATOS GENERALES

EJE	Eje 3	Formación	FPI	Nombre	Llanura Aluvial
APOYO	Apoyo 2	Nivel Freatico (m)	8		

GEOMETRIA				
PILOTES		m	mm	Denominación
✔	1	2.0	2000	Diámetro de 2m
✔	2	2.5	2500	Diámetro de 2.5m
✔	3	2.8	2800	Diámetro de 2.8m

1) Definir Diametros a evaluar

Prof Efectiva Carga Punta (m)	8.5

2) Definida como 3D o un valor minimo, según material.

SONDEO DE REFERENCIA	S03
NOMBRE:	Sondeo 3
PROFUNDIDAD (m):	40
SPT:	✔
CARAC. FISICA:	✔
CARAC. MECÁNICA:	✔
FECHA SONDEO:	26/02/2022

RESUMEN DE RESULTADOS

ELR - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	325.3	2.5	496.9	2.8	617.3
20.0	2.0	675.0	2.5	934.0	2.8	1102.7
30.0	2.0	873.0	2.5	1159.2	2.8	1306.2
40.0	2.0	1304.4	2.5	1736.6	2.8	1919.0
50.0	2.0	1638.7	2.5	2154.4	2.8	2301.8

ELS EE - ESTADO LIMITE DE SERVICIO - EVENTO EXTREMO

Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	644.0	2.5	985.6	2.8	1225.3
20.0	2.0	1279.8	2.5	1780.3	2.8	2115.4
30.0	2.0	1791.2	2.5	2408.6	2.8	2811.7
40.0	2.0	2519.6	2.5	3361.6	2.8	3907.5
50.0	2.0	3127.3	2.5	4121.1	2.8	4758.2

VARIACIÓN DE MODULO DE BALASTO

	Inicio	Fin	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto
(#)	(m)	(m)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)
1	0	12	2	0.8548	2.5	0.6839	2.8	0.6106
2	12	21	2	1.1186	2.5	0.8949	2.8	0.7990
3	21	50	2	3.6565	2.5	2.9252	2.8	2.6118

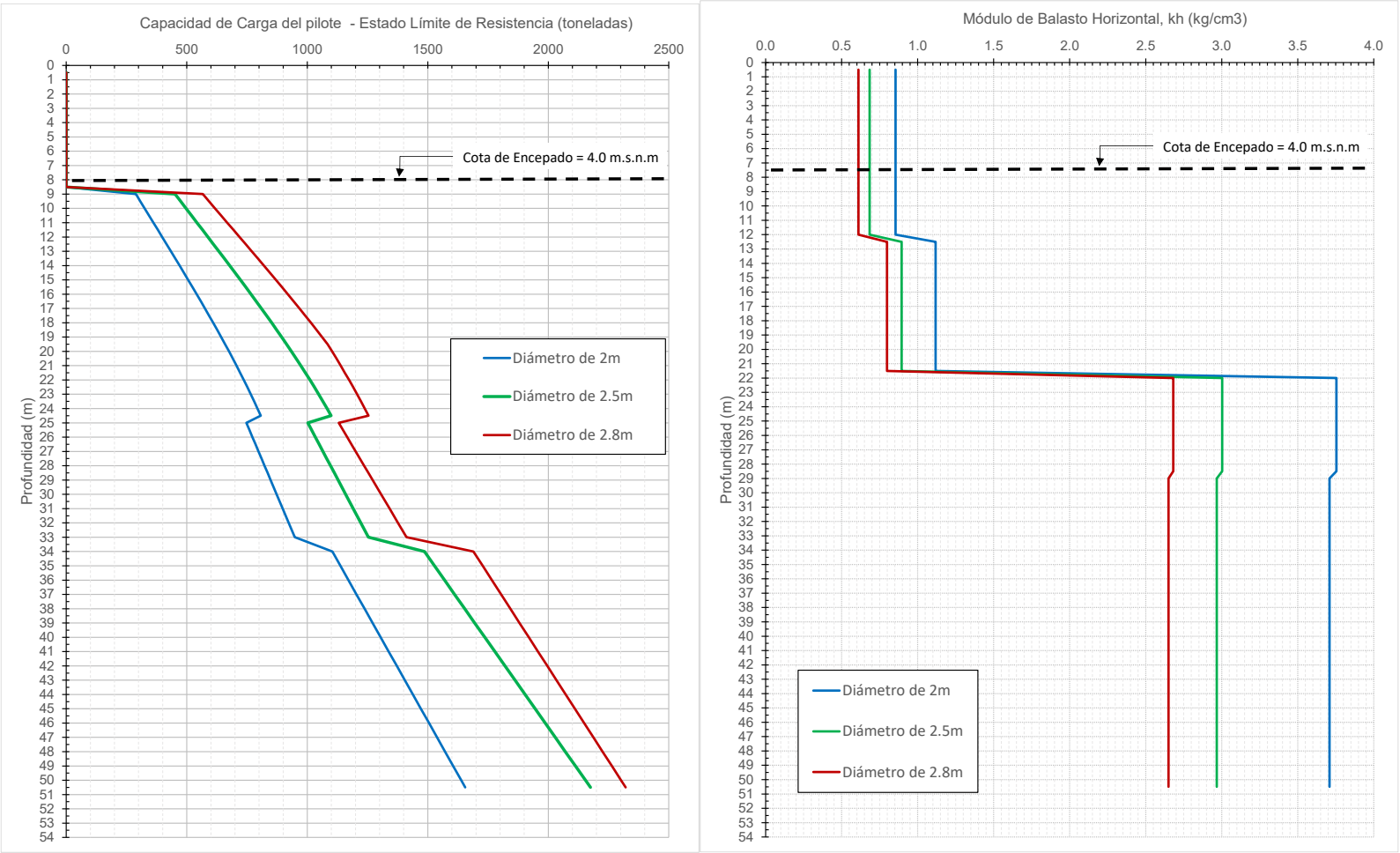


Figura 67 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Apoyo 2 – Eje 3

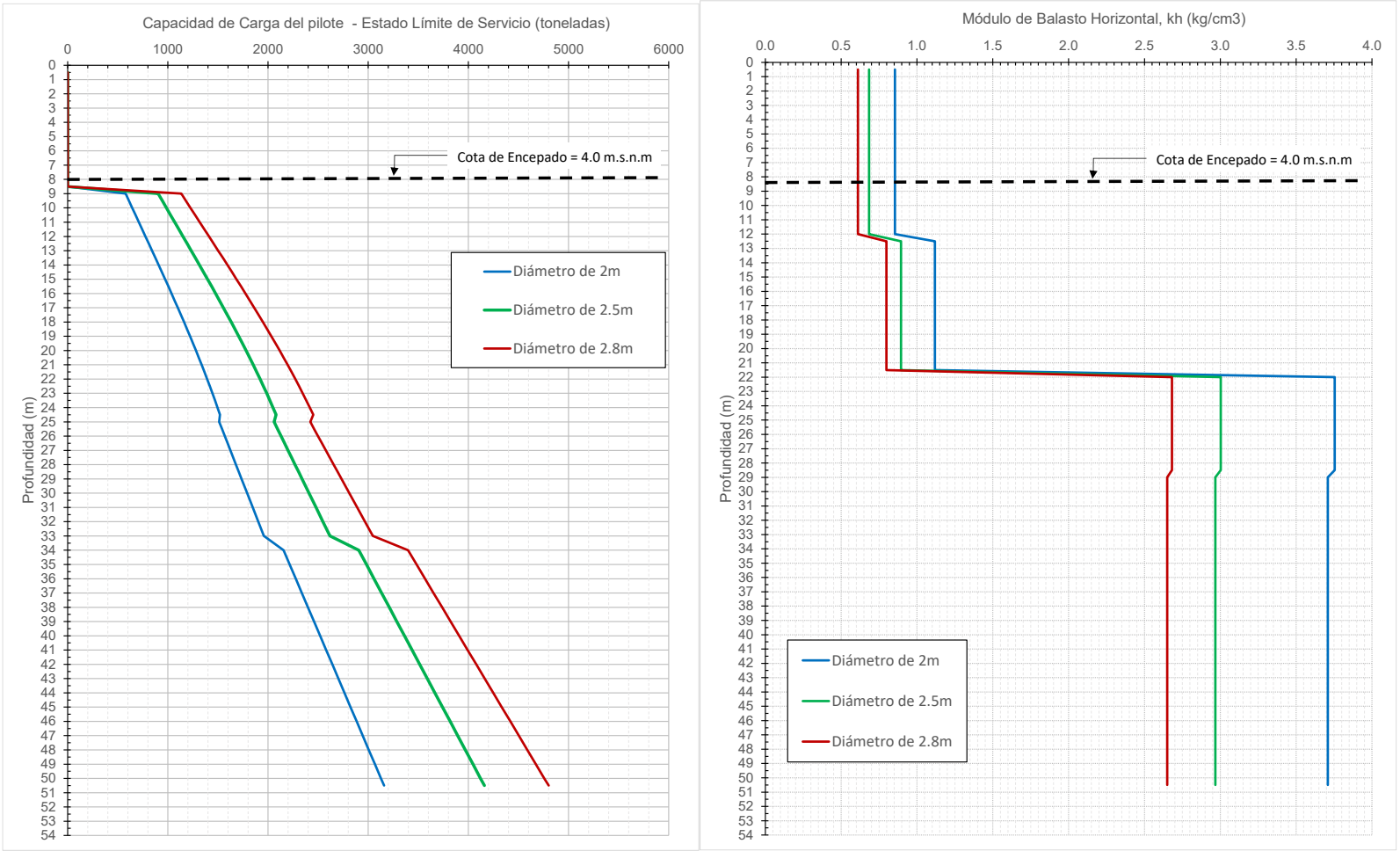


Figura 68 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite de Servicio ELS-EE, Apoyo 2 – Eje 3

7.4.4 APOYO 3 – EJE 4

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del Apoyo 3 se cuenta con el sondeo 4.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 2.5 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada (**Su)** a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos ya que se trata de un estrato de arcillas de baja plasticidad CL, así:

$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
K = 6 y N = N_{60}

En este orden de ideas, los primeros metros del Apoyo 4 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. A partir de los 2.5 m el suelo hace una transición a un suelo granular cuyo resultado de ensayo SPT alcanza el rechazo, por lo cual se propone valorar de forma conservadora evaluar el SM como un granular mixto con N60 = 40 golpes hasta 4.0 m de profundidad.
Entre los 4.0m y los 23.5 m tenemos un estrato de arenas mal gradadas SP de consistencia DENSA por lo que se evalúa de forma conservadora con una condición de ensayo SPT corregido N60 = 40 golpes.
De los 23.5 a los 30 m se encuentra un estrato de limo de baja plasticidad ML el cual ha sido caracterizado con el ensayo de compresión inconfinada y el valor obtenido cuyo resultado Su = 0.61 kg/cm2 – 0.061 MPa

Muestra	Su (kg/cm2)
S4-M21	0.49
S4-M25	0.33
S4-M26	1.02
Promedio	**0.61**

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	4.0	CL	Spt, Su Prom = 0.19 MPa
4.0	23.5	SP / SM	Spt Rechazo, N_{60} = 40 golpes, Método Beta (Granulares)
23.5	30	ML	Resultado Promedio Ensayos, Su= 0.061 MPa

Se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-1				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
10.5	10.5	50	2672.8	2.7
12.9	23.4	84	7206.1	7.2
11.2	34.6	88	7776.4	7.8
14.5	49.1	209	43280.6	43.3
10.6	59.8	508	250420.2	250.4

DATOS GENERALES

EJE	Eje 4	Formación	FPI	Nombre	Llanura Aluvial
APOYO	Apoyo 3	ivel Freatico (n	0		

GEOMETRIA				
PILOTES		m	mm	Denominación
✔	1	2.0	2000	Diámetro de 2m
✔	2	2.5	2500	Diámetro de 2.5m
✔	3	2.8	2800	Diámetro de 2.8m

1) Definir Diametros a evaluar

Prof Efectiva Carga Punta (m)	6

2) Definida como 3D o un valor minimo, según material.

SONDEO DE REFERENCIA	S04
NOMBRE:	Sondeo 4
PROFUNDIDAD (m):	40
SPT:	✔
CARAC. FISICA:	✔
CARAC. MECÁNICA:	✔
FECHA SONDEO:	

RESUMEN DE RESULTADOS

ELR - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

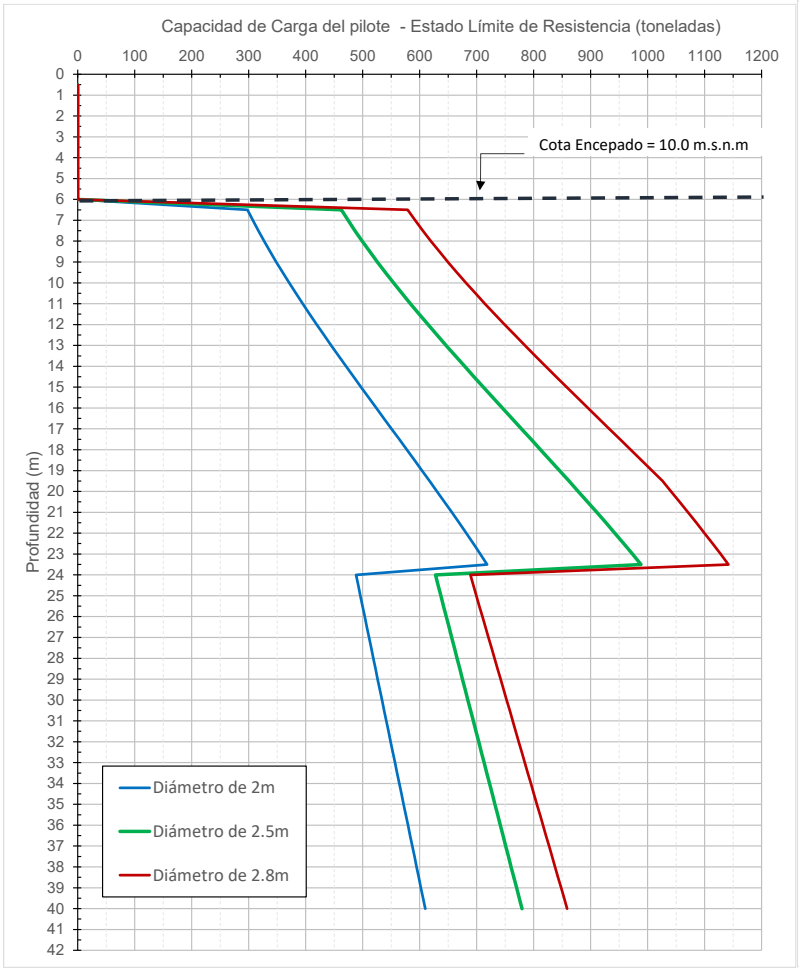
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	371.0	2.5	554.1	2.8	681.3
20.0	2.0	630.4	2.5	878.3	2.8	1041.0
30.0	2.0	533.8	2.5	684.6	2.8	752.6
40.0	2.0	609.7	2.5	779.4	2.8	858.8

ELS EE - ESTADO LIMITE DE SERVICIO - EVENTO EXTREMO

Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
10.0	2.0	727.1	2.5	1089.6	2.8	1341.7
20.0	2.0	1198.7	2.5	1679.0	2.8	2001.9
30.0	2.0	1028.2	2.5	1328.3	2.8	1516.7
40.0	2.0	1196.8	2.5	1539.2	2.8	1752.8

VARIACIÓN DE MODULO DE BALASTO

	Inicio	Fin	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto
(#)	(m)	(m)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)
1	0	10	2	0.0595	2.5	0.0476	2.8	0.0425
2	10	23	2	0.1702	2.5	0.1362	2.8	0.1216
3	23	30	2	0.1885	2.5	0.1509	2.8	0.1347



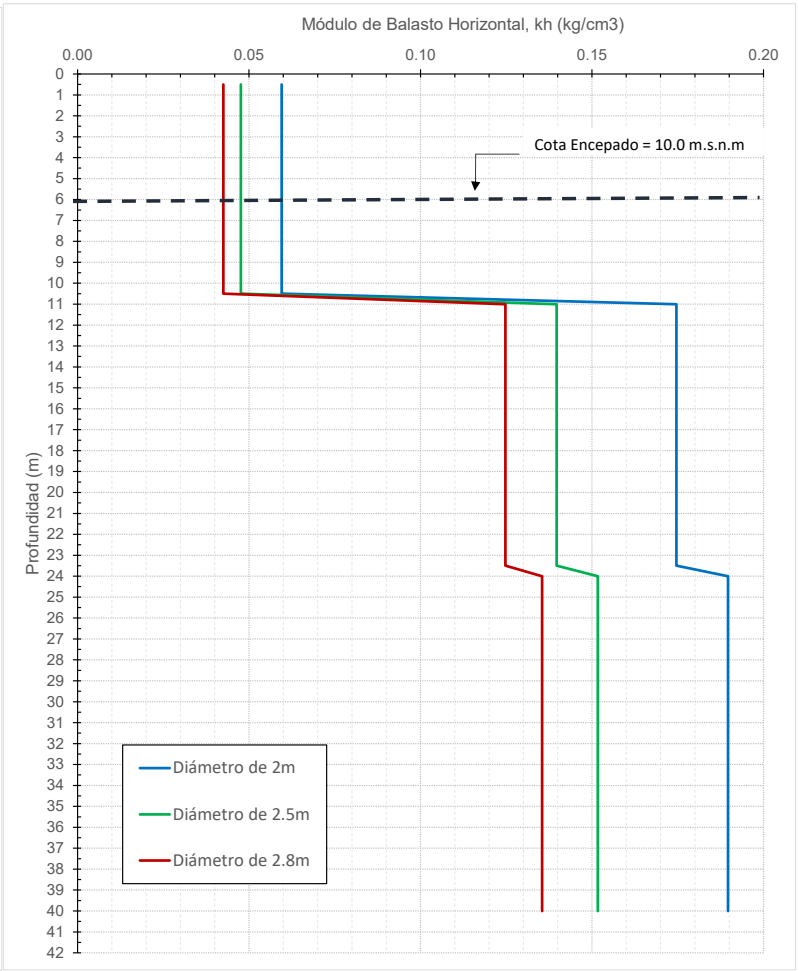


Figura 69 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Apoyo 3 – Eje 4

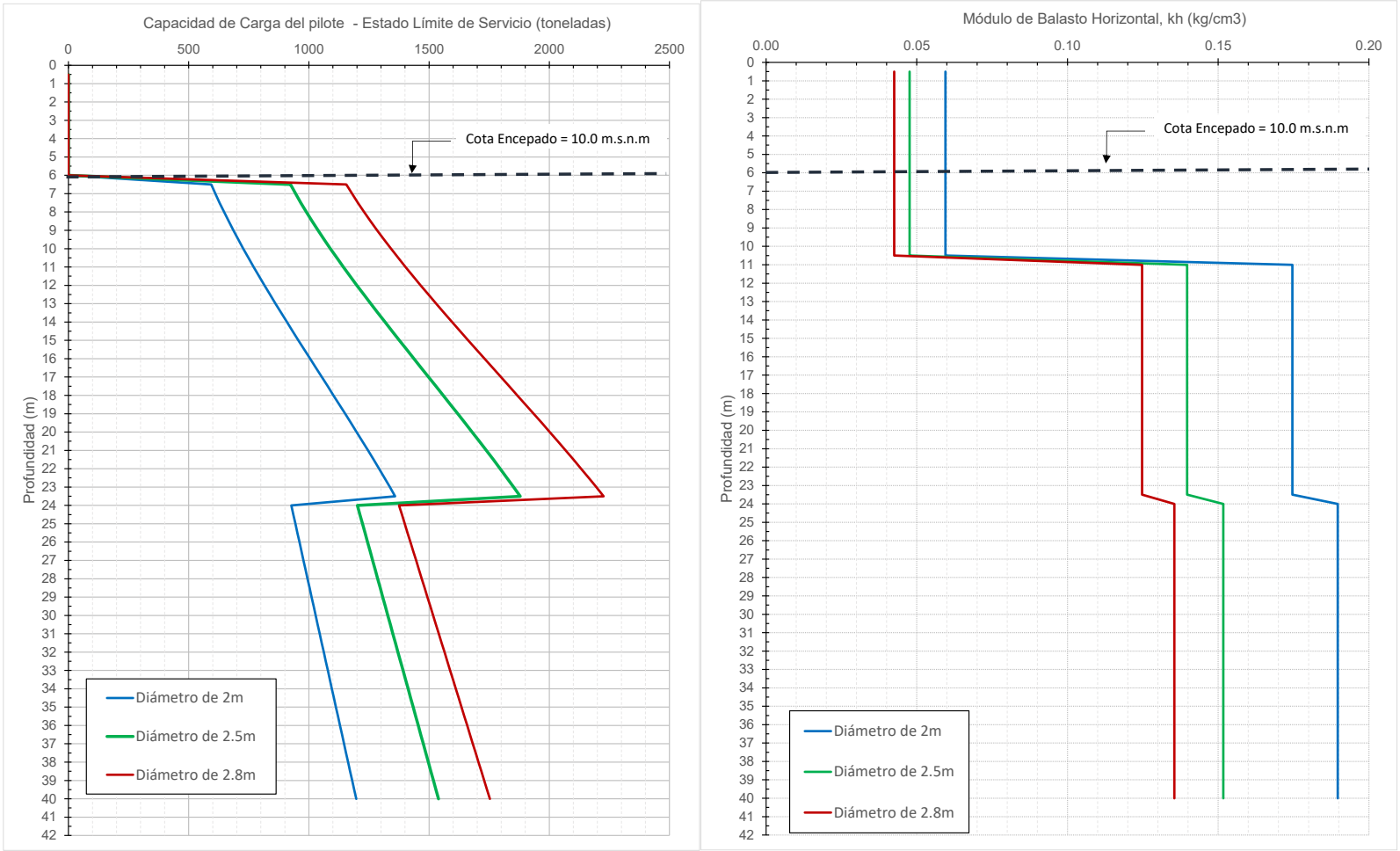


Figura 70 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite de Servicio ELS-EE, Apoyo 3 – Eje 4

7.4.5 APOYO 4 – EJE 5

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del Apoyo 4 se cuenta con el sondeo 5.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 7.0 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada Su a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos ya que se trata de un estrato de arcillas de baja plasticidad CL, así:

$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
K = 6 y N = N_{60}

En este orden de ideas, los primeros metros del Apoyo 4 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. A partir de los 7.0 m el suelo hace una transición a un suelo granular cuyo resultado de ensayo SPT alcanza el rechazo, por lo cual se propone valorar de forma conservadora evaluar el SP-SM como un granular mixto con N60 = 40 golpes hasta 15 m de profundidad.
Entre los 15m y los 30 m tenemos un estrato de arcilla que varía entre Alta y Baja plasticidad CH / CL por lo que lo hemos caracterizado con el ensayo de compresión inconfinada S5-M30 cuyo resultado Su = 0.8 kg/cm2 – 0.08 MPa

Muestra	Su (kg/cm2)
S5-M30	0.60
S5-M36	1.07
S5-M37	0.73
Promedio	**0.8**

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	7.0	CL	Spt, Su Prom = 0.11 MPa
7.0	15	SP-SM	Spt Rechazo, N_{60} = 40 golpes, Su Prom = 0.24 Mpa
15	35	CL / CH	Resultado Promedio Ensayos, Su= 0.08 MPa

Se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-1				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
10.5	10.5	50	2672.8	2.7
12.9	23.4	84	7206.1	7.2
11.2	34.6	88	7776.4	7.8
14.5	49.1	209	43280.6	43.3
10.6	59.8	508	250420.2	250.4

DATOS GENERALES

EJE	Eje 5	Formación	FPI	Nombre	Llanura Aluvial
APOYO	Apoyo 4	Nivel Freatico (m)	0		

GEOMETRIA				
PILOTES		m	mm	Denominación
✔	1	1.5	1500	Diámetro de 1.5m
✔	2	2.0	2000	Diámetro de 2m
✔	3	2.5	2500	Diámetro de 2.5m

1) Definir Diametros a evaluar

Prof Efectiva Carga Punta (m)	5

2) Definida como 3D o un valor minimo, según material.

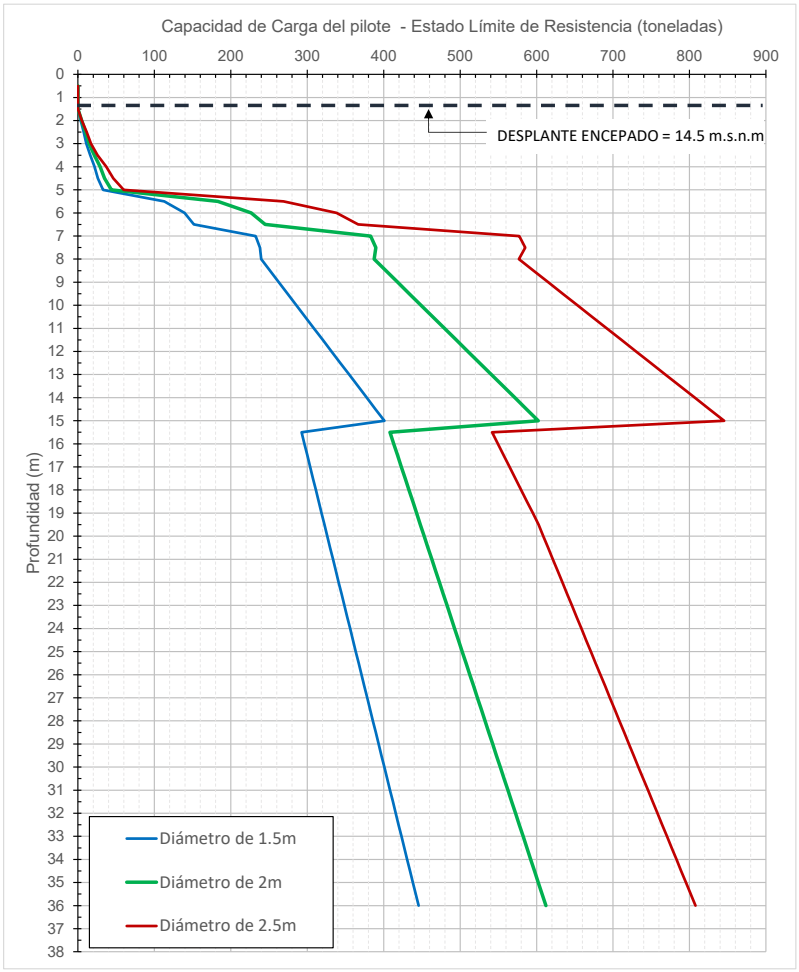
SONDEO DE REFERENCIA	S05
NOMBRE:	Sondeo 5
PROFUNDIDAD (m):	40
SPT:	✔
CARAC. FISICA:	✔
CARAC. MECÁNICA:	✔
FECHA SONDEO:	

RESUMEN DE RESULTADOS

ELR - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
5.0	1.5	32.9	2.0	43.8	2.5	59.9
10.0	1.5	285.7	2.0	448.9	2.5	653.5
20.0	1.5	326.2	2.0	453.0	2.5	608.8
35.0	1.5	438.1	2.0	602.3	2.5	795.4

ELS EE - ESTADO LIMITE DE SERVICIO - EVENTO EXTREMO						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
5.0	1.5	66.6	2.0	88.7	2.5	110.9
10.0	1.5	551.6	2.0	871.2	2.5	1258.6
20.0	1.5	640.1	2.0	898.8	2.5	1180.0
35.0	1.5	889.0	2.0	1230.5	2.5	1594.7

VARIACIÓN DE MODULO DE BALASTO								
	Inicio	Fin	iámetr	Balasto	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto
(#)	(m)	(m)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)
1	0	10	1.5	0.0803	2	0.0603	2.5	0.0482
2	10	23	1.5	0.2266	2	0.1700	2.5	0.1360
3	23	35	1.5	0.2536	2	0.1902	2.5	0.1521



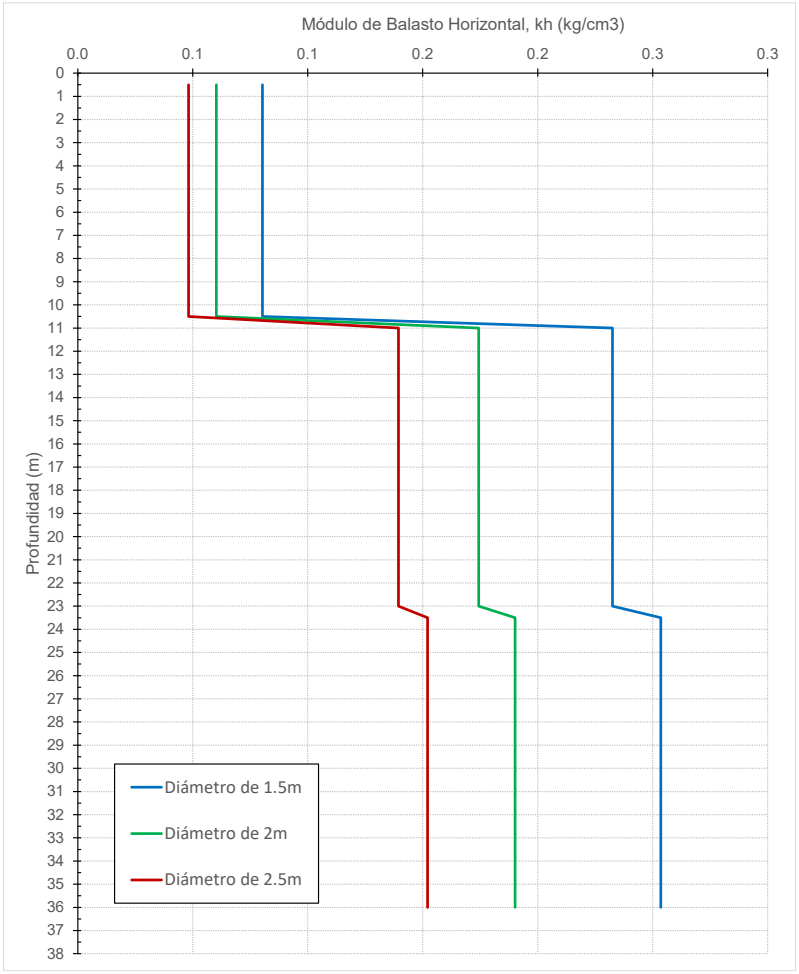
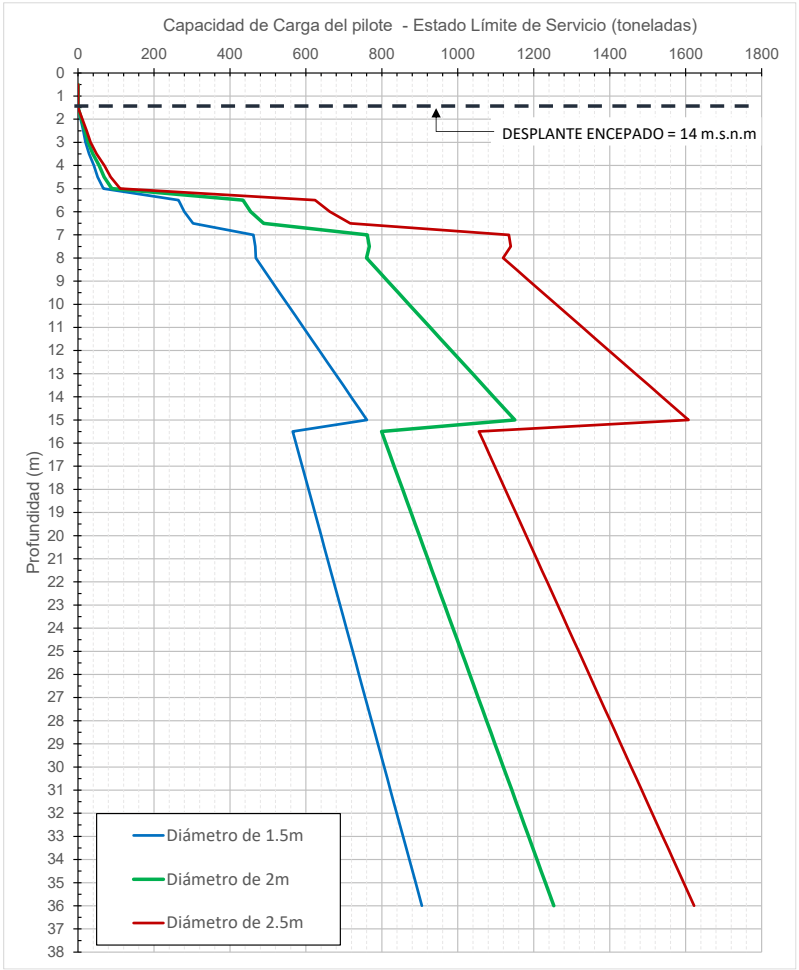


Figura 71 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Apoyo 4 – Eje 5



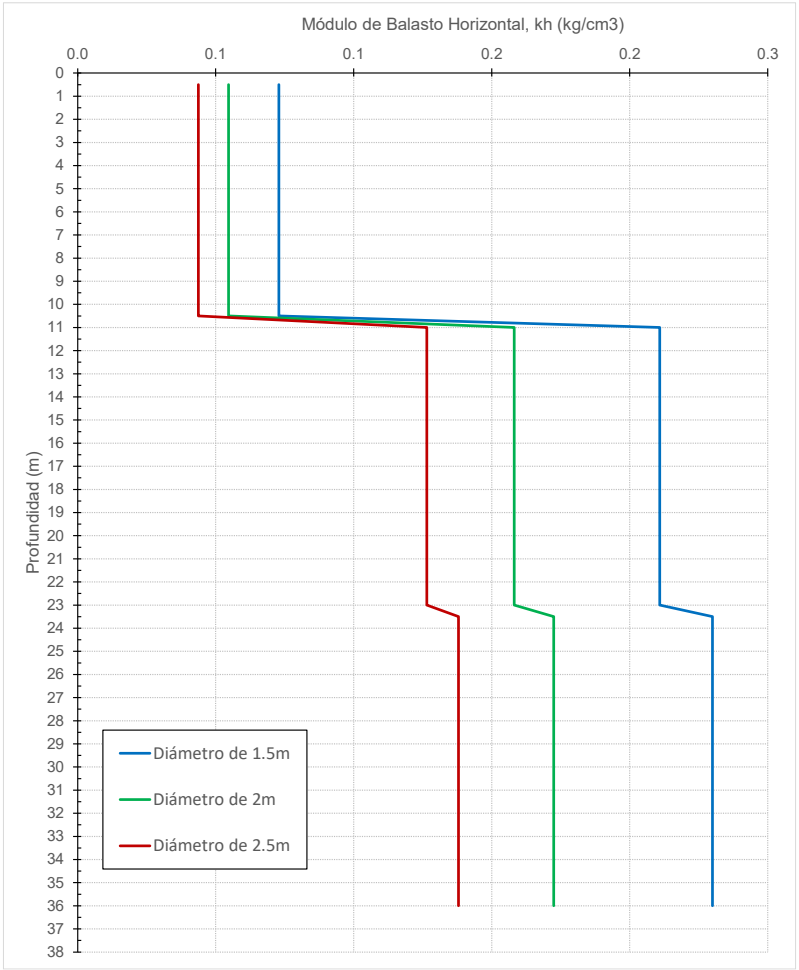


Figura 72 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite de Servicio ELS-EE, Apoyo 4 – Eje 5

7.4.6 ESTRIBO 2 – EJE 6

Para explicar la caracterización física empleada en el cálculo geotécnico del Estribo 2 se cuenta con el sondeo 6.

Los primeros metros serán caracterizados con SPT los primeros 4.5 m
En este caso obtendremos los valores de resistencia no drenada Su a partir de la correlación de Terzaghi & Peck, 1967 para suelos finos ya que se trata de un estrato de arcillas de baja plasticidad CL, así:

$$Su\ (kN/m_2) = KN$$

Donde aproximadamente se proyecta que:
K = 6 y N = N_{60}

En este orden de ideas, los primeros metros del ESTRIBO 2 la caracterización mecánica será realizada mediante el ensayo SPT, cada 0.5 m se toma el valor de resistencia no drenada obtenido a partir de la anterior correlación con el ensayo SPT corregido con valor N60. A partir de los 4.5 m el suelo hace una transición a un suelo granular cuyo resultado de ensayo SPT alcanza el rechazo, por lo cual se propone valorar de forma conservadora evaluar el SP-SM como un granular mixto con N60 = 40 golpes hasta 15 m de profundidad. Entre los 15m y los 30 m tenemos un estrato de arcilla que varía entre Alta y Baja plasticidad CH / CL por lo que lo hemos caracterizado con el ensayo de compresión inconfinada S5-M30 cuyo resultado Su = 0.6 kg/cm2 – 0.06 MPa

Así las cosas, la parametrización a modo de resumen y simplificada seria:

INICIO	FIN	TIPO	CARACTERIZACIÓN
0.0	4.5	CL	Spt, Su Prom = 0.11 MPa
4.5	15	SP-SM	Spt Rechazo, N_{60} = 40 golpes, Su Prom = 0.24 Mpa
15	30	CL / CH	Resultado S5-M30, Su= 0.06 MPa

Se han definido las siguientes variaciones de módulo de elasticidad para la parametrización geotécnica.

HVSR-1				
ESPESOR	PROFUNDIDAD	VS (m/s)	E (kPa)	E (MN/mm2)
10.5	10.5	50	2672.8	2.7
12.9	23.4	84	7206.1	7.2
11.2	34.6	88	7776.4	7.8
14.5	49.1	209	43280.6	43.3
10.6	59.8	508	250420.2	250.4

DATOS GENERALES

EJE	Estribo 2	Formación	FPI	Nombre	Llanura Aluvial
APOYO	Apoyo 6	Nivel Freatico (m)	0		

GEOMETRIA				
PILOTES		m	mm	Denominación
✔	1	1.5	1500	Diámetro de 1.5m
✔	2	2.0	2000	Diámetro de 2m
✔	3	2.5	2500	Diámetro de 2.5m

1) Definir Diametros a evaluar

Prof Efectiva Carga Punta (m)	5

2) Definida como 3D o un valor minimo, según material.

SONDEO DE REFERENCIA	S06
NOMBRE:	Sondeo 6
PROFUNDIDAD (m):	20
SPT:	✔
CARAC. FISICA:	✔
CARAC. MECÁNICA:	✔
FECHA SONDEO:	04/03/2022

RESUMEN DE RESULTADOS

ELR - ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
5.0	1.5	56.1	2.0	74.8	2.5	104.3
10.0	1.5	323.8	2.0	499.6	2.5	720.2
20.0	1.5	344.7	2.0	473.2	2.5	628.6
30.0	1.5	400.7	2.0	547.8	2.5	721.9

ELS EE - ESTADO LIMITE DE SERVICIO - EVENTO EXTREMO						
Profundidad	Diámetro		Diámetro		Diámetro	
(m)	(m)	(ton)	(m)	(ton)	(m)	(ton)
5.0	1.5	120.5	2.0	160.6	2.5	200.8
10.0	1.5	635.0	2.0	982.4	2.5	1397.7
20.0	1.5	677.4	2.0	937.1	2.5	1213.8
30.0	1.5	801.8	2.0	1103.0	2.5	1421.1

VARIACIÓN DE MODULO DE BALASTO								
	Inicio	Fin	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto	Diámetro	Balasto
(#)	(m)	(m)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)	(m)	kh (kg/cm3)
1	0	10	1.5	0.0803	2	0.0603	2.5	0.0482
2	10	23	1.5	0.2266	2	0.1700	2.5	0.1360
3	23	30	1.5	0.2536	2	0.1902	2.5	0.1521

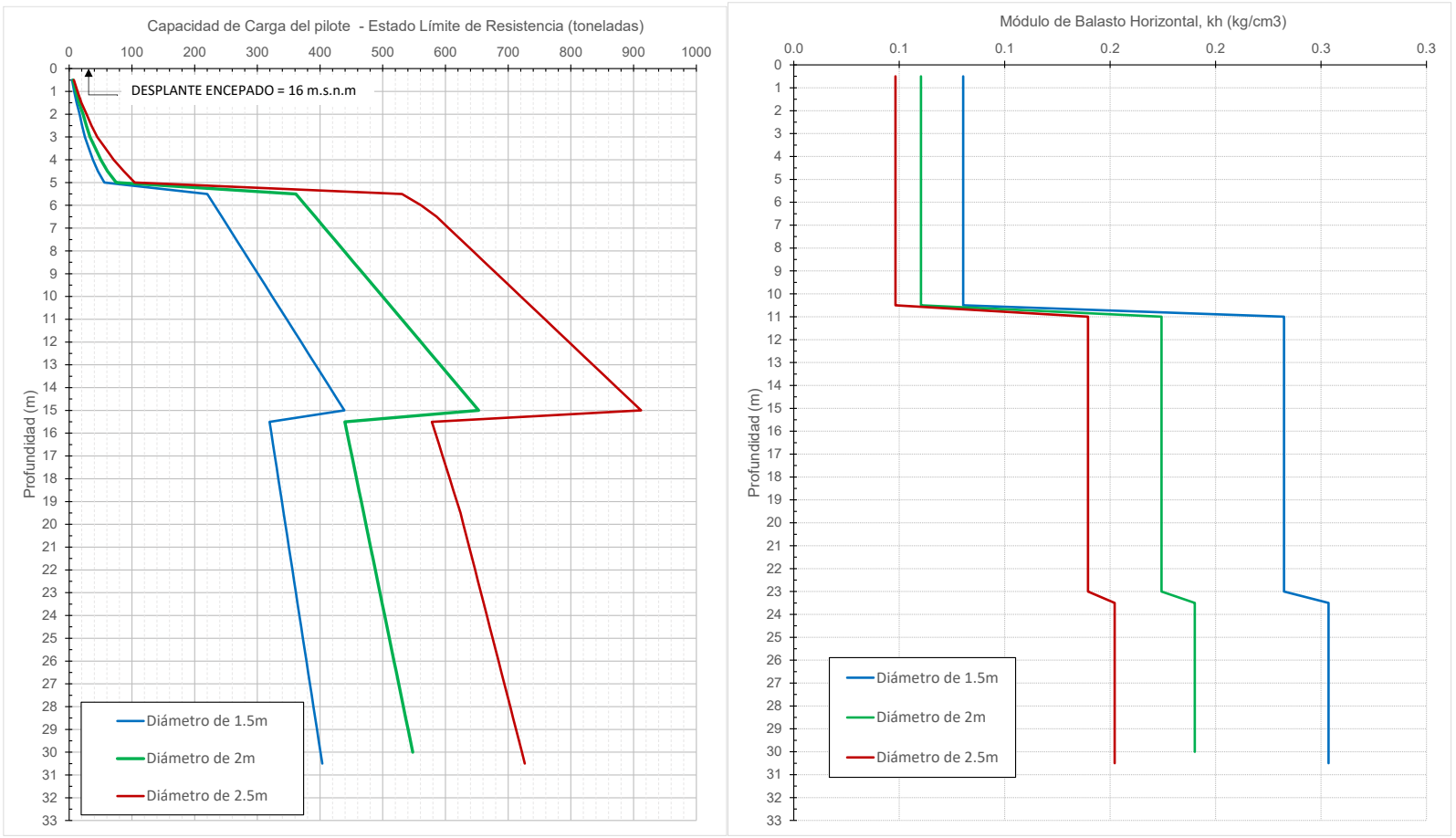


Figura 73 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite Resistencia ELR, Estribo 2 – Eje 6

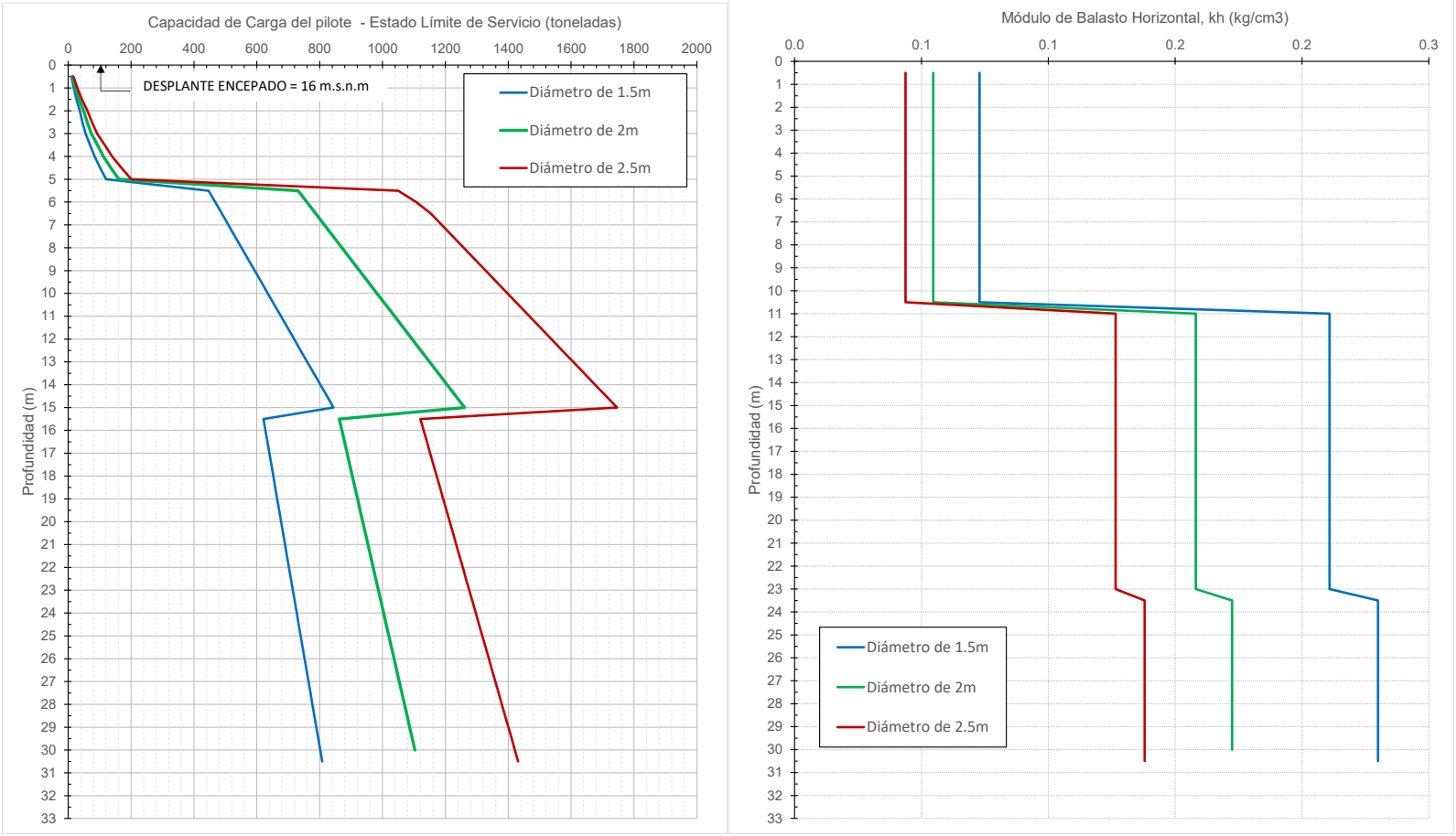


Figura 74 Capacidad de Carga del Pilote – Estado Limite de Servicio ELS – EE, Estribo 2 – Eje 6

7.5 VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD

Una vez realizada la comprobación de ábacos de carga se verifica la carga unitaria promedio por pilote del componente estructural y los resultados del componente de geotecnia obtenidos.
Adiciona a ello para la siguiente tabla se ha verificado la capacidad descontando el aporte hasta la zona de desplante del encepado (capitel), con lo cual se garantiza que tendremos cargas efectivas al momento de la valoración.

Tabla 36 Verificación de capacidad unitaria de caissons

	ESTRUCTURAS SOLICITUD DE CARGAS			GEOTECNIA CAPACIDAD DE CAISSON				
ID	**ELR (Ton)**	**ELS (Ton)**	**EE (Ton)**	**Diámetro Φ (m)**	**Longitud Caisson L (m)**	**Prof Z (m)**	**Resistencia ELR (Ton)**	**Resistencia EE-ELS (Ton)**
Estribo 1	338	276	389	2.0	32.5	34	372	845
Apoyo 1	1099	810	1346	2.0	44	55	1120	2560
Apoyo 2	1099	818	1378	2.0	40	48	1572	3006
Apoyo 3	751	592	1272	2.5	34	40	779	1539
Apoyo 4	413	324	370	1.5	33	35	438	889
Estribo 2	265	207	225	1.5	20	20	345	677

NOTA: La profundidad (z) hace alusión a la profundidad dentro de los ábacos de carga, la longitud (L) hace referencia a la longitud del elemento de cimentación requerida para soportar las cargas.

Realizada la verificación de cálculo se pudo determinar que SE CUMPLE LOS REQUERIMIENTOS GEOTÉCNICOS bajo las condiciones de carga estimadas desde el componente estructural.

7.6 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Qw está dado por:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \qquad \text{(Ecu. 1)}$$

Donde:

$S_{e(1)} = Asentamiento\ elástico\ del\ pilote$
$S_{e(2)} = Asentamiento\ del\ pilote\ causado\ por\ la\ carga\ en\ la\ punta\ del\ pilote$
$S_{e(3)} = Asentamiento\ del\ pilote\ causado\ por\ la\ carga\ trasmitida\ a\ lo\ largo\ del\ fuste\ del\ pilote$

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste del pilote se puede evaluar, de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica de materiales, como:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \qquad \text{(Ecu. 2)}$$

Donde:
$Q_{wp} = Carga\ soportada\ en\ la\ punta\ del\ pilote\ en\ condiciones\ de\ carga\ de\ trabajo$
$Q_{ws} = Carga\ soportada\ por\ la\ resistencia\ por\ fricción\ (superficial) en\ condición\ de\ carg\ de\ trabajo$
$A_p = Área\ de\ la\ sección\ transversal\ del\ pilote$
$L = Longitu\ del\ pilote$
$E_p = Módulo\ de\ elasticidada\ del\ material\ del\ pilote$

La magnitud ξ varía entre 0.5 y 0.67 y dependerá de la naturaleza de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria f a lo largo del fuste del pilote.

El asentamiento de un pilote ocasionado por la carga soportada en la punta del pilote se puede expresar en la forma:

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}\ (1 - \mu_s^2) I_{wp} \qquad \text{(Ecu. 3)}$$

Donde:
$D = ancho\ o\ diámetro\ del\ pilote$
$q_{wp} = Carga\ puntual\ por\ área\ unitaria\ en\ la\ punta\ del\ pilote = {}^{Q_{wp}}\!/_{A_p}$
$E_s = Módulo\ de\ elasticidad\ del\ suelo\ en\ o\ debajo\ de\ la\ punta\ del\ pilote$
$\mu_s = Relación\ de\ Poisson\ del\ suelos$
$I_{wp} = Factor\ de\ influencia\ \approx 0.85$

Tabla 37 Datos de carga en servicio y capacidad de los caisson

ESTRUCTURA		DIMENSIONES CAISSON		CAPACIDAD ELR				Comentario
ELEMENTO	Carga en Servicio X Caisson (tn)	Diámetro (m)	Longitud L (m)	Prof. Z (m)	Carga por Fuste (tn)	Carga por Punta (tn)	Carga Total (tn)	
ESTRIBO 1	276	2	32.5	34	309	63	372	La carga en servicio se toma por Fuste
APOYO 1	809	2	44	55	903	217	1120	La carga en servicio se toma por Fuste
APOYO 2	818	2	40	48	1233	339	1572	La carga en servicio se toma por Fuste
APOYO 3	592	2.5	34	40	693	86	779	La carga en servicio se toma por Fuste
APOYO 4	324	1.5	33	35	397	41	438	La carga en servicio se toma por Fuste
ESTRIBO 2	207	1.5	20	20	314	31	345	La carga en servicio se toma por Fuste

Tal como se puede observar en la tabla anterior, la cargas en servicio en cada caisson son menores a la capacidad de carga únicamente en por fuiste calculada para estado límite de resistencia ELR.

Dicho lo anterior, y con base en lo expuesto en la teoría de cálculo de asentamientos elásticos se tomarán las cargas de trabajo como Qws y se desprecia el aporte por punta ya que el fuste es suficiente para controlar la carga aplicada.

Tabla 38 Asentamiento de Caisson Estribo 1

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Estribo 1
Asentamiento elástico del pilóte Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		2760
D	m	Diámetro del pilote		2
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		3.14
L	m	Longitud del pilote		33
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	0.80
Asentamiento del pilóte causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0.00
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		41400
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilóte causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		2760
p	m	Perímetro del pilote		6.3
L	m	Longitud del pilote		32.5
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		41400
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.411
			Se(3) mm	1.95

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Estribo 1
Se(1)	Asentamiento elástico del pilóte Se(1)	0.80	mm
Se(2)	Asentamiento del pilóte causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilóte causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	1.95	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		2.75	mm

Tabla 39 Asentamiento de Caisson Apoyo 1

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Apoyo 1
Asentamiento elástico del pilote Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		8090
D	m	Diámetro del pilote		2
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		3.14
L	m	Longitud del pilote		44
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	3.16
Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		125200
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		8090
p	m	Perímetro del pilote		6.3
L	m	Longitud del pilote		44
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		125200
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.642
			Se(3) mm	1.49

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Apoyo 1
Se(1)	Asentamiento elástico del pilote Se(1)	3.16	mm
Se(2)	Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	1.49	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		4.66	mm

Tabla 40 Asentamiento de Caisson Apoyo 2

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Apoyo 2
Asentamiento elástico del pilote Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		8180
D	m	Diámetro del pilote		2
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		3.14
L	m	Longitud del pilote		40
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	2.91
Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0.00
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		125200
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		8180
p	m	Perímetro del pilote		6.3
L	m	Longitud del pilote		40
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		125200
D	m	Diámetro del pilote		2
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.565
			Se(3) mm	1.63

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Apoyo 2
Se(1)	Asentamiento elástico del pilote Se(1)	2.91	mm
Se(2)	Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	1.63	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		4.53	mm

Tabla 41 Asentamiento de Caisson Apoyo 3

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Apoyo 3
Asentamiento elástico del pilote Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		5920
D	m	Diámetro del pilote		3
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		4.91
L	m	Longitud del pilote		34
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	1.14
Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0.00
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7780
D	m	Diámetro del pilote		2.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		5920
p	m	Perímetro del pilote		7.9
L	m	Longitud del pilote		34
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7780
D	m	Diámetro del pilote		2.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.291
			Se(3) mm	20.57

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Apoyo 3
Se(1)	Asentamiento elástico del pilote Se(1)	1.14	mm
Se(2)	Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	20.57	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		21.72	mm

Tabla 42 Asentamiento de Caisson Apoyo 4

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Apoyo 4
Asentamiento elástico del pilote Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		3240
D	m	Diámetro del pilote		2
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		1.77
L	m	Longitud del pilote		33
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	1.69
Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0.0
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7800
D	m	Diámetro del pilote		1.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		3240
p	m	Perímetro del pilote		4.7
L	m	Longitud del pilote		33
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7800
D	m	Diámetro del pilote		1.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.642
			Se(3) mm	12.80

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Apoyo 4
Se(1)	Asentamiento elástico del pilote Se(1)	1.69	mm
Se(2)	Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	12.80	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		14.49	mm

Tabla 43 Asentamiento de Caisson Estribo 2

ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE PILOTES			Apoyo	Estribo 2
Asentamiento elástico del pilote Se(1)				
$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$				ECU. 2
Qwp	kN	Carga soportada en la punta del pilote en condiciones de carga de trabajo		0
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		2070
D	m	Diámetro del pilote		2
Ap	m²	Área de la sección transversal del pilote		1.77
L	m	Longitud del pilote		20
Ep	kN/m²	Módulo de elásticidad del material del pilote		24000000
ξ	-	La magnitud varia entre 0.5 y 0.67		0.67
			Se(1) mm	0.65
Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)				
$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$				ECU. 3
qwp	kN	Carga puntal por área unitaria en la punta del pilote		0.0
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7800
D	m	Diámetro del pilote		1.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iwp	-	Factor de Influencia		0.85
			Se(2) mm	0.00
Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote S				
$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{ws}$				(Ecu. 5)
Qws	kN	Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo		2070.0
p	m	Perímetro del pilote		4.7
L	m	Longitud del pilote		20
Es	kN/m²	Módulo de elásticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote		7800
D	m	Diámetro del pilote		1.5
μs	-	Relación de Poisson del suelo		0.35
Iws	-	Factor de influencia		3.278
			Se(3) mm	12.15

ASENTAMIENTO TOTAL PILOTE		Apoyo	Estribo 2
Se(1)	Asentamiento elástico del pilote Se(1)	0.65	mm
Se(2)	Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote Se(2)	0.00	mm
Se(3)	Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote Se(3)	12.15	mm
$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$		12.80	mm

Los formatos en detalle de cada uno de los cálculos presentados anteriormente se encuentran en los anexos del presente informe.

En resumen, se tienen los siguientes asentamientos producto de las cargas en servicio de la estructura (por caisson).

Tabla 44 Resumen de resultados de asentamientos por caisson en cada apoyo

ESTRUCTURA		DIMENSIONES CAISSON				
ELEMENTO	Carga en Servicio X Caisson (tn)	Diámetro (m)	Profundidad (m)	Asentamiento Total (mm)	Distancia entre Apoyos (m)	Asentamiento Diferencial Tolerable (mm) L / 500
ESTRIBO 1	276	2	32.5	2.75	80	160
APOYO 1	809	2	44.0	4.66	80	160
APOYO 2	818	2	40.0	4.53	160	320
APOYO 3	592	3	34.0	21.72	80	160
APOYO 4	324	2	33.0	14.49	21	42
ESTRIBO 2	207	2	20.0	12.80	30	60

Tal como se presentan los valores de asentamientos bajo cargas de servicio individual por cada caisson en cada elemento se identifica que este comportamiento es completamente tolerable y admisible.

8. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Dentro del desarrollo del proyecto se estima la construcción de muros estructurales de acompañamiento en el relleno de aproximación, también conocidos como aproches del puente. En este orden de ideas se han definidos los muros de conformidad con el diseño geométrico y el ajuste de módulos de acuerdo con la sección de los módulos.
Tenemos muros con altura variable desde 1.5 m hasta 7.0 m los módulos de sección se proponen para una longitud de L = 12m.

Tabla 45 Tipología de los muros evaluados a nivel estructural

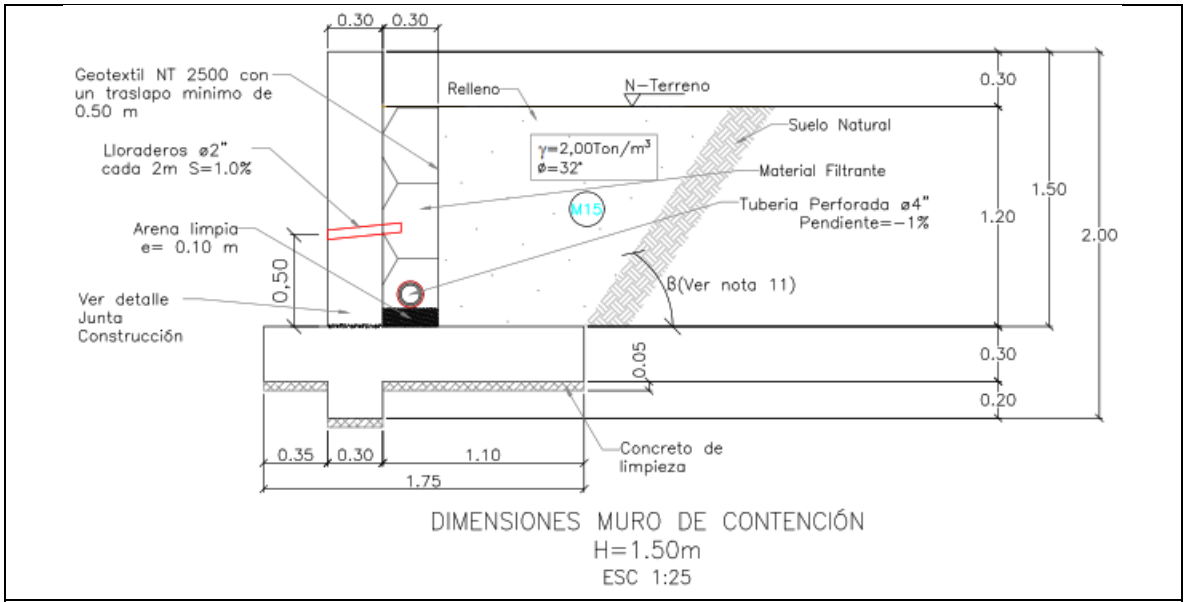
M	Altura H (m)	Base B (m)	Largo L (m)
M1	1.5	1.75	12
M2	2.0	2.0	12
M3	2.5	2.35	12
M4	3.0	2.85	12
M5	3.5	3.3	12
M6	4.0	3.8	12
M7	5.0	4.5	12
M8	6.0	5.4	12
M9	6.5	5.8	12
M10	7.0	6.3	12

En este orden de ideas se propone evaluar en los dos costados (estribos) las condiciones de apoyo de los muros de aproches mediante la caracterización geotécnica definida en la campaña de exploración y considerar la condición más desfavorable que es considerar el escenario del corto plazo bajo carga no drenada.

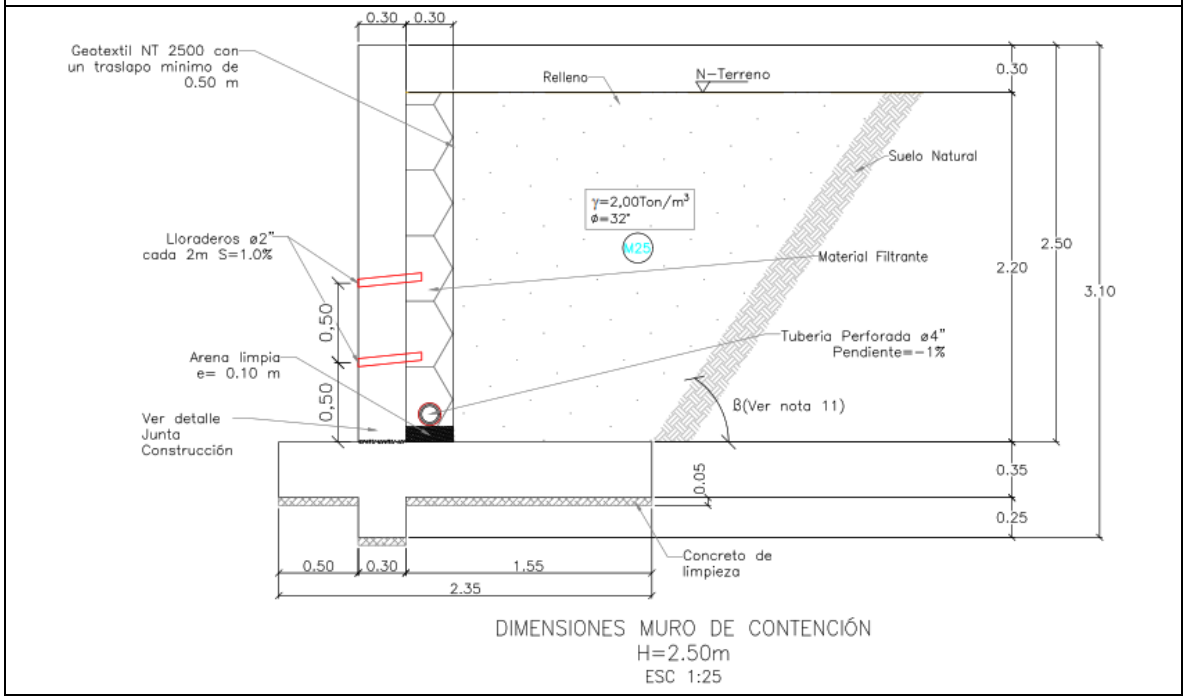
En este escenario se tomó de los sondeos próximos al estribo 1 el valor más bajo de resistencia no drenada obtenido a partir del ensayo de compresión inconfinada obteniendo un valor de Su = 27 kPa; por su parte, el estribo 2 cuenta con un terreno fino de resistencia no drenada estimada en Su = 33 kPa.

Si bien, la condición del apoyo en el estribo 2 puede estar condicionada por un escenario “drenado” pudiendo incluso desplantar sobre materiales más granulares, de forma conservadora se ha definido mantener estas condiciones de suelo fino para evaluar el

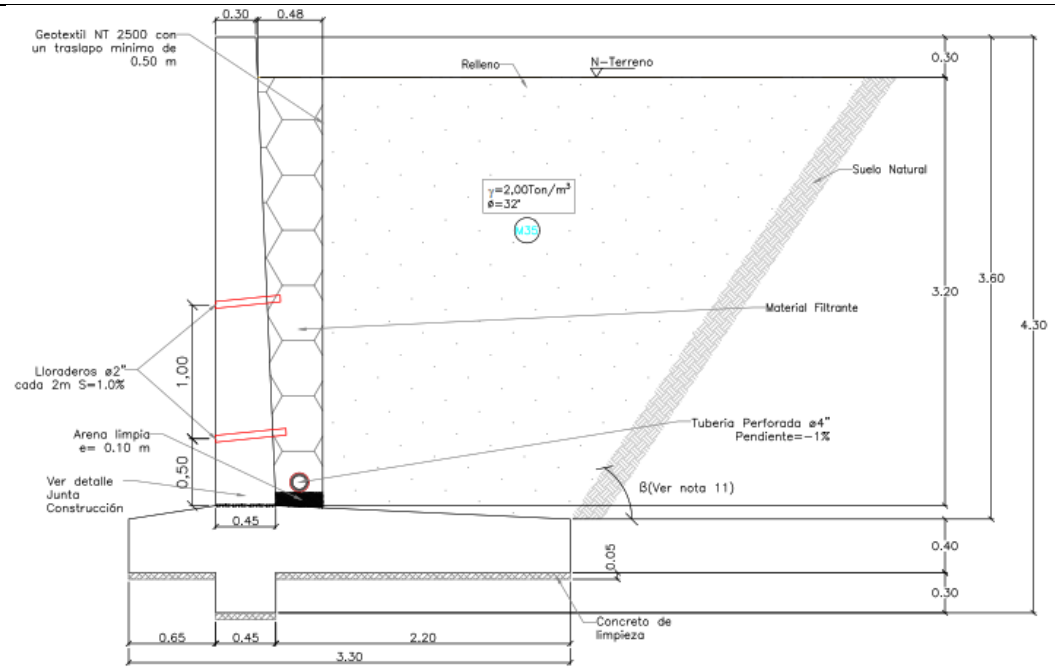
desempeño geotécnico, el cual se presenta a continuación mediante ábacos de capacidad de carga y resulta ser satisfactorio tal como se presenta en los análisis del Volumen III – Estructuras.



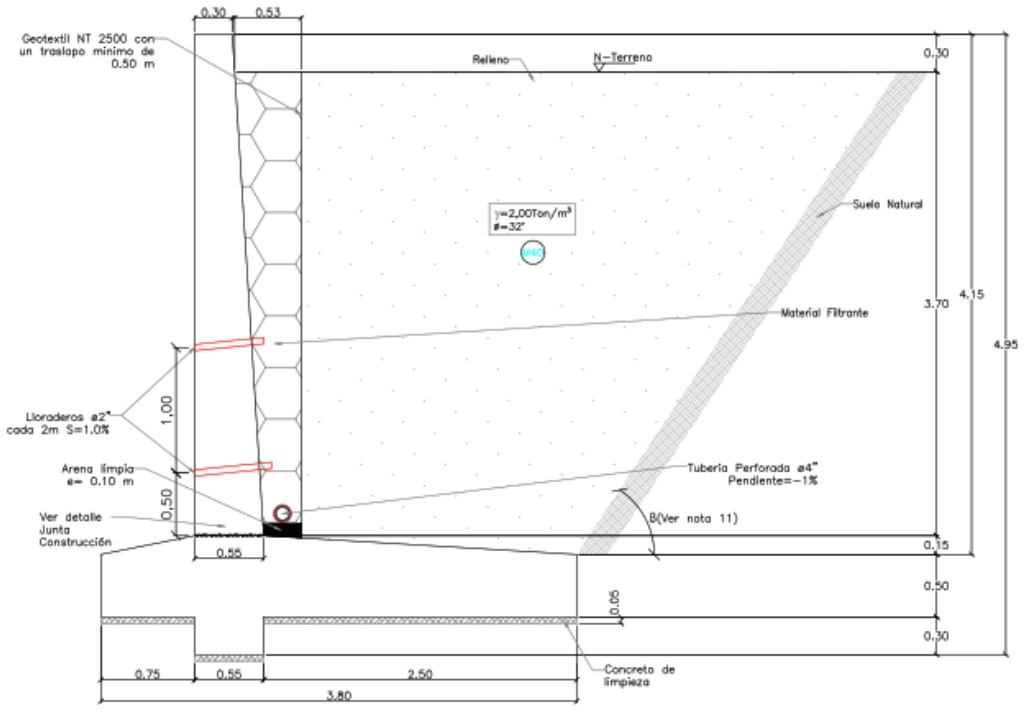
DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=1.50m
ESC 1:25



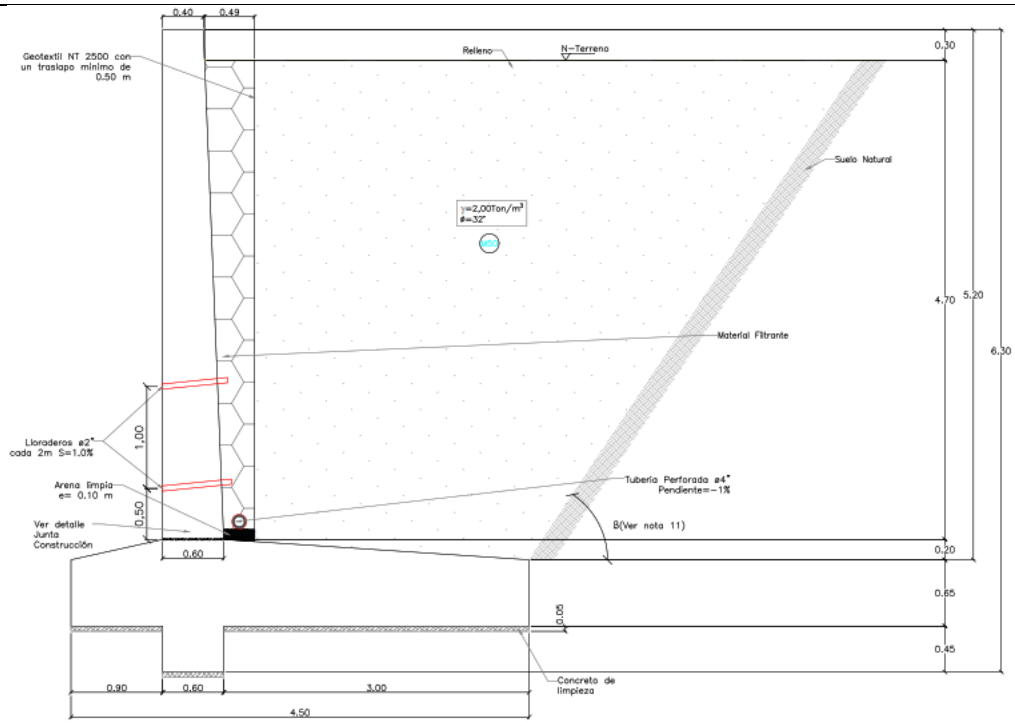
DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=2.50m
ESC 1:25



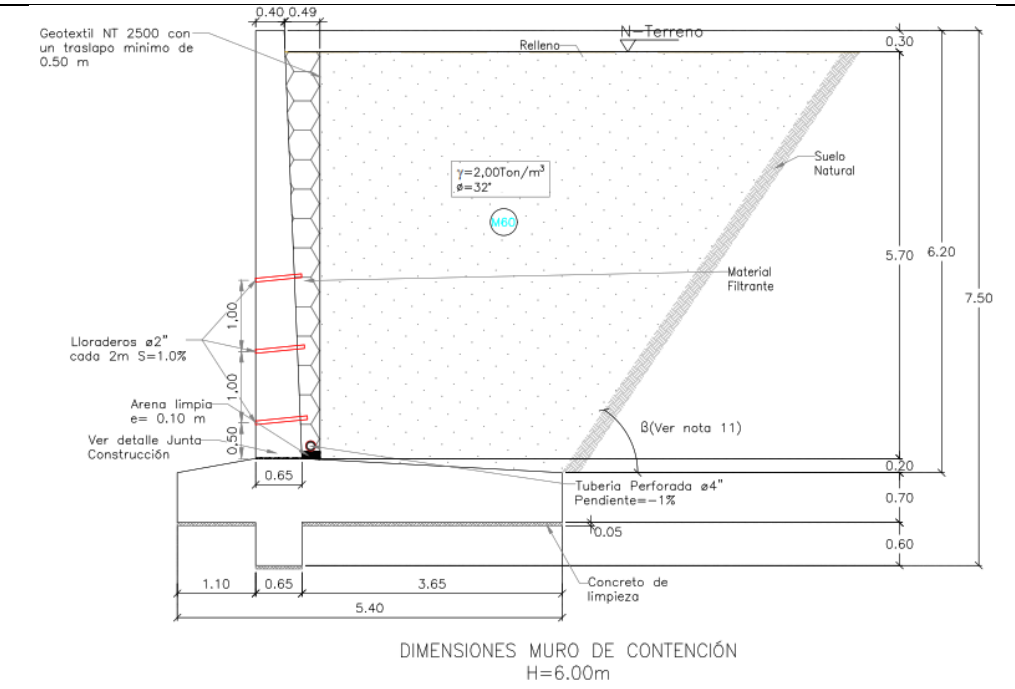
DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=3.50m



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=4.00m



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=5.00m



DIMENSIONES MURO DE CONTENCIÓN
H=6.00m

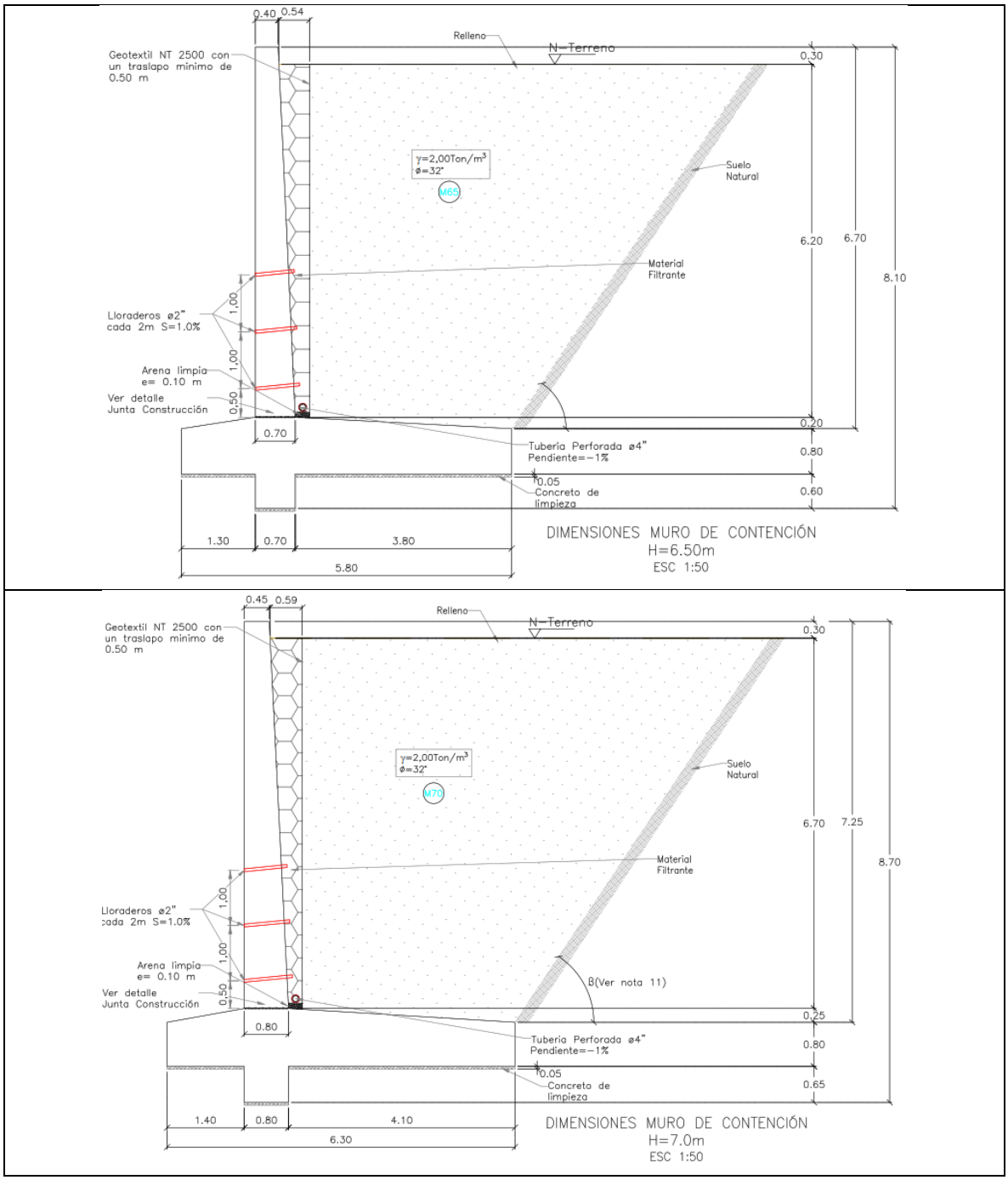


Figura 75 Secciones Muros Aproches

Estribo 1, conformado por 7 módulos de altura variable y longitud L = 12 m c/u así:

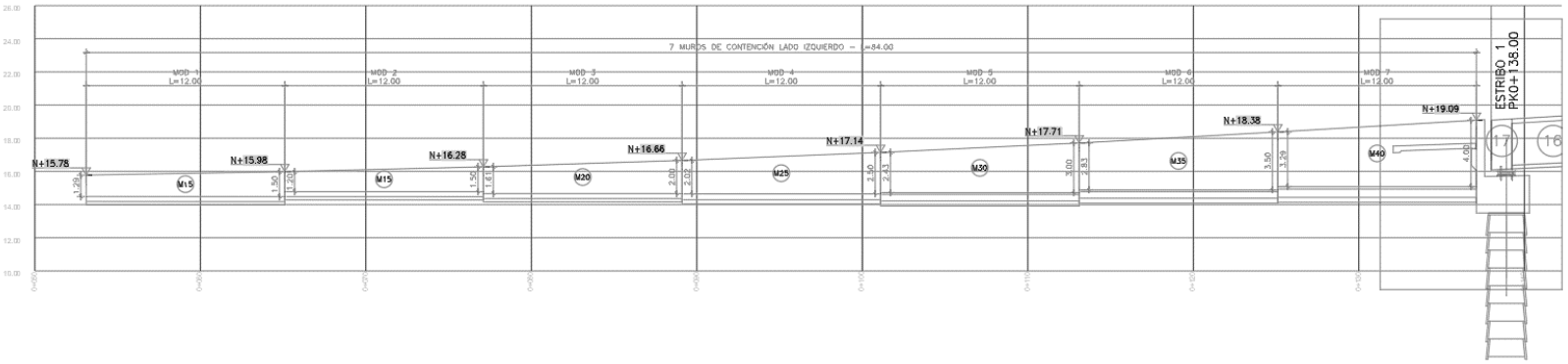


Figura 76 Módulos Muros de Aproches Estribo 1

Estribo 2, conformado por 9 módulos de altura variable y longitud L = 12 m c/u así:

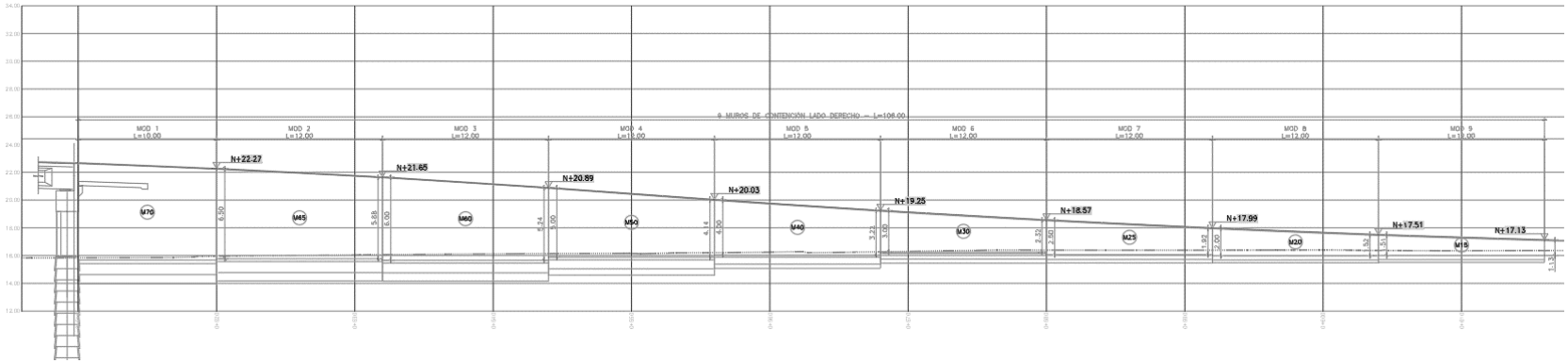


Figura 77 Módulos Muros de Aproches Estribo 2

8.1 PARÁMETROS DE ENTRADA

8.1.1 CARGAS

A continuación, se presentan las dos cargas externas tomas en consideración dentro del análisis de estabilidad local de los muros de acompañamiento de la estructura.

8.1.1.1 TRAFICO

Con el proposito de evaluar las condiciones de servicio de la estructura se ha proyectado una sobrecarga por tráfico vehicular la cual puede encontrarse entre los 10 a 15 kPa. En el caso particular considerando el uso urbano de la estructura se ha establecido el caso más conservador con la mayor carga. Así mismo se ha definido esta carga de forma permanente en un ancho total igual a la calzada es decir 7.0 m.

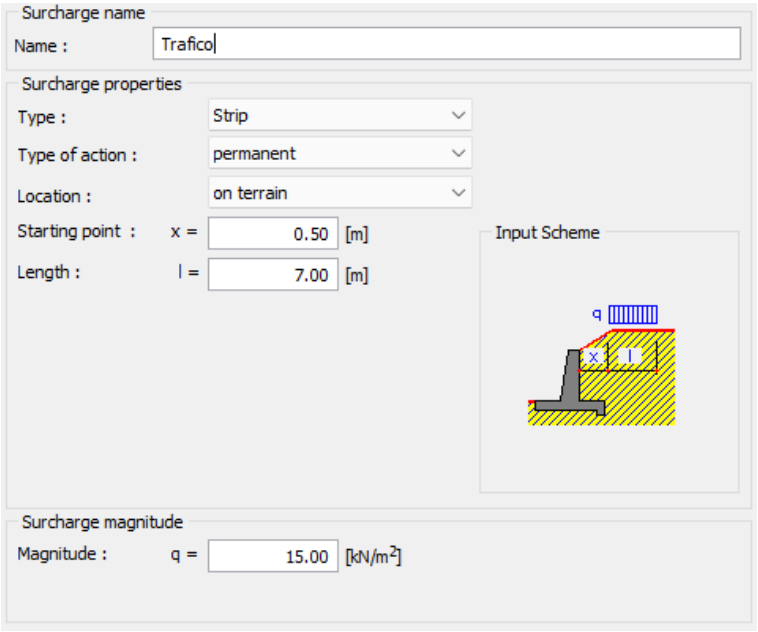


Figura 78 Valor de sobrecarga por tráfico vehicular

8.1.1.2 SISMO

Para evaluar las cargas sísmicas, se adopta el valor de aceleración calculado para el proyecto y se implementa en los modelos de cálculo de la siguiente forma.

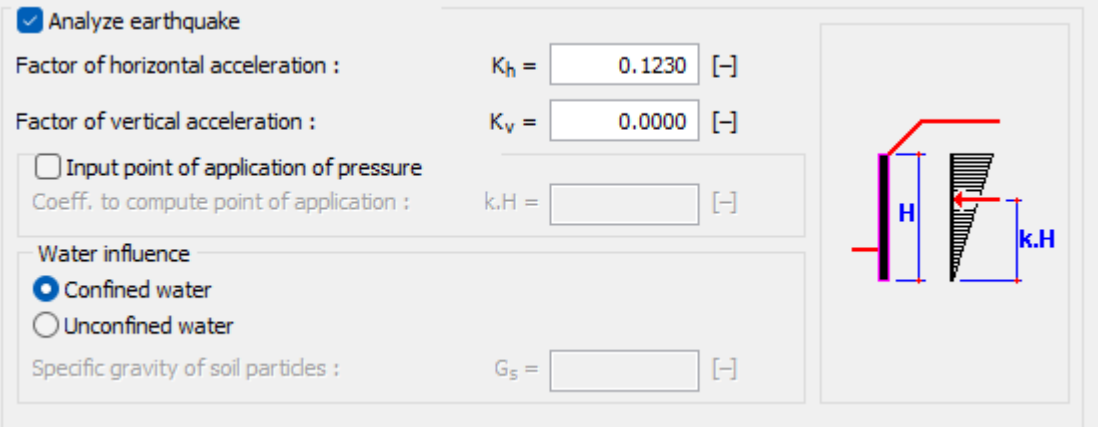


Figura 79 Carga Sísmica Kh en Muros

8.2 MODELOS DE CÁLCULO

Para la verificación de estabilidad de los muros se ha realizado análisis geotécnico por medio de software de diseño GEO5 ® CanteliverWall que permite adaptar la geometría real del muro, implementar diferentes estratos de suelo y validar el comportamiento y desempeño geotécnico de las obras a implantar.

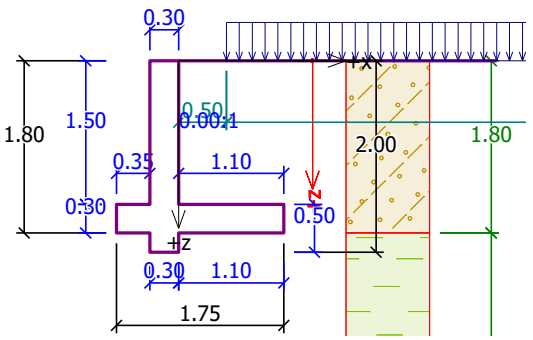
Para el relleno en el tras dos del muro se han adoptado parámetros conservadores de un suelo típico de relleno estructural.

Las memorias de cada uno de los muros hacen parte de los anexos del presente informe. Con el proposito de ilustrar mejor los resultados, se presenta un reporte de los resultados en cada uno de los muros con la valoración de:

- ✓ Volcamiento (Overturning)
- ✓ Deslizamiento (Slip)
- ✓ Capacidad Portante (Bearing Capacity)

La comprobación de capacidad portante se ha realizado por medio de la formulación de Meyerhoff de conformidad con lo establecido en la CCP-14 para cimientos superficiales, las memorias de cálculo de este parámetro hacen parte de los anexos de este informe.

M1 – Muro H = 1.5 m



Soil characteristics

Relleno

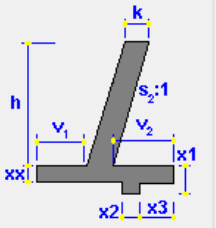
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

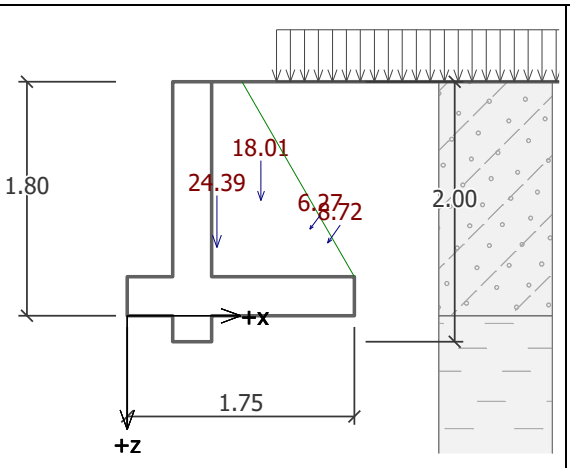
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30	[m]	v_1 =	0.35	[m]	s_1 =	[–]
h =	1.50	[m]	v_2 =	1.10	[m]	s_2 =	0.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.30 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	0.50	[m]	x_3 =	1.10 [m]
xx =	0.30	[m]	x_2 =	0.30	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 53.47 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 5.30 kNm/m

Safety factor = 10.08 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

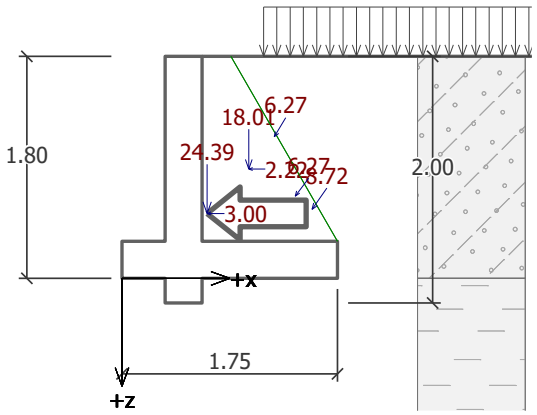
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 47.25 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 8.76 kN/m

Safety factor = 5.40 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 60.13 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 12.56 kNm/m

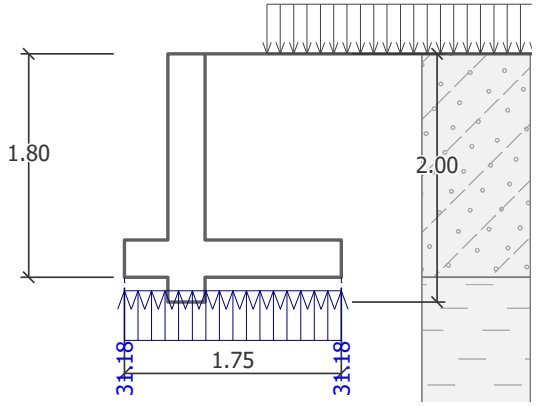
Safety factor = 4.79 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 42.85 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 17.20 kN/m

Safety factor = 2.49 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 32 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 53.8 kPa

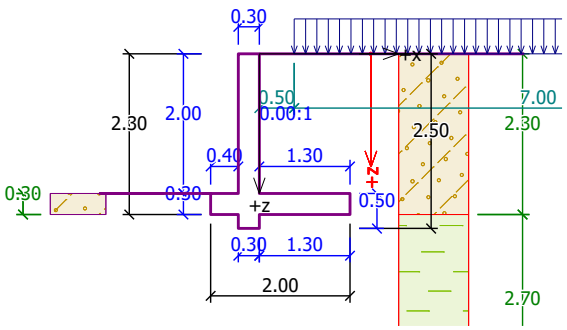
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 1.75 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se ha realizado despreciando el aporte del mejoramiento. Esto quiere decir que se considera la condición más desfavorable y conservadora del terreno natural

Comentarios: El módulo M1 – H = 1.5m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.3 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte.

M2 – Muro H = 2.0 m



Soil characteristics

Relleno

Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³



Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

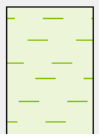
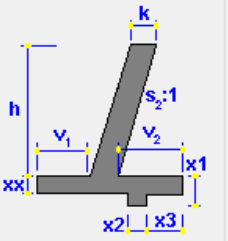


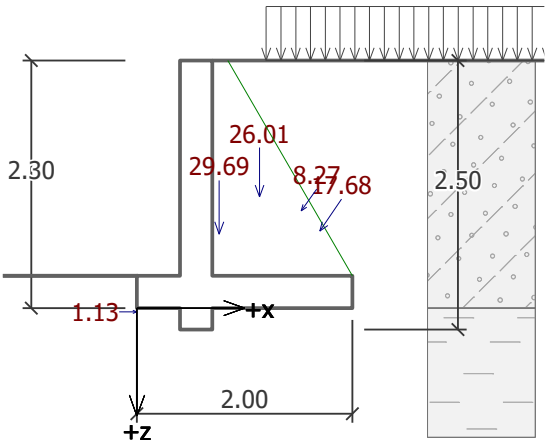
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30	[m]	v_1 =	0.40	[m]	s_1 =	[–]
h =	2.00	[m]	v_2 =	1.30	[m]	s_2 =	0.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.30 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	0.50	[m]	x_3 =	1.30 [m]
xx =	0.30	[m]	x_2 =	0.30	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 87.45 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 11.46 kNm/m

Safety factor = 7.63 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

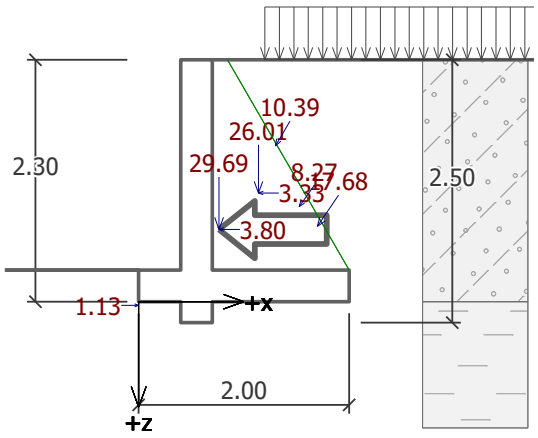
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 53.23 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 13.60 kN/m

Safety factor = 3.91 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 99.06 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 25.34 kNm/m

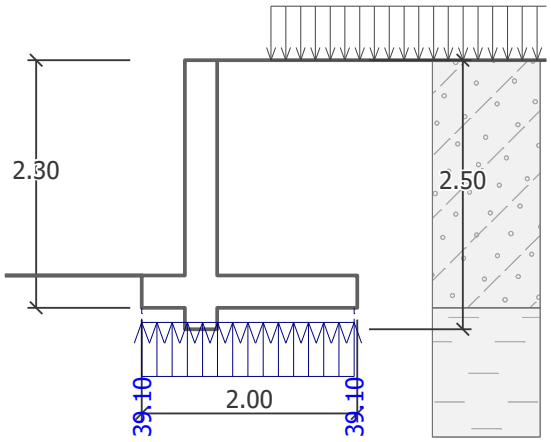
Safety factor = 3.91 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 46.28 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 26.02 kN/m

Safety factor = 1.78 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 39 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 56.5 kPa

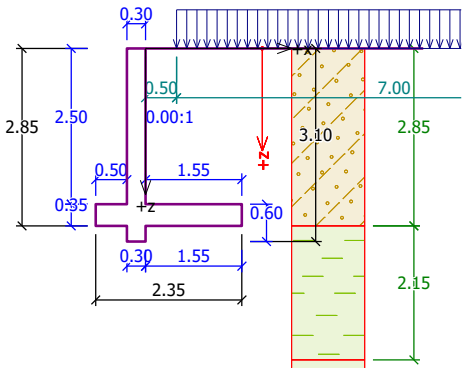
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 2.0 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se ha realizado despreciando el aporte del mejoramiento. Esto quiere decir que se considera la condición más desfavorable y conservadora del terreno natural.

Comentarios: El módulo M2 – H = 2.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.5 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte.

M3 – Muro H = 2.5 m



Soil characteristics

Relleno

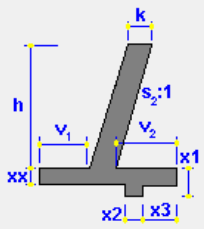
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

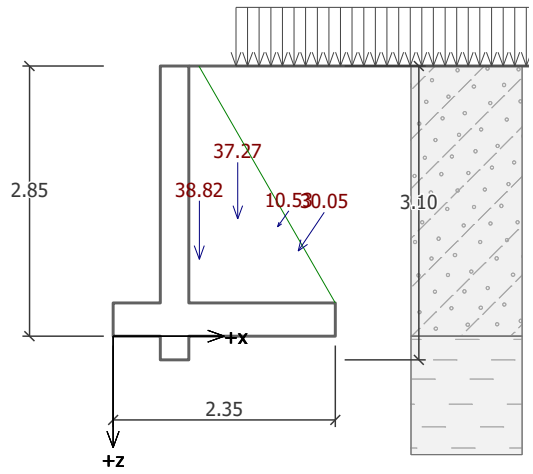
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30	[m]	v_1 =	0.50	[m]	s_1 =	[–]
h =	2.50	[m]	v_2 =	1.55	[m]	s_2 =	0.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.30 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	0.60	[m]	x_3 =	1.55 [m]
xx =	0.35	[m]	x_2 =	0.30	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 148.28 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 22.11 kNm/m

Safety factor = 6.71 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

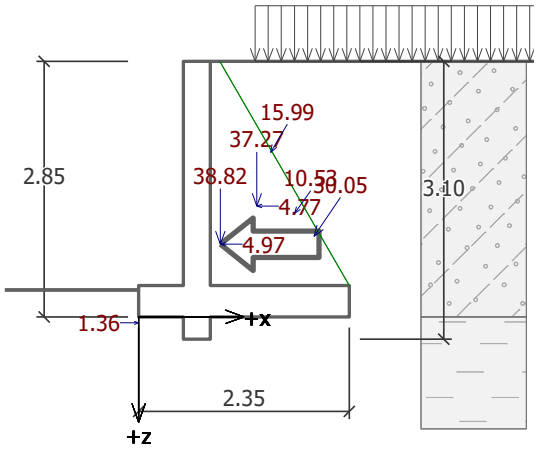
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 62.16 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 22.88 kN/m

Safety factor = 2.72 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 168.54 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 47.04 kNm/m

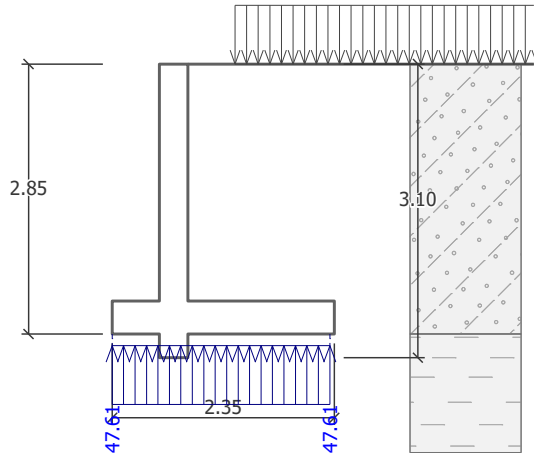
Safety factor = 3.58 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 53.18 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 39.39 kN/m

Safety factor = 1.35 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 48 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 56.5 kPa

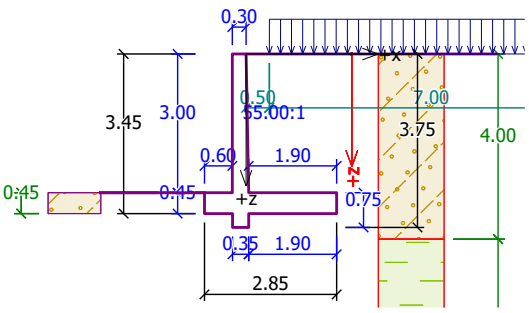
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 2.35 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se ha realizado despreciando el aporte del mejoramiento. Esto quiere decir que se considera la condición más desfavorable y conservadora del terreno natural.

Comentarios: El módulo M5 – H = 3.5m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.5 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte.

M4 – Muro H = 3.0 m



Soil characteristics

Relleno

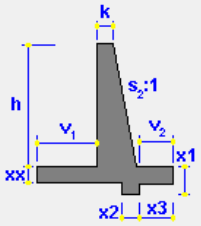
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

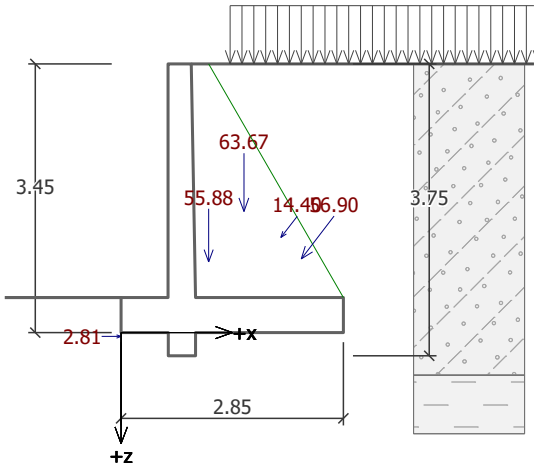
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30	[m]	v_1 =	0.60	[m]	s_1 =	[–]
h =	3.00	[m]	v_2 =	1.90	[m]	s_2 =	55.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.35 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	0.75	[m]	x_3 =	1.90 [m]
xx =	0.45	[m]	x_2 =	0.35	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 290.88 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 43.61 kNm/m

Safety factor = 6.67 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

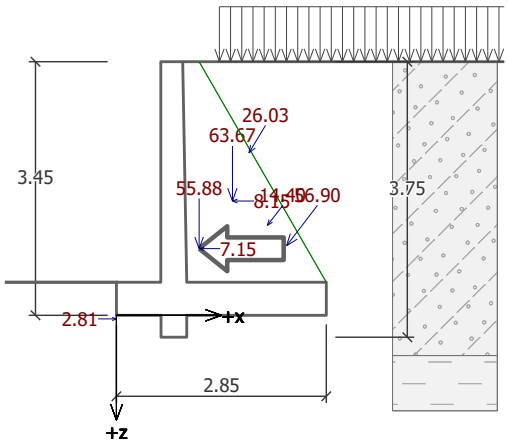
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 115.70 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 40.63 kN/m

Safety factor = 2.85 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 331.20 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 92.12 kNm/m

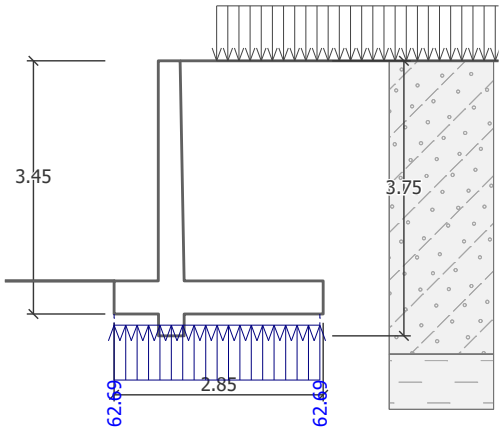
Safety factor = 3.60 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 126.63 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 69.22 kN/m

Safety factor = 1.83 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 63 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 151.5 kPa

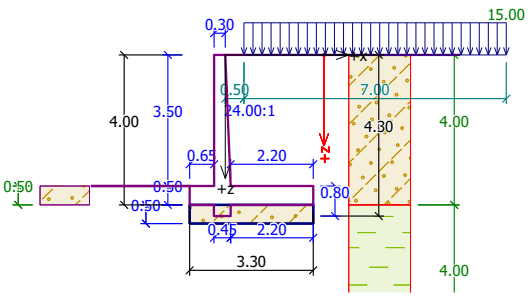
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 2.85 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir).

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M4 – H = 3.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.5 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M5 – Muro H = 3.5 m



Soil characteristics

Relleno

Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³



Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

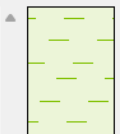
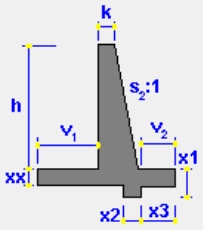


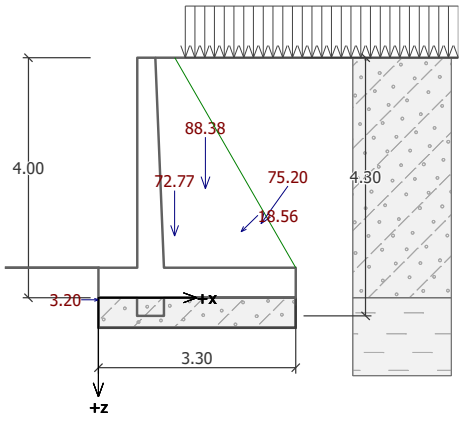
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30 [m]	v_1 =	0.65 [m]	s_1 =	[–]
h =	3.50 [m]	v_2 =	2.20 [m]	s_2 =	24.00 [–]
h_1 =	[m]	v_3 =	[m]	Shank	0.45 [m]
h_2 =	[m]	x_1 =	0.80 [m]	x_3 =	2.20 [m]
xx =	0.50 [m]	x_2 =	0.45 [m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 447.62 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 68.73 kNm/m

Safety factor = 6.51 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 151.96 kN/m

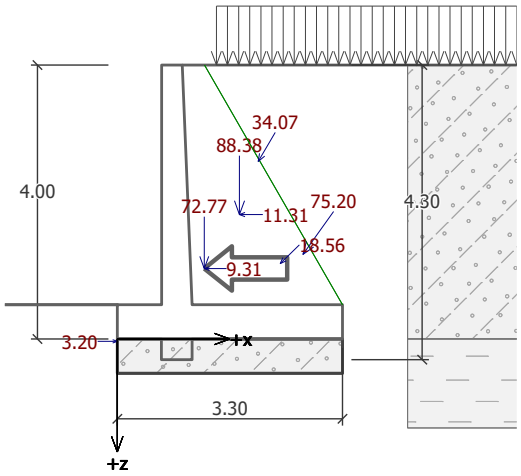
Active horizontal force H_{act} = 53.79 kN/m

Safety factor = 2.83 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 508.07 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 143.69 kNm/m

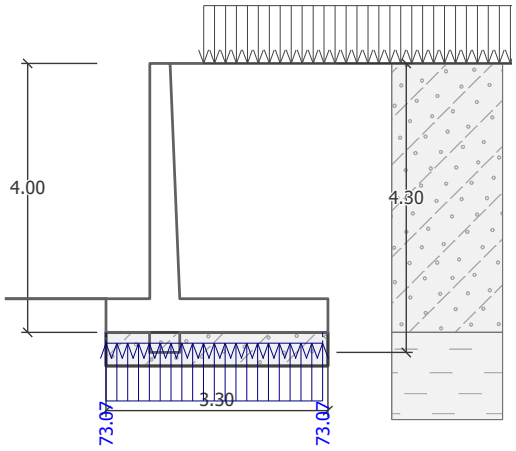
Safety factor = 3.54 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 166.57 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 91.72 kN/m

Safety factor = 1.82 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 74 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 211.3 kPa

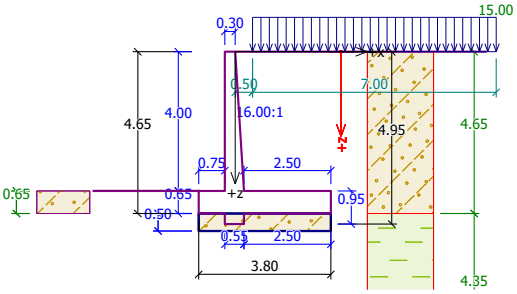
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 3.30 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M5 – H = 3.5m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.5 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M6 – Muro H = 4.0 m



Soil characteristics

Relleno

Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³



Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

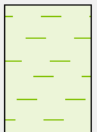
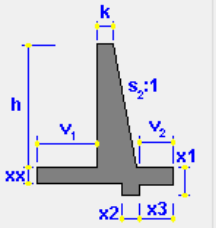


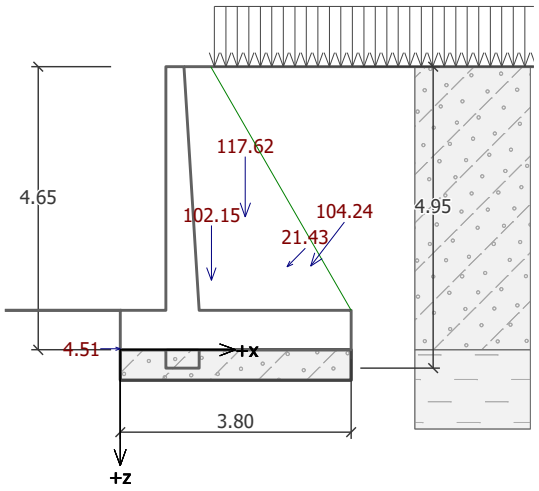
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.30	[m]	v_1 =	0.75	[m]	s_1 =	[–]
h =	4.00	[m]	v_2 =	2.50	[m]	s_2 =	16.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.55 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	0.95	[m]	x_3 =	2.50 [m]
xx =	0.65	[m]	x_2 =	0.55	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 696.35 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 107.90 kNm/m

Safety factor = 6.45 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 201.93 kN/m

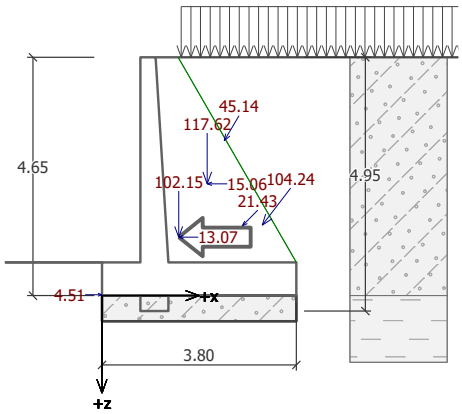
Active horizontal force H_{act} = 74.08 kN/m

Safety factor = 2.73 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 789.29 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 225.15 kNm/m

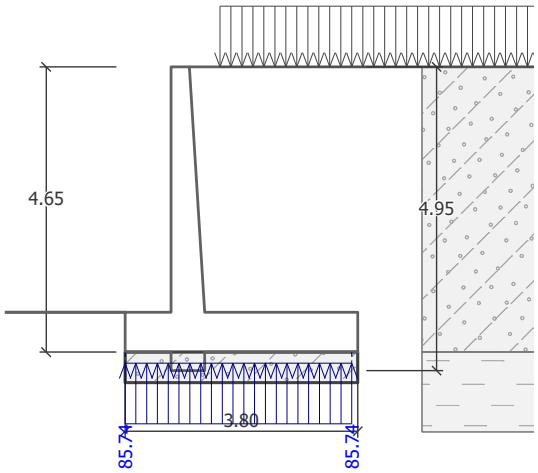
Safety factor = 3.51 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 221.66 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 125.18 kN/m

Safety factor = 1.77 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 86 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 223.9 kPa

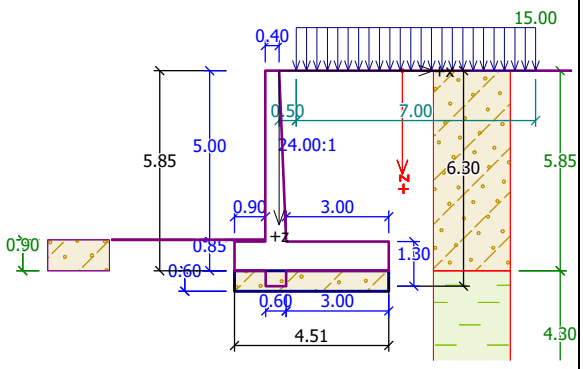
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 3.8 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M6 – H = 4.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.5 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M7 – Muro H = 5.0 m



Soil characteristics

Relleno

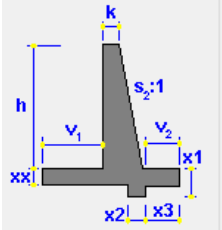
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

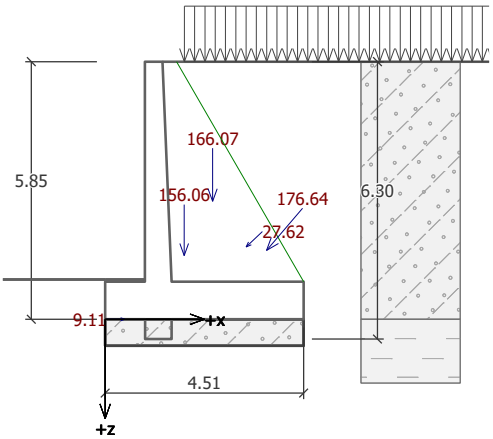
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.40	[m]	v_1 =	0.90	[m]	s_1 =	[–]
h =	5.00	[m]	v_2 =	3.00	[m]	s_2 =	24.00 [–]
h_1 =		[m]	v_3 =		[m]	Shank	0.61 [m]
h_2 =		[m]	x_1 =	1.30	[m]	x_3 =	3.00 [m]
xx =	0.85	[m]	x_2 =	0.60	[m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 1237.73 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 212.56 kNm/m

Safety factor = 5.82 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

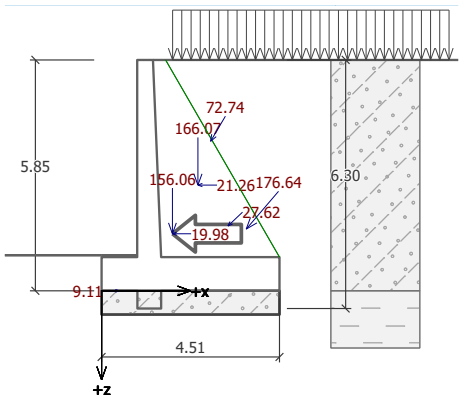
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 296.00 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 125.80 kN/m

Safety factor = 2.35 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 1410.36 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 438.91 kNm/m

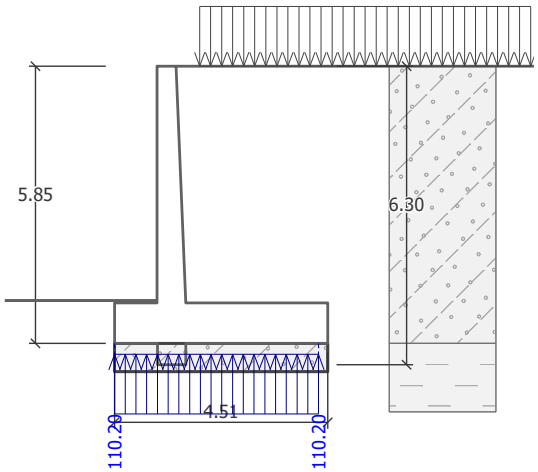
Safety factor = 3.21 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 328.62 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 204.13 kN/m

Safety factor = 1.61 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 110 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 239.2 kPa

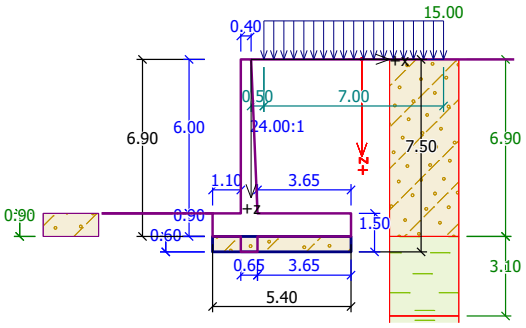
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 4.50 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir)

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M7 – H = 5.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.6 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M8 – Muro H = 6.0 m



Soil characteristics

Relleno

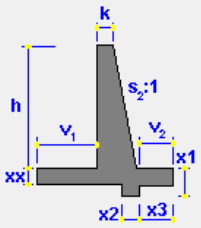
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

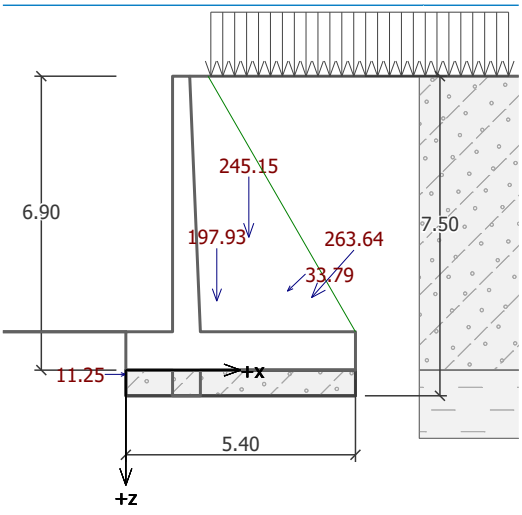
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.40 [m]	v_1 =	1.10 [m]	s_1 =	[–]
h =	6.00 [m]	v_2 =	3.65 [m]	s_2 =	24.00 [–]
h_1 =	[m]	v_3 =	[m]	Shank	0.65 [m]
h_2 =	[m]	x_1 =	1.50 [m]	x_3 =	3.65 [m]
xx =	0.90 [m]	x_2 =	0.65 [m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 2076.63 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 346.40 kNm/m

Safety factor = 5.99 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

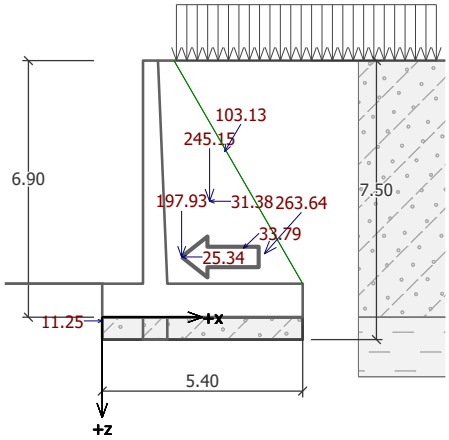
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 408.58 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 189.43 kN/m

Safety factor = 2.16 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 2369.06 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 718.71 kNm/m

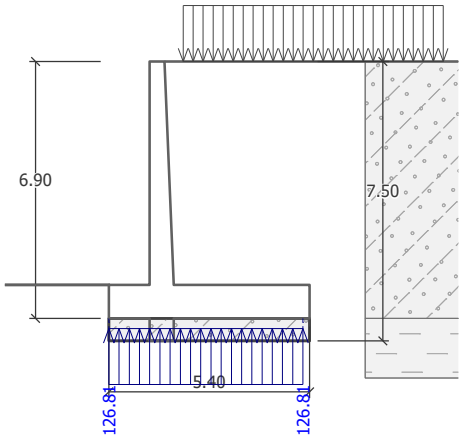
Safety factor = 3.30 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 455.68 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 298.64 kN/m

Safety factor = 1.53 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 127 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 254.7 kPa

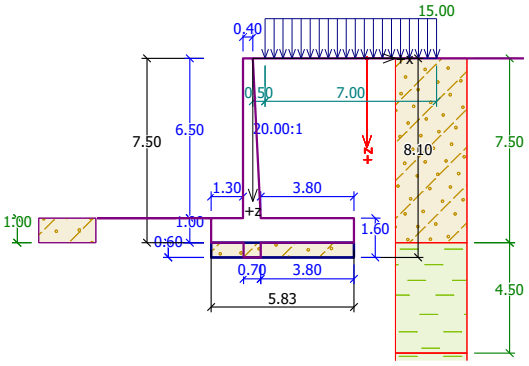
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 5.40 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir) Véase ábacos de carga.

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M8 – H = 6.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.6 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M9 – Muro H = 6.5 m



Soil characteristics

Relleno

Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³



Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

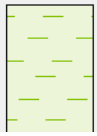
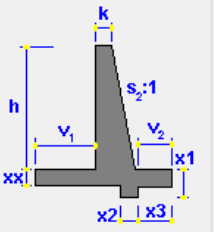


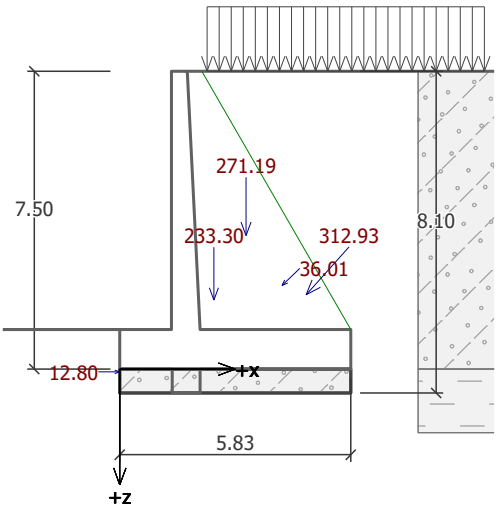
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.40 [m]	v_1 =	1.30 [m]	s_1 =	[–]
h =	6.50 [m]	v_2 =	3.80 [m]	s_2 =	20.00 [–]
h_1 =	[m]	v_3 =	[m]	Shank	0.72 [m]
h_2 =	[m]	x_1 =	1.60 [m]	x_3 =	3.80 [m]
xx =	1.00 [m]	x_2 =	0.70 [m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 2612.92 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 446.46 kNm/m

Safety factor = 5.85 > 1.50
Wall for overturning is SATISFACTORY

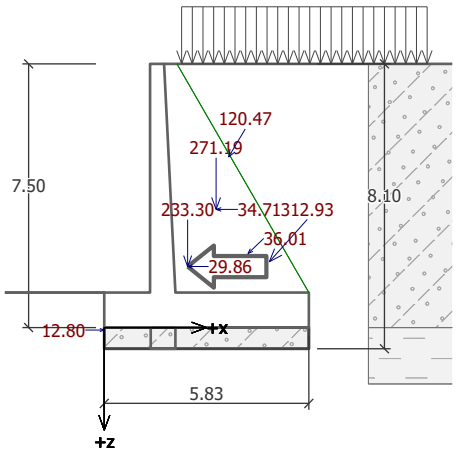
Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 468.45 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 222.38 kN/m

Safety factor = 2.11 > 1.50
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 2980.18 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 912.23 kNm/m

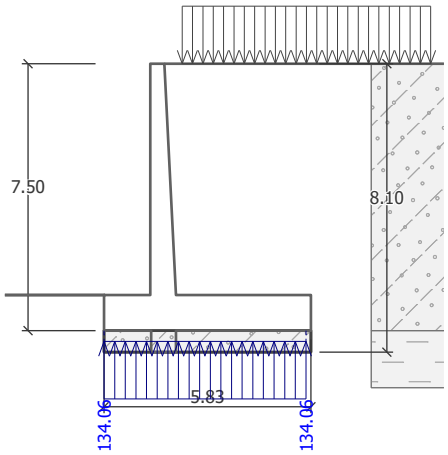
Safety factor = 3.27 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 523.78 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 348.27 kN/m

Safety factor = 1.50 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 134 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 260 kPa

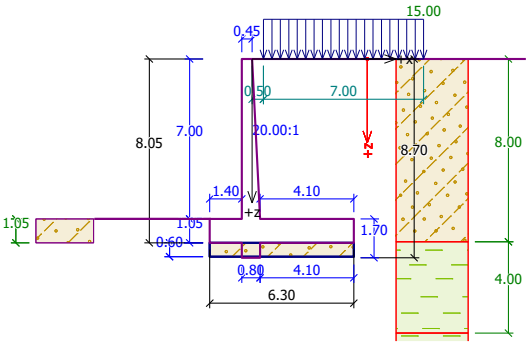
$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 5.8 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir) Véase ábacos de carga.

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M9 – H = 6.5m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.8 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

M10 – Muro H = 7.0 m



Soil characteristics

Relleno

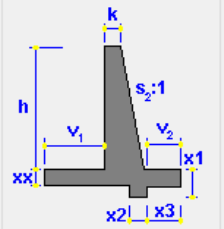
Unit weight :	γ =	20.00 kN/m³
Stress-state :		effective
Angle of internal friction :	φ_{ef} =	30.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef} =	5.00 kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ =	20.00 °
Soil :		cohesionless
Saturated unit weight :	γ_{sat} =	21.00 kN/m³

Soil characteristics

CL o ML

Unit weight :	γ =	19.00 kN/m³
Stress-state :		total
Cohesion of soil :	c_u =	27.00 kPa
Adhesion struc.-soil :	a =	27.00 kPa
Soil :		cohesive
Poisson's ratio :	ν =	0.35

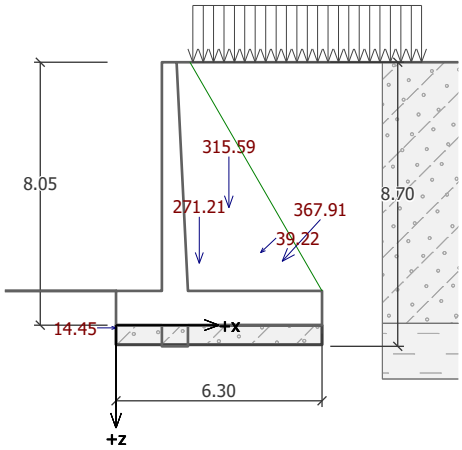
Chart of wall geometry:



Wall geometry

k =	0.45 [m]	v_1 =	1.40 [m]	s_1 =	[–]
h =	7.00 [m]	v_2 =	4.10 [m]	s_2 =	20.00 [–]
h_1 =	[m]	v_3 =	[m]	Shank	0.80 [m]
h_2 =	[m]	x_1 =	1.70 [m]	x_3 =	4.10 [m]
xx =	1.05 [m]	x_2 =	0.80 [m]		

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Estático



Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 3274.41 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 551.47 kNm/m

Safety factor = 5.94 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 541.47 kN/m

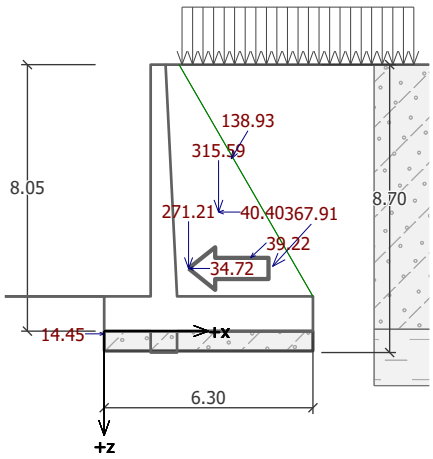
Active horizontal force H_{act} = 263.11 kN/m

Safety factor = 2.06 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Análisis de Volcamiento y Deslizamiento ESCENARIO: Seudoestático



Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 3733.51 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 1130.22 kNm/m

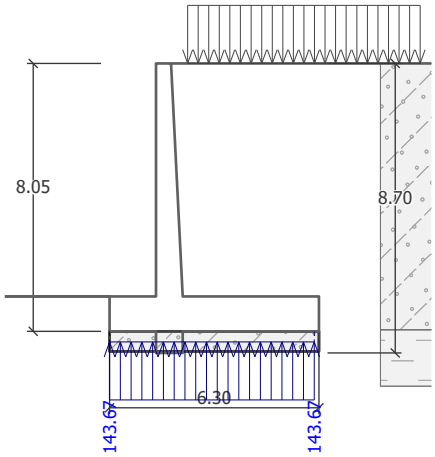
Safety factor = 3.30 > 1.00
Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip
Resisting horizontal force H_{res} = 605.68 kN/m
Active horizontal force H_{act} = 408.86 kN/m

Safety factor = 1.48 > 1.00
Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY
Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β.

Verificación Capacidad Portante



Presión de Contacto **Q_{ult} = 144 kPa**

Capacidad Portante Q_{adm} = 265 kPa

$Q_{ult} < Q_{adm}$ -- CUMPLE

Capacidad portante para una B = 6.30 m y una L = 5 m (Longitud del módulo aproximado a fundir) Véase ábacos de carga.

El cálculo de capacidad portante se hace asumiendo el desempeño mecánico del mejoramiento.

Comentarios: El módulo M10 – H = 7.0m requiere implementar un relleno de mejoramiento en la base de al menos e = 0.8 m con material granular tipo pedraplén o base granular (compacta al 90% del Proctor modificado) que mejore y uniformice las condiciones de soporte. En el modelo se asumió una interfaz con material de relleno y satisface los criterios de estabilidad.

Una vez realizada la revisión de estabilidad interna de los muros de aproches bajo la condición más conservadora que es la del estribo 1 es posible validar que la geometría propuesta cumple con los requisitos de estabilidad por volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, sin embargo, resulta necesario la realización de unos reemplazos y

mejoramientos a nivel de desplante de estas estructuras, ya que por el nivel de carga y la complejidad de la obra se requiere uniformizar la transferencia de carga y mejorar las condiciones de soporte del terreno. Para lograr lo anterior se ha propuesto un reemplazo de material con mejoramiento que puede ser realizado con base granular que cumpla con la especificación general INVIAs y permita bajo un grado de compactación igual o superior al 90% un mejor desempeño que el terreno natural. A continuación, se presentar un resumen de los muros y el espesor de mejoramiento proyectado.

Tabla 46 Resumen Resultados de Estabilidad en Muros Aproches

MURO	Deslizamiento	Volcamiento	Cap Portante	Mejoramiento
M1 – H=1.5m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.3m
M2 – H=2.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.5m
M3 – H=2.5m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.5m
M4 – H=3.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.5m
M5 – H=3.5m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.5m
M6 – H=4.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.5m
M7 – H=5.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.6m
M8 – H=6.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.6m
M9 – H=6.5m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.8m
M10 – H=7.0m	Cumple	Cumple	Cumple	BG e = 0.8m

9. CONDICIONES ESPECIALES DE SUELOS

La licuación del suelo se define como la transformación de suelos granulares saturados y poco consolidados, en una masa con propiedades de un líquido o fluido debido a la vibración del terreno causada por un sismo.

El fenómeno de licuación ha sido ampliamente observado durante numerosos sismos. La licuación ocurre generalmente debido a la imposición rápida de una carga durante eventos sísmicos donde no hay suficiente tiempo para la disipación del exceso de presión de poros (uu) a través del drenaje natural. Una situación de imposición rápida de carga aumenta la presión de poros resultando en un ablandamiento cíclico en materiales de grano fino y una transformación de los materiales granulares de un estado sólido a licuado. La resistencia al corte y la rigidez de los depósitos del suelo se reducen debido al aumento de la presión de poros. La licuación se observa en las arenas sueltas, saturadas y limpias a limosas. En el caso de los suelos finos se denomina ablandamiento cíclico. La licuación es un fenómeno en el cual una masa de suelo pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte, cuando se somete a carga monótona, cíclica o de impacto y fluye de una manera semejante a un líquido hasta que los esfuerzos de corte que actúan sobre la masa son tan bajos como la resistencia al corte reducida de la misma (Sladen, D'Hollander, & Krahn, 1985).

La licuación del suelo depende de la magnitud del sismo, la intensidad y duración del movimiento del suelo, la distancia a la fuente del sismo, las condiciones específicas del sitio, la aceleración del suelo, el tipo de suelo y el grosor del depósito, la densidad relativa, distribución granulométrica, el contenido de finos, la plasticidad de los finos, el grado de saturación, la presión de confinamiento, las características de permeabilidad de la capa del suelo, la posición y las fluctuaciones de la capa de nivel freático, la reducción del esfuerzo efectivo y la degradación del módulo de corte (Youd & Idriss, 2001). La falla del terreno inducida por licuación está influenciada por el espesor de las capas de suelo no licuado y licuado (Ishihara, 1985). Las medidas para mitigar los daños causados por la licuación requieren una evaluación precisa del potencial de licuación de los suelos.

La tendencia a la contracción de la estructura del suelo (o esqueleto del suelo) conduce a una transferencia de la carga que había sido transportada por la estructura granular al agua

de poros llenando los vacíos entre granos de suelo individuales, dando lugar a un aumento de la presión del agua de poros. Cuando la presión del agua de poros aumenta, las fuerzas de contacto entre los granos se reducen, el suelo se deforma más fácilmente y, en el caso limitante, las partículas del suelo pueden perder contacto completamente entre sí y entrar en suspensión.

Cuanto más suelto se encuentre el suelo, mayor es el potencial de contracción bajo una carga cíclica y más fácil es que el suelo se licúe. La pérdida de la resistencia del suelo asociada a la licuación puede dar lugar a grandes deformaciones del suelo y a la incapacidad del suelo licuado para soportar materiales superpuestos, incluidas las estructuras civiles.

La licuación generalmente se limita a los suelos granulares, tales como arenas y limos no plásticos. Boulanger and Idriss (2006) recomiendan que los suelos con índice de plasticidad ($IP \geq 7$) sean considerados como comportamiento similar a los suelos arcillosos (es decir, no susceptibles a licuación)

Sin embargo, en el caso particular se tienen sondeos con presencia de suelos finos y lentes o intercalaciones de suelos con contenidos de finos elevados que pueden provocar una condición de suelos mixtos.

En suelos finos Para evaluar la susceptibilidad de licuación de las capas de suelos con partículas predominantemente finas (limos y arcillas) se utiliza el procedimiento de (Bray & Sancio, 2006). Se debe tener en cuenta que el análisis se realiza para cada una de las muestras obtenidas a lo largo de toda la profundidad de la perforación. Así mismo, en las muestras donde el contenido de finos (FC) determinado por medio del ensayo (ASTM D422-63) demuestra que se trata de un suelo fino, es decir, un limo o una arcilla, los siguientes ensayos deben llevarse a cabo adicionalmente:

- ✓ Límites de Atterberg.
- ✓ Contenido de humedad.

Se utiliza la metodología propuesta por Bray y Sancio (2006), la cual define que un suelo tiene potencial de licuación cuando se cumplen dos condiciones, a saber:

- La relación w/LL (humedad/límite líquido) es igual o superior a 0.85.
- El índice de plasticidad es inferior al 12%.

Los resultados de la metodología de Bray y Sancio se presenta en la Tabla 47

Una de las metodologías ampliamente aceptadas para el calculo de licuación de suelos fue propuesto y desarrollado por Seed e Idriss (1971), el cual se basa en la comparación de los esfuerzos cortantes cíclicos que induce un sismo, contra la resistencia cíclica del suelo. Generalmente el método se evalúa por medio de un factor de seguridad contra licuación definido como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v}\right) crit}{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v}\right)}$$

Donde:

CRR Resistencia Cíclica, representa la capacidad de resistencia del suelo a licuarse
CSR Relación de Esfuerzo Cíclico, representa la fuerza que actúa en el suelo.

Los resultados de la metodología propuesta por Seed e Idriss se incluyen en la Tabla 48

Tabla 47 Determinación de Suelos Potencialmente Licuables

	INFORMACIÓN													BRAY & SANCIO (2006)		
	Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario Y_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
SONDEO S1 - Rio Sinú	1	1	S1-M1	0.00	0.45	0.2	CH	8	91.02	56.26	17.04	27.59	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	2	S1-M2	0.45	0.90	0.7	CL	11	71.70	39.29	12.96	16.25	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	3	S1-M3	0.90	1.35	1.1	CL	7	71.29	29.52	10.26	10.10	1.9	No Cumple	Cumple	No Cumple
	1	5	S1-M5	1.80	2.25	2.0	CL	19	68.28	25.79	9.5	7.65	2.0	No Cumple	Cumple	No Cumple
	1	8	S1-M8	3.40	3.85	3.6	ML	14	98.73	49.71	39.78	18.81	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	9	S1-M9	3.85	4.30	4.1	CH	15	81.13	67.80	30.41	45.02	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	11	S1-M11	4.75	5.20	5.0	MH	24	99.62	50.31	34.29	19.18	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	12	S1-M12	5.20	5.65	5.4	CH	19	99.55	52.19	31.58	25.70	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	13	S1-M13	5.65	6.10	5.9	ML	16	95.59	35.39	34.85	10.14	2.0	Cumple	Cumple	Cumple
	1	15	S1-M15	6.55	7.00	6.8	CH	36	99.71	84.01	41.63	48.27	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	17	S1-M17	7.45	9.00	8.2	CH	50	95.16	77.99	40.38	44.26	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	18	S1-M18	9.00	10.50	9.8	MH	50	99.91	56.71	35.37	23.70	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	19	S1-M19	10.50	12.00	11.3	MH	50	99.30	64.18	40.12	29.69	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	21	S1-M21	13.50	15.00	14.3	CH	50	99.65	68.83	62.07	43.79	1.7	Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	22	S1-M22	15.00	16.50	15.8	CH	50	95.05	83.47	27.09	51.92	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	1	24	S1-M24	18.00	19.00	18.5	CH	50	99.73	69.30	41	36.53	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

	INFORMACIÓN												BRAY & SANCIO (2006)		
	Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
SONDEO S2 - Rio Sinú	2	1	S2-M1	0.00	0.45	0.2	CH	9	98.53	53.38	21	25.33	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	2	S2-M2	0.45	0.90	0.7	CH	16	91.09	53.50	21	29.21	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	3	S2-M3	0.90	1.35	1.1	CL	17	91.45	45.21	21	22.06	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	5	S2-M5	1.80	2.25	2.0	CL-ML	11	80.93	28.09	17.42	6.98	1.8	No Cumple	Cumple	No Cumple
	2	7	S2-M7	2.70	3.15	2.9	ML	12	91.84	37.04	20.3	12.31	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	9	S2-M9	3.85	4.30	4.1	ML	26	77.66	34.88	19.55	8.26	1.7	No Cumple	Cumple	No Cumple
	2	11	S2-M11	4.75	5.20	5.0	CL	26	93.96	48.56	26.64	35.83	1.4	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	13	S2-M13	5.65	6.10	5.9	CL	18	85.48	40.26	23.03	15.36	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	15	S2-M15	6.55	8.00	7.3	CH	50	99.83	76.76	37.68	41.66	1.3	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	17	S2-M17	9.50	11.00	10.3	CH	50	92.90	67.39	55.69	39.26	1.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	19	S2-M19	12.50	14.00	13.3	CH	50	99.78	87.92	47.32	52.30	1.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	23	S2-M23	18.50	20.00	19.3	CH	50	99.52	77.93	48.83	48.31	1.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	26	S2-M26	23.00	24.50	23.8	MH	50	98.13	68.82	29.82	33.49	1.5	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	29	S2-M29	27.50	29.00	28.3	CH	50	99.82	62.83	27.05	31.37	1.5	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	31	S2-M31	30.50	32.00	31.3	CL	50	88.06	49.40	23.46	33.81	1.4	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	32	S2-M32	32.00	33.50	32.8	CH	50	80.58	50.31	11.19	30.94	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	2	35	S2-M35	36.50	38.00	37.3	CH	50	99.05	50.53	18.75	26.89	1.6	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SONDEO	3	1	S3-M1	0.00	0.45	0.2	CL	15	95.67	48.99	20	24.39	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

	INFORMACIÓN												BRAY & SANCIO (2006)		
	Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
	3	2	S3-M2	0.45	0.90	0.7	CL	49	89.65	43.70	20	18.52	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	3	S3-M3	0.90	1.35	1.1	CH	23	78.68	60.12	20	30.49	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	5	S3-M5	1.80	2.25	2.0	CL	18	91.32	47.23	20	25.10	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	7	S3-M7	2.70	3.15	2.9	CL	12	95.25	44.87	20	24.63	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	9	S3-M9	3.60	4.05	3.8	CL	13	97.58	41.48	20	25.70	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	12	S3-M12	5.10	5.55	5.3	SP-SM	23	11.67	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	14	S3-M14	6.00	6.45	6.2	SM	25	26.97	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	15	S3-M15	6.45	7.00	6.7	SM	50	31.96	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	16	S3-M16	7.00	8.50	7.8	SP-SM	50	9.13	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	18	S3-M18	10.00	11.50	10.8	SP-SM	50	10.91	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	21	S3-M21	14.50	16.00	15.3	SM	50	12.04	NL	20	NP	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	25	S3-M25	19.70	21.20	20.5	SM	50	36.12	66.27	20	29.82	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	28	S3-M28	24.20	25.70	25.0	CL	50	80.17	44.18	20	19.11	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	29	S3-M29	25.70	27.20	26.5	CH	50	99.53	65.61	20	39.02	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	32	S3-M32	30.20	31.70	31.0	CH	50	99.75	88.55	20	57.75	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	3	35	S3-M35	33.90	35.40	34.7	SC	50	45.64	49.39	20	29.69	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SONDEO S4 - Rio	4	2	S4-M2	0.45	0.90	0.7	GP-GM	21	36.85	64.54	17.17	31.91	2.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	3	S4-M3	0.90	1.35	1.1	SM	27	45.81	30.34	17.32	14.75	2.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

	INFORMACIÓN												BRAY & SANCIO (2006)		
	Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
	4	6	S4-M6	2.25	4.00	3.1	SM	50	15.75	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	7	S4-M7	4.00	5.50	4.8	SP	50	0.04	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	9	S4-M9	7.00	8.50	7.8	SP	50	0.04	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	11	S4-M11	10.00	11.50	10.8	SP	50	2.94	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	13	S4-M13	13.00	14.50	13.8	SP	50	0.00	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	14	S4-M14	14.50	16.00	15.3	SW-SM	50	5.99	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	15	S4-M15	16.00	17.50	16.8	SP	50	0.20	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	19	S4-M19	22.00	23.50	22.8	SP	50	0.29	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	22	S4-M22	26.50	28.00	27.3	ML	50	96.85	35.46	7.4	10.16	2.0	No Cumple	Cumple	No Cumple
	4	25	S4-M25	31.00	32.50	31.8	CL	50	55.12	38.80	23.4	14.32	2.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	26	S4-M26	32.50	34.00	33.3	CH	50	98.20	61.88	39.02	35.04	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	4	27	S4-M27	34.00	35.50	34.8	SP	50	0.91	NL	20	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SONDEO S5 - Rio Sinú	5	2	S5-M2	0.500	0.950	0.7	CL	11	54.87	33.35	12.32	13.24	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	4	S5-M4	1.400	1.850	1.6	SC	12	45.88	35.63	21.86	14.44	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	9	S5-M9	3.650	4.100	3.9	CL	19	59.21	32.69	18.89	12.98	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	11	S5-M11	4.550	5.000	4.8	CL	23	60.76	33.29	27.11	16.38	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	13	S5-M13	5.450	5.900	5.7	SM	23	19.53	NL	0	NP	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	14	S5-M14	5.900	6.350	6.1	SM	21	21.50	NL	15.23	NP	2.2	No Cumple	No Cumple	No Cumple

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

	INFORMACIÓN												BRAY & SANCIO (2006)		
	Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
	5	16	S5-M16	6.800	7.300	7.1	SP	47	2.91	NL	0	NP	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	20	S5-M20	11.800	13.300	12.6	SP	50	0.62	NL	0	NP	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	22	S5-M22	14.800	16.300	15.6	CH	50	99.40	66.56	33.89	42.74	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	23	S5-M23	16.300	17.800	17.1	CL	50	99.72	29.45	44.38	10.59	1.8	Cumple	Cumple	Cumple
	5	26	S5-M26	20.800	23.100	22.0	CL	50	97.58	35.54	24.42	18.04	2.1	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	33	S5-M33	31.300	32.800	32.1	CL	50	96.66	33.35	28.89	10.53	2.0	Cumple	Cumple	Cumple
	5	35	S5-M35	34.300	35.800	35.1	SM	50	14.89	NL	0	NP	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	36	S5-M36	35.800	37.300	36.6	SP	50	3.39	NL	0	NP	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	5	38	S5-M38	38.800	40.300	39.6	CL	50	93.32	34.35	21.55	12.94	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SONDEO S6 - Rio Sinú	6	1	S6-M1	0.00	0.45	0.2	CL	11	93.41	45.43	16.26	19.96	2.0	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	2	S6-M2	0.45	0.90	0.7	CL	11	89.78	39.58	21.42	15.69	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	3	S6-M3	0.90	1.35	1.1	CL	14	90.86	40.96	20.72	18.87	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	5	S6-M5	1.80	2.25	2.0	CL	12	91.21	44.02	17.72	19.70	1.7	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	7	S6-M7	2.70	3.15	2.9	CL	12	91.91	41.33	18.58	17.02	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	8	S6-M8	3.15	3.60	3.4	CL	16	93.64	41.87	19.07	10.70	1.9	No Cumple	Cumple	No Cumple
	6	9	S6-M9	3.60	4.05	3.8	CL	24	91.25	44.47	18.82	22.26	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	10	S6-M10	4.05	4.50	4.3	CL	19	94.09	39.77	18.31	19.62	1.8	No Cumple	No Cumple	No Cumple
	6	11	S6-M11	4.50	4.95	4.7	SM	15	14.70	NL	23	NP	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

INFORMACIÓN													BRAY & SANCIO (2006)		
Sondeo	Muestra	Codigo	Inicio (m)	Fin (m)	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Índice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	**Criterio 1** w / LL >= 0.85	**Criterio 2** IP < 12%	**VERIFICACIÓN**
6	12	S6-M12	4.95	6.50	5.7	SP-SM	23	7.61	NL	23	NP	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
6	14	S6-M14	8.00	9.50	8.8	SP-SM	21	11.81	NL	23	NP	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
6	15	S6-M15	9.50	11.00	10.3	SM	36	13.57	NL	23	NP	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
6	16	S6-M16	11.00	12.50	11.8	SP-SM	47	6.23	NL	23	NP	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
6	18	S6-M18	14.80	15.50	15.2	CL	50	76.10	37.10	32.12	17.59	1.9	Cumple	No Cumple	No Cumple
6	20	S6-M20	17.00	18.50	17.8	CH	50	97.12	61.56	34.75	40.96	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple
6	21	S6-M21	18.50	20.00	19.3	CH	50	99.53	62.03	39.12	45.96	1.9	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Tabla 48 Evaluación de Potencial de Licuación, Seed e Idriss

INFORMACIÓN											ESTIMACIÓN		Ajuste Nspt					EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN					
Sondeo	Muestra	Codigo	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Indice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m³)	LL*85%	Resistencia No Drenada Su (t/m2)	s_{vo} (t/m²)	s'_v (t/m²)	N_{60}	$N_{1(60)}$	$N_{1(60CS)}$	rd	s_{v0}/s'_{v0}	CSR	CRR	FS	Potencial de licuación
1	1	S1-M1	0.2	CH	8	91.02	56.26	17.04	27.59	1.9	47.8	4.8	0.4	0.2	8	15.0	23	1.0	2.1	0.2	19.4	93.1	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	2	S1-M2	0.7	CL	11	71.70	39.29	12.96	16.25	2.0	33.4	6.0	1.4	0.7	10	20.6	30	1.0	2.0	0.2	7.1	36.6	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	3	S1-M3	1.1	CL	7	71.29	29.52	10.26	10.10	1.9	25.1	4.2	2.1	1.0	7	13.1	21	1.0	2.1	0.2	3.3	16.1	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	5	S1-M5	2.0	CL	19	68.28	25.79	9.5	7.65	2.0	21.9	9.0	4.1	2.0	18	35.6	48	1.0	2.0	0.2	3.5	18.4	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	8	S1-M8	3.6	ML	14	98.73	49.71	39.78	18.81	1.9	42.3	7.8	6.8	3.2	13	23.2	33	1.0	2.1	0.2	2.0	9.6	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	9	S1-M9	4.1	CH	15	81.13	67.80	30.41	45.02	2.0	57.6	9.6	8.1	4.0	16	25.2	35	1.0	2.0	0.2	1.9	10.0	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	11	S1-M11	5.0	MH	24	99.62	50.31	34.29	19.18	2.0	42.8	13.8	9.8	4.8	26	36.7	49	1.0	2.0	0.2	2.3	12.0	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	12	S1-M12	5.4	CH	19	99.55	52.19	31.58	25.70	1.9	44.4	15.6	10.4	4.9	20	28.7	39	1.0	2.1	0.2	2.5	12.8	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	13	S1-M13	5.9	ML	16	95.59	35.39	34.85	10.14	2.0	30.1	12.0	11.9	6.0	17	22.0	31	1.0	2.0	0.2	1.6	8.7	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	15	S1-M15	6.8	CH	36	99.71	84.01	41.63	48.27	1.8	71.4	9.5	12.5	5.7	43	56.7	73	1.0	2.2	0.2	1.3	6.6	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

INFORMACIÓN											ESTIMACIÓN		Ajuste Nspt					EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN					
Sondeo	Muestra	Codigo	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Indice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	LL*85%	Resistencia No Drenada Su (t/m2)	s_{vo} (t/m^2)	s'_v (t/m^2)	N_{60}	$N_{1(60)}$	$N_{1(60CS)}$	rd	s_{v0} /s'_{v0}	CSR	CRR	FS	Potencial de licuación
1	17	S1-M17	8.2	CH	50	95.16	77.99	40.38	44.26	1.8	66.3	9.5	14.6	6.4	119	148.3	183	0.9	2.3	0.2	1.2	5.7	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	18	S1-M18	9.8	MH	50	99.91	56.71	35.37	23.70	1.8	48.2	7.0	17.8	8.1	178	198.0	243	0.9	2.2	0.2	0.7	3.5	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	19	S1-M19	11.3	MH	50	99.30	64.18	40.12	29.69	1.8	54.6	7.0	20.4	9.1	250	261.9	319	0.9	2.2	0.2	0.6	3.2	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	21	S1-M21	14.3	CH	50	99.65	68.83	62.07	43.79	1.7	58.5	7.0	24.2	10.0	313	312.9	380	0.8	2.4	0.2	0.6	3.0	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	22	S1-M22	15.8	CH	50	95.05	83.47	27.09	51.92	2.1	70.9	7.0	32.3	16.5	375	291.6	355	0.7	2.0	0.1	0.3	2.4	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
1	24	S1-M24	18.5	CH	50	99.73	69.30	41	36.53	1.8	58.9	7.0	33.3	14.8	438	359.6	437	0.7	2.3	0.1	0.4	2.6	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	1	S2-M1	0.2	CH	9	98.53	53.38	21	25.33	1.6	45.4	4.8	0.4	0.1	8	16.9	25	1.0	2.7	0.3	28.4	109.4	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	2	S2-M2	0.7	CH	16	91.09	53.50	21	29.21	1.6	45.5	8.9	1.1	0.4	15	30.0	41	1.0	2.7	0.3	17.6	67.8	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	3	S2-M3	1.1	CL	17	91.45	45.21	21	22.06	1.6	38.4	9.5	1.8	0.7	16	31.9	43	1.0	2.7	0.3	11.3	43.6	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	5	S2-M5	2.0	CL-ML	11	80.93	28.09	17.42	6.98	1.8	23.9	6.0	3.6	1.6	10	20.6	30	1.0	2.3	0.2	3.0	13.8	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	7	S2-M7	2.9	ML	12	91.84	37.04	20.3	12.31	1.6	31.5	6.0	4.7	1.8	11	22.5	32	1.0	2.6	0.3	2.7	10.7	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable

CONSORCIO PUENTE SINÚ FIA	VOLUMEN IV ESTUDIO DE SUELOS PARA DISEÑO DE FUNDACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	**Fecha:** 01-11-2022

INFORMACIÓN											ESTIMACIÓN		Ajuste Nspt					EVALUACIÓN POTENCIAL DE LICUACIÓN					
Sondeo	Muestra	Codigo	Prof Promedio (m)	S.U.C.S	SPT	Finos (%)	Limite Liquido LL (%)	Humedad Natural w(%)	Indice de Plasticidad IP (%)	Peso Unitario γ_n (t/m^3)	LL*85%	Resistencia No Drenada Su (t/m2)	s_{vo} (t/m^2)	s'_v (t/m^2)	N_{60}	$N_{1(60)}$	$N_{1(60CS)}$	rd	s_{v0} /s'_{v0}	CSR	CRR	FS	Potencial de licuación
2	9	S2-M9	4.1	ML	26	77.66	34.88	19.55	8.26	1.7	29.6	16.8	6.8	2.7	28	52.9	68	1.0	2.5	0.2	4.9	20.8	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	11	S2-M11	5.0	CL	26	93.96	48.56	26.64	35.83	1.4	41.3	16.8	7.0	2.0	28	55.3	71	1.0	3.4	0.3	6.6	20.3	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	13	S2-M13	5.9	CL	18	85.48	40.26	23.03	15.36	1.6	34.2	12.6	9.5	3.6	19	31.9	43	1.0	2.6	0.2	2.8	11.4	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	15	S2-M15	7.3	CH	50	99.83	76.76	37.68	41.66	1.3	65.2	7.0	9.7	2.5	119	237.5	290	0.9	3.9	0.4	2.3	6.2	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	17	S2-M17	10.3	CH	50	92.90	67.39	55.69	39.26	1.2	57.3	7.0	12.4	2.2	188	375.0	455	0.9	5.8	0.5	2.6	5.1	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	19	S2-M19	13.3	CH	50	99.78	87.92	47.32	52.30	1.2	74.7	7.0	15.5	2.3	250	500.0	605	0.8	6.9	0.5	2.5	4.5	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	23	S2-M23	19.3	CH	50	99.52	77.93	48.83	48.31	1.2	66.2	7.0	22.1	2.9	313	581.6	703	0.6	7.7	0.5	1.9	4.1	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	26	S2-M26	23.8	MH	50	98.13	68.82	29.82	33.49	1.5	58.5	24.0	35.6	11.9	375	344.1	418	0.6	3.0	0.2	1.6	9.9	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	29	S2-M29	28.3	CH	50	99.82	62.83	27.05	31.37	1.5	53.4	24.0	42.4	14.1	438	368.1	447	0.5	3.0	0.2	1.4	9.1	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	31	S2-M31	31.3	CL	50	88.06	49.40	23.46	33.81	1.4	42.0	24.0	43.1	11.9	500	458.8	556	0.5	3.6	0.2	1.6	9.2	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable
2	32	S2-M32	32.8	CH	50	80.58	50.31	11.19	30.94	1.8	42.8	24.0	59.3	26.5	563	345.4	419	0.5	2.2	0.1	0.7	6.8	Deformaciones mínimas, Condición Aceptable