




CONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA ESE HOSPITAL SAN RAFAEL DE YOLOMBÓ, ETAPA I TORRE CLÍNICA

INFORME GEOTÉCNICO

DEACIVIL S.A.S

CONTRATO Nro. 056-2021

MEDELLÍN, 10 FEBRERO 2024

| Elaborado por: | Fecha de revisión: | Custodia documento original: |
|---|-----------------------|------------------------------|
| Nombre: Daniel Eduardo Arias | 10 de febrero de 2024 | Oficinas de DEACIVIL SAS. |
|  | | |

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

| Índice de Revisión | Responsable | Fecha de Modificación | Observaciones |
|--------------------|----------------|-----------------------|---|
| Rev 01 | Zharick Garcés | 22/07/2022 | Se generó documento |
| Rev 02 | Daniel Arias | 27/07/2022 | Revisión y ajuste de diseño geotécnico |
| Rev 03 | Zharick Garcés | 29/07/2022 | Revisión cumplimiento de norma, referencias y perfil estratigráfico |
| Rev 04 | Daniel Arias | 02/05/2023 | Revisión cumplimiento de norma, referencias y perfil estratigráfico |
| Rev 05 | Daniel Arias | 10/02/2024 | Verificación de cargas de servicio con último diseño estructural |

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato: **056-2021**

Fecha: **10/02/2024**

Documento No.: **01-INF-TEC-GEOTECNIA HOSPITAL YOLOMBÓ**

| CONTROL INTERNO | |
|---------------------------------|-----------------|
| Especialista | Daniel Arias |
| Vo. Bo. director de Consultoría | Alexander Gómez |
| Supervisor de contrato | |
| INTERVENTORÍA | |
| Director de Interventoría | |
| Especialista Interventoría | |

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 2. METODOLOGÍA..... | 1 |
| 3. OBJETIVOS | 2 |
| 4. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO | 2 |
| 5. LOCALIZACIÓN | 3 |
| 6. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA..... | 5 |
| 6.1. GEOLOGÍA..... | 5 |
| 6.2. GEOMORFOLOGÍA | 6 |
| 7. TRABAJOS DE CAMPO..... | 8 |
| 7.1. REQUERIMIENTOS DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | 8 |
| 7.2. EXPLORACIÓN DIRECTA | 9 |
| 7.3. EXPLORACIÓN INDIRECTA..... | 14 |
| 8. TRABAJOS DE LABORATORIO | 17 |
| 8.1. ANÁLISIS y CORRELACIONES CON SPT | 18 |
| 8.2. PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO..... | 23 |
| 9. DISEÑO GEOTÉCNICO | 24 |
| 9.1. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA..... | 24 |
| 9.2. ESPECTRO DE DISEÑO | 30 |
| 9.3. CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES | 32 |
| 9.3.1. Cargas de servicio..... | 34 |
| 9.4. ASENTAMIENTOS..... | 38 |
| 9.4.1. Asentamiento elástico del pilote (s1) | 38 |
| 9.4.2. Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote (s2) | 38 |
| 9.4.3. Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote (s3)..... | 39 |
| 9.4.4. Valores admisibles de asentamientos totales | 39 |
| 9.4.5. Valores admisibles de asentamientos diferenciales | 41 |
| 9.5. EMPUJES | 44 |



| | | |
|---------|--|----|
| 9.5.1. | Módulos de reacción horizontal | 44 |
| 9.5.2. | Empujes laterales | 45 |
| 10. | DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN | 50 |
| 10.1. | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD | 50 |
| 10.1.1. | Diseño de excavación para Z=1m | 51 |
| 10.1.2. | Diseño de excavación para Z=2m | 52 |
| 10.2. | ESTABILIDAD CON REFORZAMIENTO TIPO SOIL NAIL | 52 |
| 10.2.1. | Diseño de excavación para Z=2m | 53 |
| 10.2.2. | Diseño de excavación para Z=3m | 54 |
| 10.2.3. | Diseño de excavación para Z=4m | 55 |
| 10.3. | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN DE SERVICIO | 56 |
| 11. | RECOMENDACIONES PARA PROCESO CONSTRUCTIVO | 56 |
| 12. | CONCLUSIONES | 56 |
| 13. | REFERENCIAS | 57 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Vista frontal de la estructura proyectada. | 3 |
| Figura 2. Vista lateral de la estructura proyectada. | 3 |
| Figura 3. Localización de la zona de estudio | 4 |
| Figura 4. Mapa de unidades litológicas en la zona de influencia regional del área de estudio. (Memoria Explicativa del Mapa de Amenazas por Movimientos en Masa, PLANCHA 132 Yolombó,) | 5 |
| Figura 5. Mapa de geología regional del área de Yolombo. Tomado de (INGEOMINAS) .. | 6 |
| Figura 6. Geomorfología de la zona de estudio. Tomado de (USGS, NASA, 2014). | 7 |
| Figura 7. Localización de exploraciones | 10 |
| Figura 8. Registro de ensayo de penetración para perforación 1 | 11 |
| Figura 9. Registro de ensayo de penetración para perforación 2 | 12 |
| Figura 10. Ubicación de las líneas Sísmica. Tomado de (USGS, NASA, 2014). | 14 |
| Figura 11. Línea Sísmica N°1. | 16 |
| Figura 12. Línea Sísmica N°2. | 17 |
| Figura 13. Interpretación del ensayo SPT para la perforación N°1. Curva Verde N_{SPT60} ... | 19 |
| Figura 14. Interpretación del ensayo SPT para la perforación N°2..... | 20 |
| Figura 15. $NSPT60$ Vs E SPT 1..... | 21 |
| Figura 16. . $NSPT60$ Vs E SPT 2..... | 22 |
| Figura 17. . Variación del módulo elástico en profundidad. Perfil de suelo característico de la zona de estudio..... | 23 |
| Figura 18. Perfil estratigráfico característico. | 24 |
| Figura 19. Zonas de amenaza sísmica. Tomado de (NSR-10, 2012)..... | 25 |
| Figura 20. Mapa de valores de A_a y A_v . Tomado de (NSR-10, 2012)..... | 26 |
| Figura 21. Coeficientes de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos de espectro. Tomado de (NSR-10, 2012). | 28 |
| Figura 22. Coeficientes de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios de espectro. Tomado de (NSR-10, 2012). | 29 |
| Figura 23. Amenaza sísmica Intermedia. Tomado de (Servicio Geológico Colombiano, 2022). | 30 |

| | |
|---|----|
| Figura 24. Amenaza sísmica y percepción del movimiento: Fuerte a muy fuerte. Tomado de (Servicio Geológico Colombiano, 2022). | 30 |
| Figura 25. Espectro de diseño para la zona de estudio..... | 31 |
| Figura 26.. Variación del módulo elástico en profundidad. Perfil de suelo característico para el emplazamiento del proyecto | 32 |
| Figura 27. Planta de localización de pilas. | 33 |
| Figura 28. Cargas de Servicio para cada Pila. | 35 |
| Figura 29. Módulo de reacción horizontal. | 45 |
| Figura 30. Diagrama de presiones de tierra activo en condición estática. | 47 |
| Figura 31. Diagrama de presión activa de tierra en condición seudo estática. | 49 |
| Figura 32. Resultante de empujes de diseño. | 49 |
| Figura 33. Modelo de estabilidad en condición estática para Z=1m. | 51 |
| Figura 34. Modelo de estabilidad en condición seudo estática para Z=1m. | 51 |
| Figura 35. Modelo de estabilidad en condición estática para Z=2m. | 52 |
| Figura 36. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para Z=2m... 53 | |
| Figura 37. Modelo de estabilidad en condición seudo estática, con sostenimiento para Z=2m. | 53 |
| Figura 38. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para Z=3m... 54 | |
| Figura 39. Modelo de estabilidad en condición seudo estática, con sostenimiento para Z=3m. | 54 |
| Figura 40. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para Z=4m... 55 | |
| Figura 41. Modelo de estabilidad en condición seudo estática, con sostenimiento para Z=4m. | 55 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Unidad de construcción de la estructura. Tomado de (NSR-10, 2012)..... | 8 |
| Tabla 2. Número mínimo de sondeos. Tomado de (NSR-10, 2012)..... | 8 |
| Tabla 3. Cumplimiento de los requerimientos de la NSR-10 (H.3.2.4 – H.3.2.5 – H.3.2.6). 9 | |
| Tabla 4. Localización e identificación de las perforaciones | 10 |
| Tabla 5. Coordenadas para localización de líneas sísmicas en campo..... | 14 |
| Tabla 6. Resumen de resultados de laboratorio. granulometría e índices. | 17 |
| Tabla 7. Resumen de resultados de laboratorio. Propiedades geo-mecánicas. | 18 |
| Tabla 8. Tabla A.2.4-1 Clasificación perfiles del suelo. Tomado de (NSR-10, 2012)..... | 26 |
| Tabla 9. Valores del coeficiente de importancia, I. Tomado de (NSR-10, 2012). | 29 |
| Tabla 10. Resumen de parámetros para la construcción del espectro | 31 |
| Tabla 11. Parámetros geo mecánicos del perfil | 32 |
| Tabla 12. Cargas de servicio por pila de cimentación. | 34 |
| Tabla 13. Capacidad de carga admisible del suelo de cimentación. | 35 |
| Tabla 14. Profundidad de desplante medida desde el nivel 0+00 del proyecto – diámetro variable..... | 36 |
| Tabla 15. Asentamientos totales de los pilotes. | 39 |
| Tabla 16. Valores máximos de asentamientos diferenciales. Tomado de (NSR-10, 2012) | 41 |
| Tabla 17. Asentamientos diferenciales en fundaciones..... | 41 |
| Tabla 18. Coeficiente de reacción horizontal | 44 |
| Tabla 19. Parámetros geotécnicos y coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo. 46 | |
| Tabla 20. Coeficientes sísmicos para el municipio de Yolombó | 48 |
| Tabla 21. Factores de seguridad mínimos para construcción. Tomado de (NSR-10, 2012). | 50 |
| Tabla 22. Propiedades de los anclajes. | 56 |



ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

| | |
|---|----|
| Fotografía 1. Zona de perforación 1 | 13 |
| Fotografía 2. Equipo de RotoperCUSión..... | 13 |
| Fotografía 3. Muestra 15, perforación 2 | 13 |
| Fotografía 4. Muestra 7, perforación 2 | 13 |
| Fotografía 5. Recuperación muestra 3..... | 13 |
| Fotografía 6. Material perforación 2 | 13 |
| Fotografía 7. Línea sísmica 1..... | 15 |
| Fotografía 8. Línea sísmica 1..... | 15 |
| Fotografía 9. Línea sísmica 2..... | 15 |
| Fotografía 10. Equipo MASW | 15 |
| Fotografía 11. Línea sísmica 2..... | 16 |
| Fotografía 12. Equipo MASW. | 16 |

1. INTRODUCCIÓN

En el mes de agosto del año 2021, la empresa de ingeniería DEACIVIL S.A.S BIC, en cumplimiento con el contrato No.056-2021, procedió a desarrollar todas las actividades de ingeniería detallada para entregar los diseños de la ampliación del Hospital San Rafael de Yolombó, adelantado todos los componentes requeridos para entregar este proyecto, desde arquitectura hasta diseño detallado de ingenierías, y presupuestos de construcción.

En este documento, se entrega el estudio geológico - geotécnico que tiene como fin caracterizar el perfil estratigráfico, calcular presiones de contacto, asentamientos, empujes y recomendar el sistema de cimentación que mejor se adapte a la estructura propuesta. Entregando así todos los parámetros para el cálculo estructural y los dimensionamientos que se requieran a nivel geotécnico para garantizar el correcto funcionamiento de la edificación. La edificación tiene como uso final, un centro de atención de la salud, por lo que está clasificado como edificación indispensable como es definido en A.2.5.1.1 del Título A, de la NSR 2010.

2. METODOLOGÍA

Corresponde al siguiente proceso:

ETAPA 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA

Consiste en recopilar la información disponible concerniente a topografía, geología, y estudios geotécnicos en la zona de interés.

ETAPA 2: EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS

Tiene como objetivo la auscultación del terreno por medio directos e indirectos para determinar la secuencia y características físicas y mecánicas más probables de los geomateriales identificados en el proceso exploratorio.

ETAPA 3: ENSAYOS DE LABORATORIO

Esta etapa contempla la realización de los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en campo, para determinar sus propiedades índices y de resistencia al corte, que definan el modelo y los parámetros para el análisis geotécnico.

- | | |
|--------------------------------|-------------------------|
| • Contenido de Humedad Natural | Norma INV E-122 |
| • Límites de Atterberg | Norma INV E-125 Y E-126 |
| • Análisis Granulométrico | Normas INV E-123 |
| • Lavado Tamiz No. 200 | Norma INV E-123 |
| • Corte Directo CD | Norma INV E-154-13 |

ETAPA 4: ELABORACIÓN DEL INFORME FINAL

En esta etapa se recopila toda la información, se presentan los análisis y cálculos efectuados en el estudio y se dan las recomendaciones geotécnicas requeridas para el diseño de los elementos estructurales y no estructurales cuando esto sea requerido.

3. OBJETIVOS

Diseñar todos los componentes que se requieran a nivel geotécnico para la construcción de la nueva torre del Hospital, así como entregar todos los parámetros geo-mecánicos que se requieran para el diseño tanto de los elementos no estructurales como de los estructurales del proyecto. La estructura proyectada es de siete (7) niveles, seis (6) niveles sobre el nivel del terreno, incluyendo el piso técnico y la terraza habitable y un nivel (1) de sótano.

Los objetivos específicos de este estudio son:

- Descripción geológica regional y local.
- Clasificación del perfil de suelo según la Norma NSR-10.
- Auscultación del subsuelo.
- Ensayos de laboratorio sobre muestras de material extraído de las perforaciones.
- Determinación de propiedades geomecánicas de los suelos.
- Perfiles estratigráficos y nivel freático.
- Cálculo de capacidad de soporte y análisis de asentamientos.
- Tipo y profundidad del sistema de fundación del edificio principal.
- Recomendaciones de apoyo de los elementos no estructurales (urbanismo).
- Cálculo de la magnitud de los coeficientes de empujes para estados activos, y en reposo.
- Cálculo del módulo de reacción horizontal y vertical para el diseño estructural de las fundaciones del proyecto.
- Conclusiones y recomendaciones.

4. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

En el terreno donde actualmente funciona el hospital San Rafael de Yolombó, se proyecta la construcción de la ampliación del hospital, mediante la ampliación de las instalaciones físicas, por lo que se proyecta la construcción de un área aproximada de 12000m², de acuerdo a diseños arquitectónicos, en siete (7) niveles, seis (6) de ellos por encima del nivel del terreno, y uno (1) bajo este, que funcionará como sótano. El proyecto corresponde a una nueva torre clínica, ampliación a la estructura existente del Hospital San Rafael del municipio de Yolombó. En la Figura 1 y Figura 2 se presenta n imágenes del render del proyecto arquitectónico.



Figura 1. Vista frontal de la estructura proyectada.



Figura 2. Vista lateral de la estructura proyectada.

5. LOCALIZACIÓN

El municipio de Yolombo, se encuentra localizado en la subregión nordeste del departamento de Antioquia, a una distancia media de 108 km de la ciudad de Medellín. El lote que servirá para el desarrollo del proyecto se identifica con la nomenclatura en la carrera 24 # 13 – 466, Barrio El Reposo, zona Urbana. La Figura 3 ilustra la localización de la zona de estudio, y permite visualizar las actuales instalaciones del hospital San Rafael.

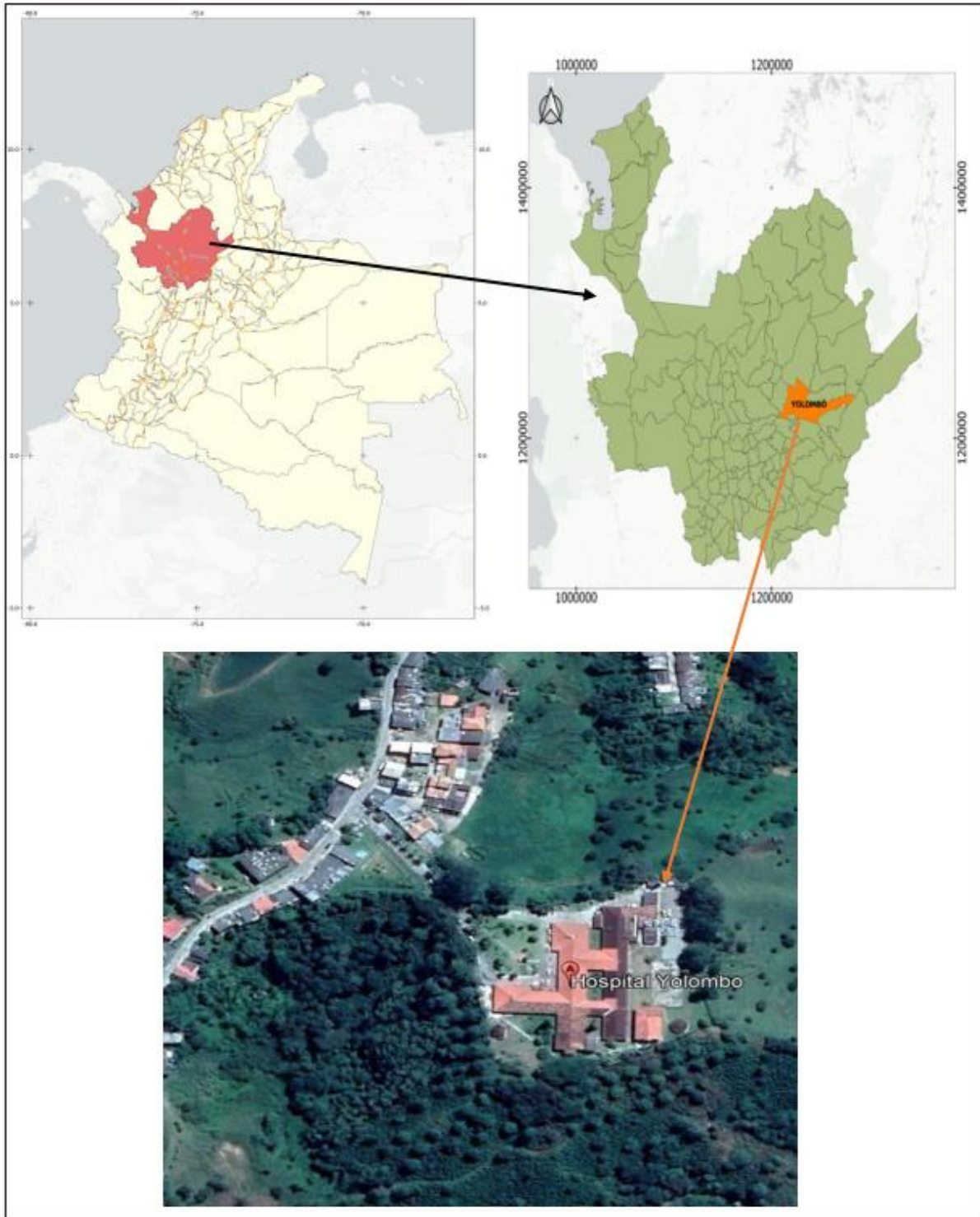


Figura 3. Localización de la zona de estudio

6. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

6.1. GEOLOGÍA

Regionalmente, en la zona de estudio afloran esencialmente rocas ígneas intrusivas pertenecientes al Batolito Antioqueño y materiales poco consolidados o aluviones recientes como se observa en la Figura 4, asociados a la dinámica fluvial de los principales cauces. (Memoria Explicativa del Mapa de Amenazas por Movimientos en Masa, PLANCHA 132 Yolombó,).

La geología regional y local del área sobre la que se ubica el hospital San Rafael de Yolombó se presenta en la Geología de la Plancha 132, Yolombó, del Servicio Geológico Colombiano SGS. Está conformada por rocas graníticas del Batolito Antioqueño, que por efectos del intemperismo, generan suelos y saprolitos de espesores considerables superiores a las decenas de metros. En algunos sectores se encuentran depósitos aluviales, en especial sobre el cauce del Río San Lorenzo que cruza la cabecera municipal al sur, en la Figura 5 se presentan las unidades geológicas de la zona.

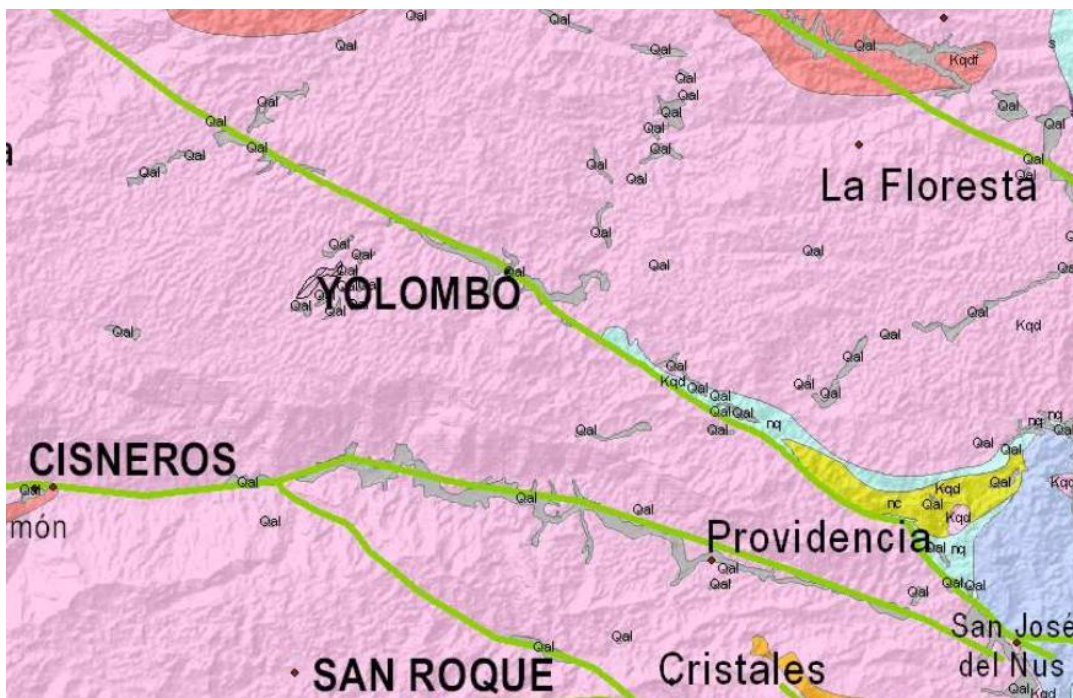


Figura 4. Mapa de unidades litológicas en la zona de influencia regional del área de estudio. (Memoria Explicativa del Mapa de Amenazas por Movimientos en Masa, PLANCHA 132 Yolombó,)

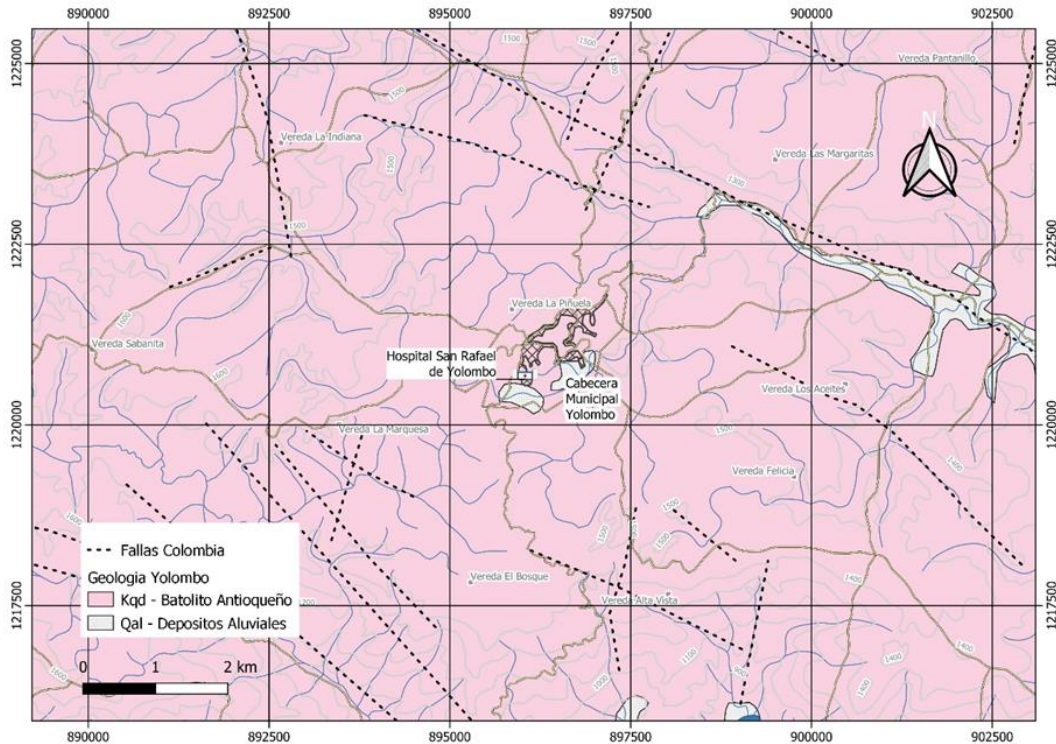


Figura 5. Mapa de geología regional del área de Yolombó. Tomado de **(INGEOMINAS)**

El Batolito Antioqueño es un cuerpo intrusivo, caracterizado por su monótona variación composicional, está constituido por tonalitas y granodioritas, y subordinado pueden encontrarse, cuarzdioritas y dioritas. Aunque en gran parte de la superficie presenta una meteorización profunda, se puedan observar algunos afloramientos característicos. En las rocas del Batolito Antioqueño los procesos de meteorización y erosión que sobre ellas han actuado, han generado geformas de semi colinas redondeadas de baja altura, donde los agentes de transporte de material modelan el paisaje y contribuyen a formar vertientes cortas en valles estrechos y altiplanicies con drenaje dendrítico como respuesta a los procesos de escorrentía (INGEOMINAS).

6.2. GEOMORFOLOGÍA

Las formas de relieve de la zona estudiada son el resultado de la conjunción de numerosos factores como: litología, estructuras geológicas, tectónica y clima, que, a su vez, se encuentran íntimamente relacionados con los procesos de erosión y movimientos en masa. En la actualidad estas geformas son afectadas por procesos denudativos expresados en procesos deposicionales, de transporte y procesos erosivos, que a lo largo del tiempo han venido transformando significativamente el relieve inicial. Los principales cambios en la zona de estudio son asociados a profundas disecciones de las pendientes, a deposiciones de material desprendido, aumento de la tasa de sedimentación de los cauces y pérdida de

la cobertura vegetal. La zona de estudio presenta pendientes que van desde suavemente inclinadas hasta abruptas. En el área específica donde se encuentra el proyecto la pendiente varía entre 7° y 19° (grados). En la Figura 6 se presenta la geomorfología de la zona.



Figura 6. Geomorfología de la zona de estudio. Tomado de (USGS, NASA, 2014).

Las laderas perimetrales del proyecto son respuesta de procesos erosivos moderados sobre rocas del batolito Antioqueño (dioritas, cuarzodioritas, adamelitas; en general las rocas revisten resistencias duras). Comprende además saprolito.

En particular en la zona de las laderas perimetrales no se observan procesos morfodinámicos antiguos o recientes, activos o inactivos, indicando una susceptibilidad baja a movimientos en masa. Los procesos erosivos son de intensidad baja sin tubificación y erosión esferoidal, ni desarrollo de surcos y cárcavas. Composicionalmente corresponden a suelos de matriz limo-arenosa que contiene guijos, cantos y bloques heterogéneos y heterométricos de cuarzodioritas y dioritas.

7. TRABAJOS DE CAMPO

7.1. REQUERIMIENTOS DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

El 78% de los ejes de carga se encuentran por debajo de los 8000 kN, para el 22% restante se plantea distribuir la carga a través de datos estructurales con la rigidez suficiente que permita una distribución de esfuerzos uniformes en la que las pilas de cimentación reciban cargas admisibles bajo asentamiento mínimos. Dado lo anterior y con base en la exploración geotécnica efectuada, y haber verificado con las perforaciones y líneas sísmicas que la rigidez crece en profundidad, permite clasificar en nuestro criterio la estructura como categoría de construcción Alta, de la forma como está definido en la tabla H.3.1-1 (Ver Tabla 1). La edificación tiene como uso final, un centro de atención de la salud, por lo que está clasificado como edificación indispensable como es definido en A.2.5.1.1 del Título A, de la NSR 10.

Tabla 1. Unidad de construcción de la estructura. Tomado de (NSR-10, 2012).

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

| Categoría de la unidad de construcción | Según los niveles de construcción | Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN) |
|--|-----------------------------------|---|
| Baja | Hasta 3 niveles | Menores de 800 kN |
| Media | Entre 4 y 10 niveles | Entre 801 y 4,000 kN |
| Alta | Entre 11 y 20 niveles | Entre 4,001 y 8,000 kN |
| Especial | Mayor de 20 niveles | Mayores de 8,000 kN |

En este orden de ideas, y por tratarse de una sola unidad estructural de acuerdo a la tabla H.3.2-1 del NSR 10, se requieren 4 sondeos como mínimo de 29 m de profundidad (Ver Tabla 2). Con la finalidad de precisar los perfiles estratigráficos del terreno de cimentación de la estructura, obtener muestras y parámetros geotécnicos, que permitan determinar las propiedades del subsuelo, se proyectan dos (2) perforaciones de aproximadamente 21 m en longitud total y dos (2) líneas de prospección sísmicas que auscultaron hasta 45 m aproximadamente el perfil geotécnico.

Tabla 2. Número mínimo de sondeos. Tomado de (NSR-10, 2012).

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

| Categoría Baja | Categoría Media | Categoría Alta | Categoría Especial |
|--|---|---|---|
| Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3 | Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4 | Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4 | Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5 |

En la Tabla 3 se presenta un resumen de otros requerimientos exigidos en la norma para el número mínimo de sondeos y la profundidad de estos, con las exploraciones realizadas descritas en la segunda columna, se garantiza el cumplimiento de estas.

Tabla 3. Cumplimiento de los requerimientos de la NSR-10 (H.3.2.4 – H.3.2.5 – H.3.2.6)

| Requerimientos de la NSR-10 | Exploraciones realizadas | Cumplimiento de la Norma |
|---|--|--------------------------|
| Por lo menos el 50% de los sondeos debe alcanzar la profundidad de la tabla H.3.2-1. | Dos (2) líneas de prospección sísmica que alcanzaron 27 m de profundidad. | Cumple |
| Sondeos de recuperación continua deben constituir mínimo el 50% de las exploraciones realizadas. | Dos (2) perforaciones mecánicas a rotopercusión de 21 m de profundidad. | Cumple |
| El menos el 50% de los sondeos debe quedar dentro de la proyección de la edificación a construir. | Dos (2) perforaciones mecánicas a rotopercusión de 21 m de profundidad. | Cumple |
| Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. | Los sondeos en ondas superficiales, alcanzaron en la zona de la proyección del edificio una profundidad de investigación de 27 m, y las perforaciones a rotopercusión 21 m de profundidad. | Cumple |
| En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A (Suelo tipo D, en nuestro caso). | Las exploraciones directas, tienen 21 m de profundidad desde el nivel del terreno, siendo el nivel de sótano de 4 m, por tanto, 1.5 veces esta profundidad, serían de 6 m. | Cumple |
| La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno. | Las perforaciones alcanzaron 23 m más, del nivel de la excavación. | Cumple |
| En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques o trincheras | Se diseñan fundaciones a 21 m como máximo, con base en criterios de capacidad de soporte y control de asentamientos, mientras que los sondeos alcanzaron hasta los 27 m de profundidad. | Cumple |

7.2. EXPLORACIÓN DIRECTA

Con el fin de establecer las características geotécnicas de los suelos que conforman la zona de estudio, se realizó una campaña de investigación geotécnica que consta de exploración directa con dos (2) perforaciones mecánicas con recuperación de muestras por medio del ensayo SPT y rotación. La localización de estos sondeos puede observarse en la Figura 7.

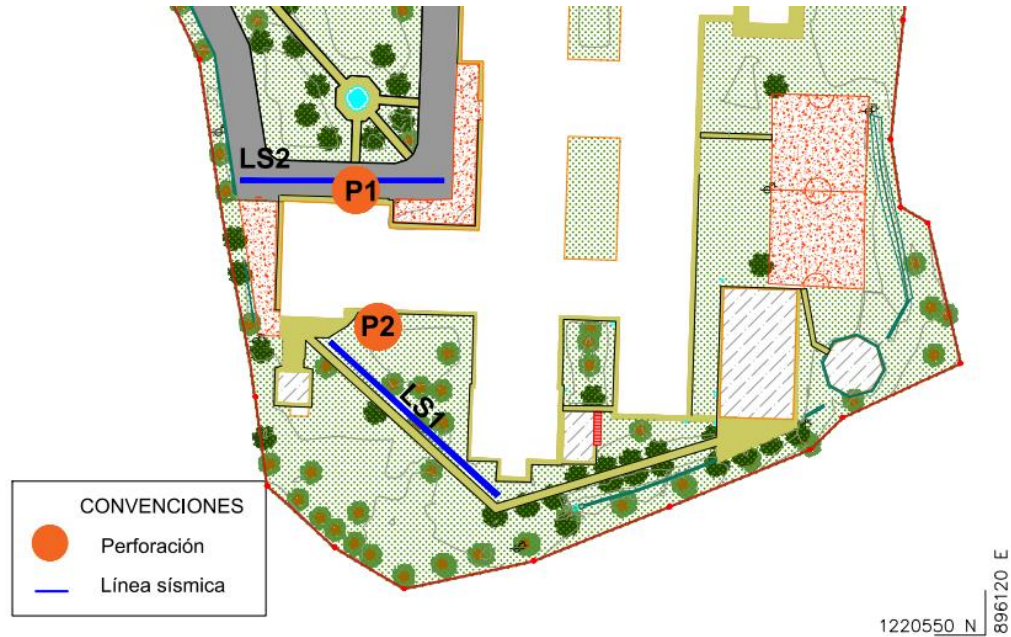


Figura 7. Localización de exploraciones

A continuación, en la Tabla 4, se presentan la información de las coordenadas con origen en el SISTEMA MAGNA- SIRGAS del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), de las perforaciones efectuadas para caracterizar el subsuelo en la zona de estudio.

Tabla 4. Localización e identificación de las perforaciones

| Punto | Este | Norte |
|-------|--------|---------|
| P1 | 896011 | 1220627 |
| P2 | 896015 | 1220603 |

Cada una de las perforaciones alcanzó una profundidad de aproximadamente 21 m, realizadas mediante ensayos de rotopercusión y penetración estándar (SPT) que permitían la recuperación continua de muestras. En el registro de las perforaciones, no se evidencia presencia del nivel freático hasta la profundidad perforada.

En primera instancia la descripción visual define que se trata de suelos limo- arenosos de colores rojizos y amarillo, que incrementan su rigidez en profundidad hasta llegar a los niveles saprolíticos donde se aprecian en los especímenes extraídos rasgos del material parental (granodiorita). A continuación, se presenta el registro fotográfico del trabajo de investigación directa de campo.



Fotografía 1. Zona de perforación 1



Fotografía 2. Equipo de Rotopercusión



Fotografía 3. Muestra 15, perforación 2



Fotografía 4. Muestra 7, perforación 2



Fotografía 5. Recuperación muestra 3



Fotografía 6. Material perforación 2

7.3. EXPLORACIÓN INDIRECTA

Se realizaron dos (2) líneas sísmicas por medio de la técnica MASW con las cuales se obtuvieron los registros de velocidad de onda cortante que se muestran en la Figura 11 y la Figura 12. Las líneas sísmicas fueron ubicadas como se muestra en la Figura 10, con estas se logró identificar el perfil de velocidad de onda de corte, lo que permitió inferir que el geo material incrementa rigidez en profundidad como es de esperarse para la formación derivada de la meteorización de suelos derivados del batolito antioqueño. La investigación en este caso particular mediante las tomografías sísmicas, corresponde aproximadamente a una profundidad de 45 m. Las coordenadas para la localización de las líneas sísmicas en campo se presentan en la Tabla 5 mostrada a continuación.

Tabla 5. Coordenadas para localización de líneas sísmicas en campo.

| Línea | Punto | Este | Norte |
|-------|--------|--------|---------|
| L1 | Inicio | 896036 | 1220574 |
| | Final | 896007 | 1220601 |
| L2 | Inicio | 896026 | 1220629 |
| | Final | 895992 | 1220629 |



Figura 10. Ubicación de las líneas Sísmica. Tomado de (USGS, NASA, 2014).

La técnica de refracción de MASW (Análisis Multicanal de Onda Superficial) proporciona información para definir espesores de perfiles de horizontes de suelos y/o sedimentos, localizar materiales de construcción, posición del nivel freático, y evaluar el riesgo sísmico localizando fallas y zonas de fracturas. Para ello analiza las ondas generadas por medios mecánicos en superficie, con una técnica que permite separar las ondas Rayleigh de otras ondas elásticas y finalmente determina la variación de velocidad de onda de corte (V_s) a profundidad.

Para la realización de la prueba MASW se coloca un tendido superficial lineal con varios geófonos, el registro de la vibración se realiza con un sismógrafo digital, y se registran las vibraciones inducidas mediante golpes generados en la superficie. A diferencia de la prueba tradicional de refracción sísmica, MASW es capaz de detectar estratos blandos entre estratos con rigideces mayores, mientras que refracción sísmica sólo puede detectar variaciones con el aumento de la rigidez en profundidad. A continuación, se observa el registro fotográfico del equipo y las líneas sísmicas instaladas.



Fotografía 7. Línea sísmica 1.



Fotografía 8. Línea sísmica 1.



Fotografía 9. Línea sísmica 2.



Fotografía 10. Equipo MASW



Fotografía 11. Línea sísmica 2.



Fotografía 12. Equipo MASW.

La configuración del tendido sísmico para línea N°1 conto con 12 geófonos, para una longitud total de 80 m, que permiten una resolución vertical de aproximadamente 45 m. En la Figura 11 se puede observar el perfil de velocidad de onda de corte para el ensayo MASW 01. Se obtuvieron velocidades entre 180 m/s y 785 m/s, deduciendo que se trata de un suelo rígido. En esta interpretación de datos se observa que la variación de la rigidez, es uniforme en profundidad.

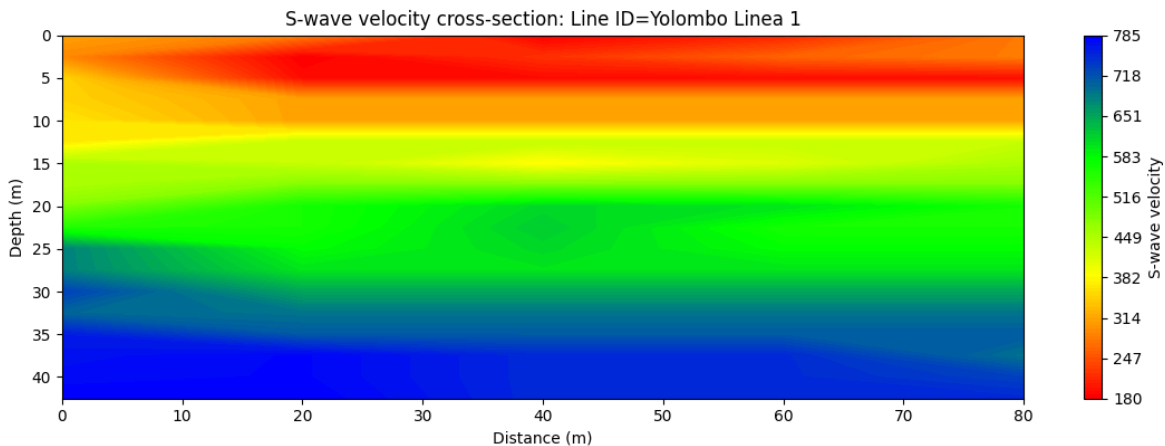


Figura 11. Línea Sísmica N°1.

La configuración del tendido sísmico para línea N°2 contó con 12 geófonos, para una longitud total de 80 m, que permiten una resolución vertical de aproximadamente 27 m. En la Figura 12 se puede observar el perfil de velocidad de onda de corte para el ensayo MASW 02. El rango de velocidades obtenido es menor que en la línea sísmica N° 1, variando entre 180 m/s y 740 m/s por lo que se interpreta como un suelo rígido (Gonzalez G., 1999).

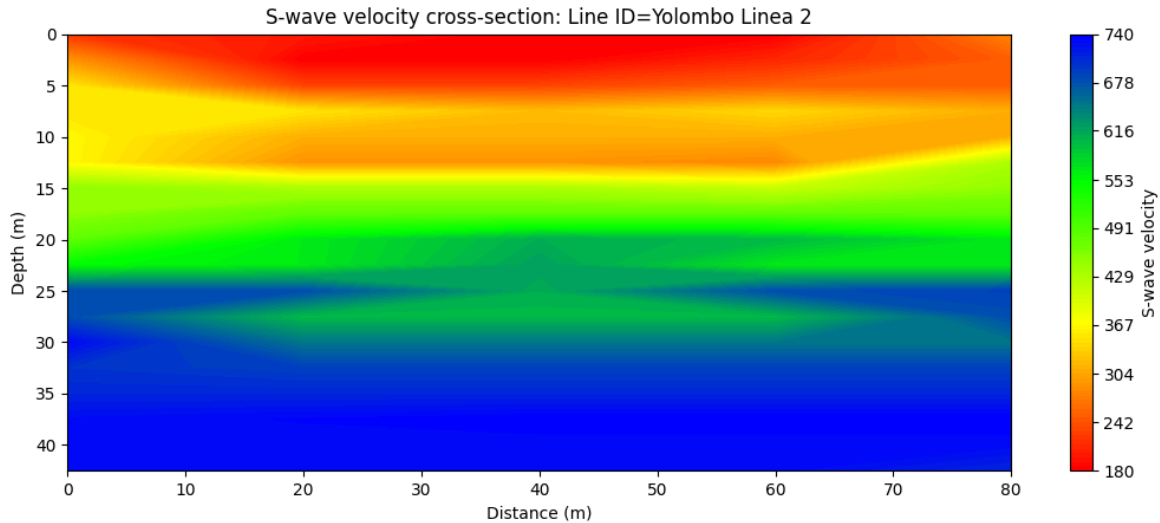


Figura 12. Línea Sísmica N°2.

8. TRABAJOS DE LABORATORIO

Al laboratorio se llevaron especímenes de suelo, para practicarle ensayos humedad, límites de consistencia, lavado sobre No.200 y corte directo en condición consolidada drenada. En los anexos de este informe se encuentran las memorias y resultados de los ensayos enunciados. Las normas de referencia son:

- Humedad. INV E122-13.
- Límites de Consistencia. INV E125-13 y INV E126-13.
- Granulometría. INV E123-07.
- Corte Directo. INV E154-13.

A continuación, se presenta el resumen con los resultados de ensayos de laboratorio realizados a las muestras de geomateriales recuperados de la campaña de exploración directa realizada para el proyecto.

Tabla 6. Resumen de resultados de laboratorio. granulometría e índices.

| Identificación Cliente | Profundidad (m) | Granulometría | | | Límites | | | Clas. U.S.C.S. | w (%) |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|-------|---------|--------|--------|----------------|-------|
| | | G (%) | A (%) | F (%) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | | |
| P1-M2 | 2,00-2,45 | 0,0 | 57,2 | 42,8 | 36 | 31 | 5 | SM-SC | 23 |
| P1-M4 | 4,00-4,45 | 0,0 | 49,6 | 50,4 | 40 | 30 | 10 | ML | 26 |
| P1-M6 | 6,00-6,45 | 0,0 | 45,1 | 54,9 | 35 | 27 | 8 | ML | 21 |
| P1-M8 | 8,00-8,45 | 0,0 | 48,6 | 51,4 | 44 | 32 | 12 | ML | 27 |
| P1-M10 | 10,00-10,45 | 0,0 | 36,2 | 63,8 | 37 | 24 | 13 | CL | 24 |
| P1-M12 | 12,00-12,45 | 0,8 | 42,0 | 57,2 | 39 | 28 | 11 | ML | 21 |
| P1-M14 | 14,00-14,45 | 0,0 | 14,5 | 85,5 | 55 | 38 | 17 | MH | 42 |
| P1-M16 | 16,00-16,45 | 0,0 | 59,5 | 40,5 | 36 | 26 | 10 | SC | 21 |
| P1-M18 | 18,00-18,45 | 0,0 | 52,1 | 47,9 | 41 | 33 | 8 | SC | 25 |
| P1-M20 | 20,00-20,45 | 0,0 | 61,5 | 38,5 | 41 | 34 | 7 | SM-SC | 23 |
| P2-M1 | 1,00-1,45 | 0,0 | 59,5 | 40,5 | 43 | 33 | 10 | SC | 29 |
| P2-M3 | 3,00-3,45 | 3,7 | 50,5 | 45,9 | 41 | 29 | 12 | SC | 22 |

| Identificación Cliente | Profundidad (m) | Granulometría | | | Límites | | | Clas. U.S.C.S. | w (%) |
|---------------------------|--------------------|---------------|-------|-------|---------|--------|--------|-------------------|-------|
| | | G (%) | A (%) | F (%) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | | |
| P2-M5 | 5,00-5,45 | 0,0 | 68,1 | 31,9 | 43 | 34 | 9 | SC | 25 |
| P2-M7 | 7,00-7,45 | 0,0 | 61,2 | 38,8 | 36 | 30 | 6 | SM-SC | 26 |
| P2-M9 | 9,00-9,45 | 9,7 | 65,1 | 25,2 | 36 | 28 | 8 | SC | 18 |
| P2-M11 | 11,00-11,45 | 1,5 | 71,4 | 27,1 | 28 | 24 | 4 | SM | 16 |
| P2-M13 | 13,00-13,45 | 0,0 | 56,8 | 43,2 | 42 | 33 | 9 | SC | 26 |
| P2-M15 | 15,00-15,45 | 0,5 | 66,0 | 33,5 | 39 | 31 | 8 | SC | 23 |
| P2-M17 | 17,00-17,45 | 0,0 | 64,0 | 36,0 | 35 | 29 | 6 | SM-SC | 24 |
| P2-M19 | 19,00-19,45 | 0,0 | 69,2 | 30,8 | 38 | 33 | 5 | SM-SC | 24 |

Tabla 7. Resumen de resultados de laboratorio. Propiedades geo-mecánicas.

| Identificación Cliente | Profundidad (m) | Clas. U.S.C.S. | w (%) | γ_H (kN/m ³) | q _u (MPa) | E (MPa) | Corte Directo | |
|---------------------------|--------------------|-------------------|-------|------------------------------------|-------------------------|---------|---------------|---------|
| | | | | | | | f (°) | C (kPa) |
| P1-M2 | 2,00-2,45 | SM-SC | 23 | 19,1 | 0,15 | 1,4 | 27,80 | 18,32 |
| P1-M4 | 4,00-4,45 | ML | 26 | | | | | |
| P1-M6 | 6,00-6,45 | ML | 21 | 17,9 | 0,23 | 3,4 | 32,40 | 10,16 |
| P1-M8 | 8,00-8,45 | ML | 27 | | | | | |
| P1-M10 | 10,00-10,45 | CL | 24 | | | | | |
| P1-M12 | 12,00-12,45 | ML | 21 | | | | | |
| P1-M14 | 14,00-14,45 | MH | 42 | | | | | |
| P1-M16 | 16,00-16,45 | SC | 21 | | | | | |
| P1-M18 | 18,00-18,45 | SC | 25 | | | | | |
| P1-M20 | 20,00-20,45 | SM-SC | 23 | | | | | |
| P2-M1 | 1,00-1,45 | SC | 29 | | | | | |
| P2-M3 | 3,00-3,45 | SC | 22 | 17,9 | 0,16 | 3,6 | 31,50 | 11,00 |
| P2-M5 | 5,00-5,45 | SC | 25 | | | | | |
| P2-M7 | 7,00-7,45 | SM-SC | 26 | | | | | |
| P2-M9 | 9,00-9,45 | SC | 18 | | | | | |
| P2-M11 | 11,00-11,45 | SM | 16 | | | | | |
| P2-M13 | 13,00-13,45 | SC | 26 | | | | | |
| P2-M15 | 15,00-15,45 | SC | 23 | | | | | |
| P2-M17 | 17,00-17,45 | SM-SC | 24 | | | | | |
| P2-M19 | 19,00-19,45 | SM-SC | 24 | | | | | |

En general la clasificación muestra que se trata de limos, arenas arcillosas y arenas limo-arcillosas en profundidad con límites plásticos bajos (4-9). El contenido de humedad tiene un valor promedio del 24%. El ensayo de Corte-Directo se realizó en muestras recuperadas con Shelby, de donde se obtuvieron los parámetros de resistencia no drenados, para profundidades hasta de 6 m, y el comportamiento geomecánica

8.1. ANÁLISIS Y CORRELACIONES CON SPT

La prueba de penetración estándar (SPT) es la prueba más popular y económica para la evaluación de la información del subsuelo. Esta prueba es ampliamente utilizada para obtener la capacidad portante del suelo para cimentaciones superficiales y profundas. Los recuentos de golpes (N) medidos en el campo se corrigen según la longitud de la varilla, el tamaño del pozo, el tipo de muestreador y el nivel de energía del martillo. Los recuentos de

golpes corregidos (N60) se utilizan para estimar las diversas propiedades del suelo y la capacidad de carga.

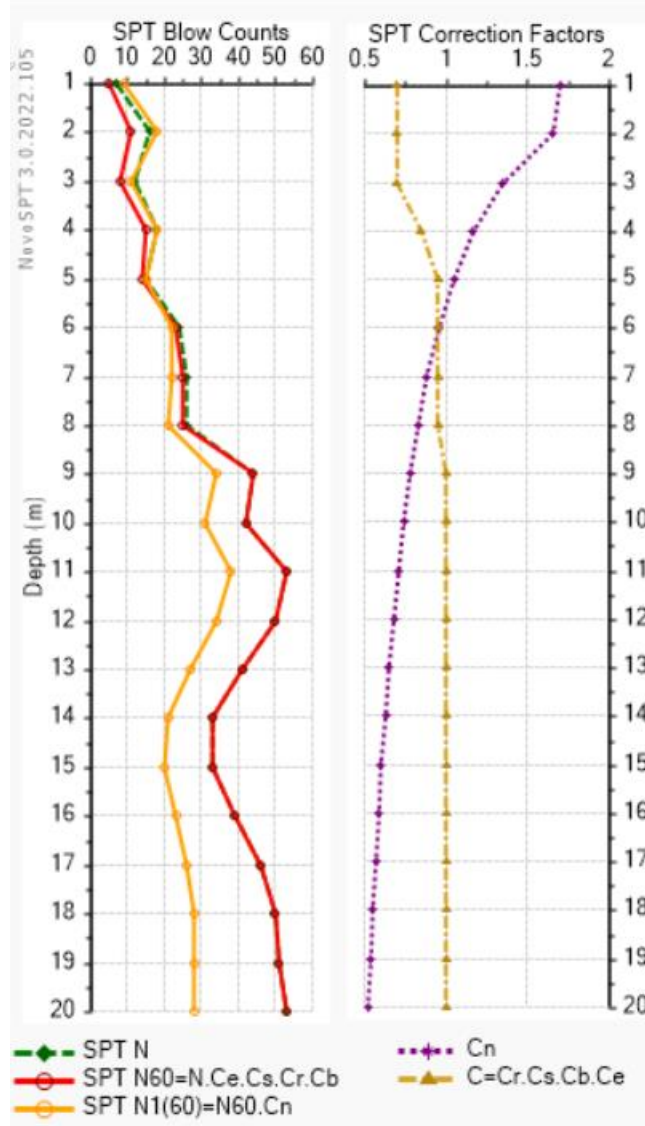


Figura 13. Interpretación del ensayo SPT para la perforación N°1. Curva Verde N_{SPT60}

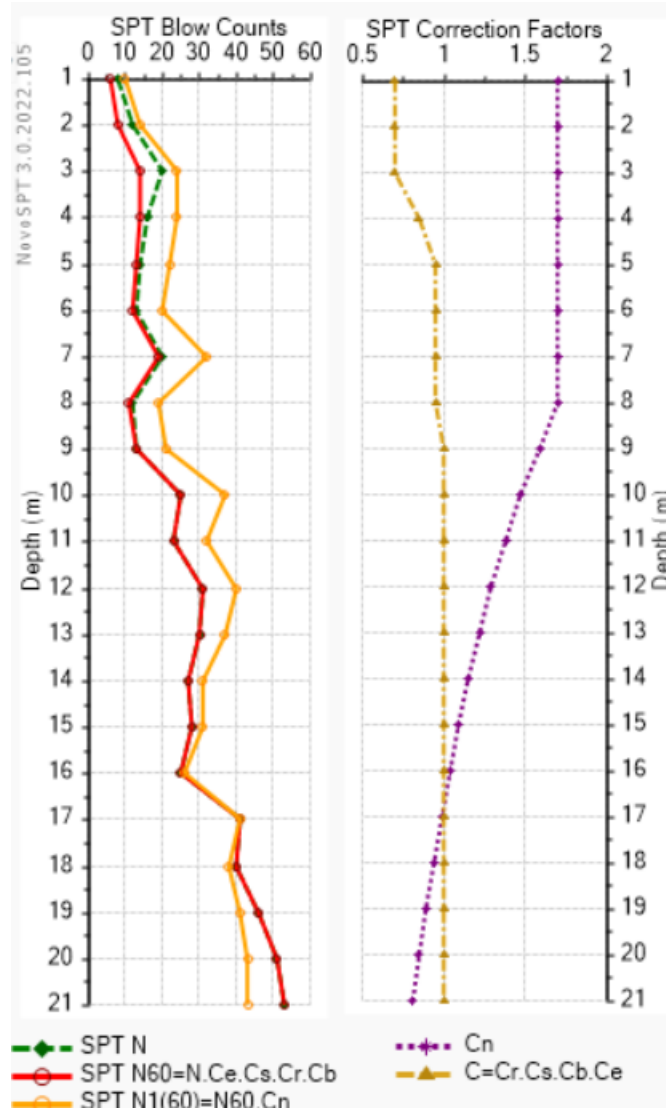


Figura 14. Interpretación del ensayo SPT para la perforación N°2

Para este caso particular se presentan los resultados correlacionados del número de golpes del SPT con el módulo de rigidez de acuerdo a diversas correlaciones.

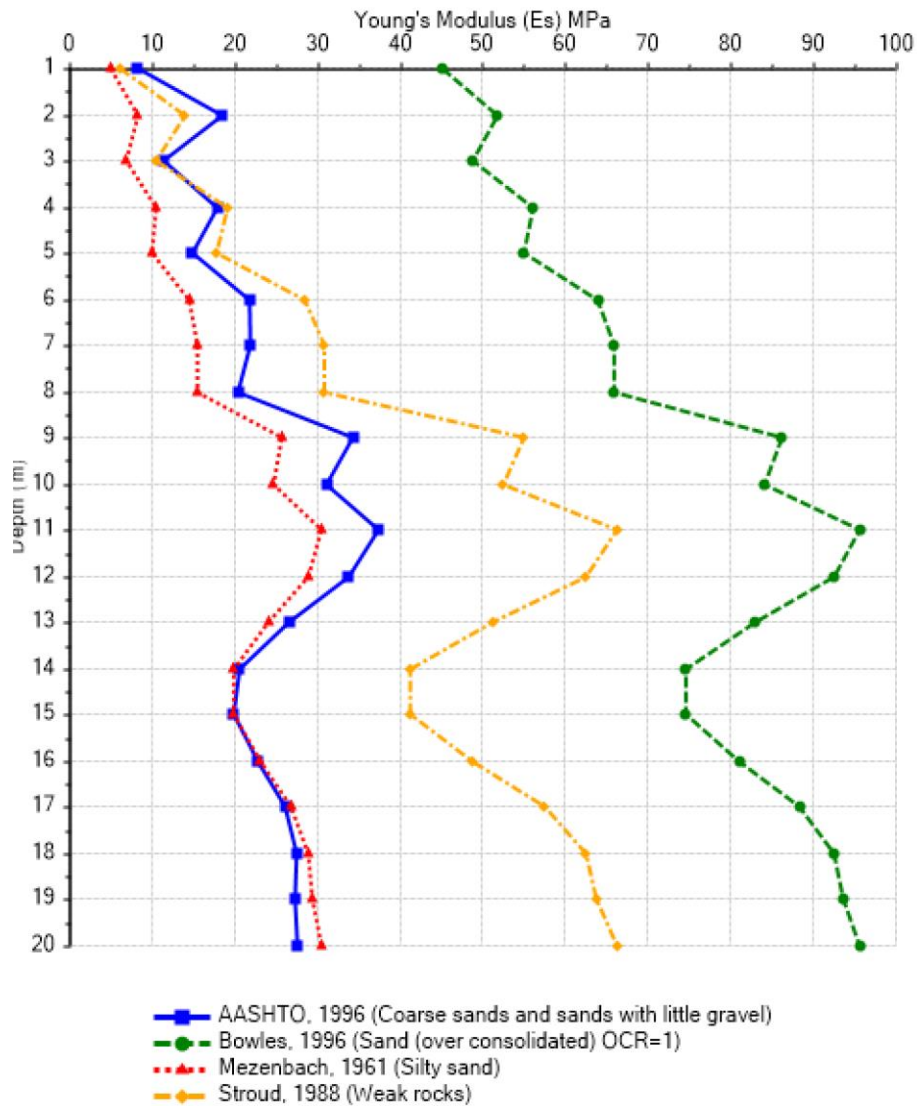


Figura 15. NSPT60 Vs E SPT 1.

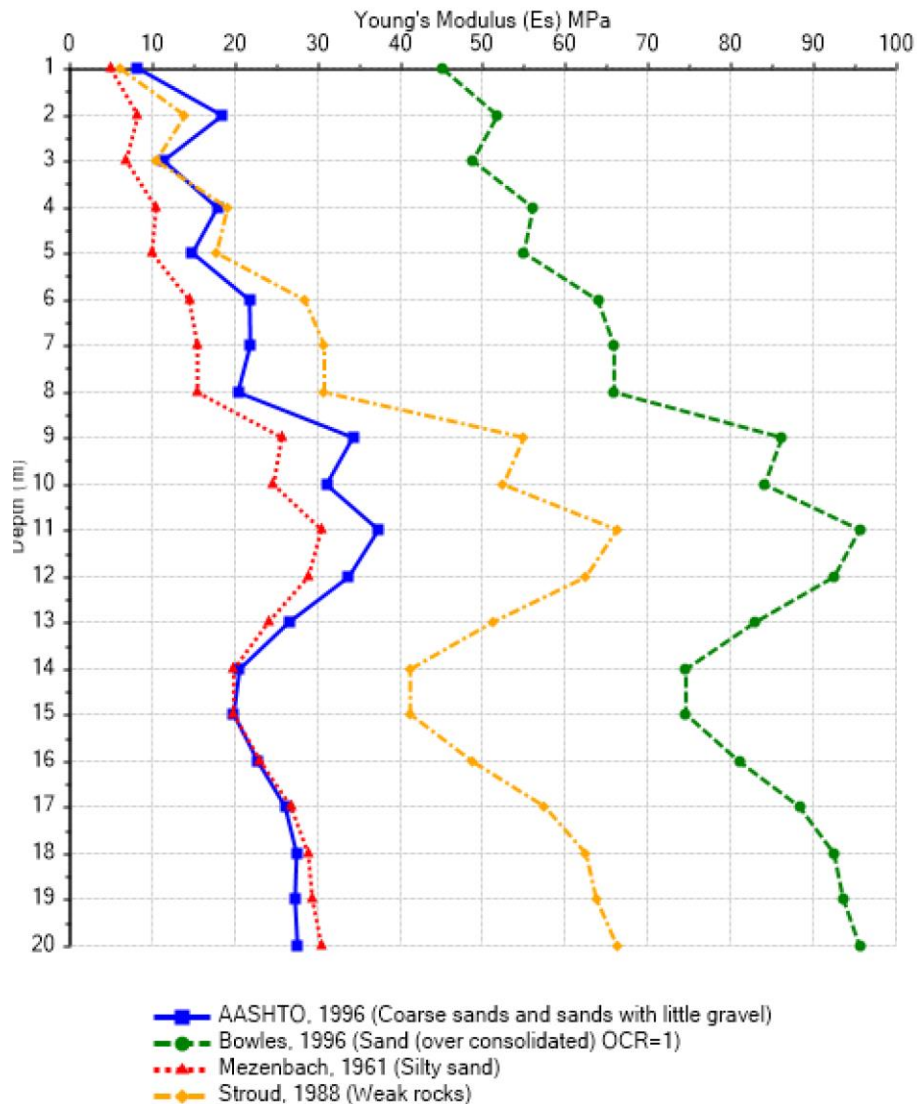


Figura 16. . NSPT60 Vs E SPT 2.

La curva que correlaciona el SPT con el modulo tiene relación con perfiles meteorizados de roca (Stroud, 1988), por tanto esta y la presentada por Bowles, 1996, para arenas sobre consolidadas (se asume sobre consolidación en el saprolito dada la “memoria” de la historia de esfuerzos que quedan en el material, debido a la formación de la roca, y su posterior pérdida de resistencia por meteorización físico química), y que permiten definir como criterio de selección que para los niveles ya en saprolito o roca meteorizada, el módulo será un promedio entre estas dos investigaciones específicas; entre tanto para la zona superior del perfil ya meteorizado, aunque existen un sin número de correlaciones se presentan las que consideramos más representativas, para la condición particular y de esta forma se construye una curva de E vs profundidad, como insumo básico para determinar de forma plausible los asentamientos de la estructura, en el rango de totales, diferenciales y los rotaciones

con los cuales se definirán la profundidad y diámetro de cada eje de carga a construir. Para la construcción del sistema se requiere que este se construya con equipos de pilotaje mecánico, con barras Kelly que tengan la capacidad de bajar hasta esta profundidad, o tener la disponibilidad de diámetros de excavación variables de 0.9 m, 1.0 , 1.2 m y 1.5.m.

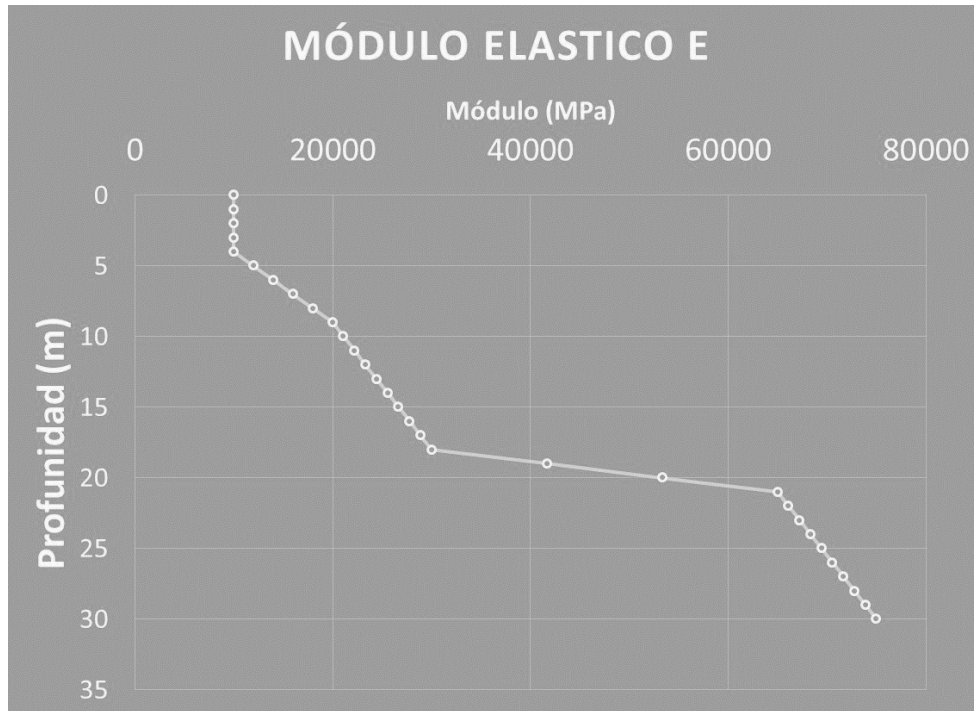


Figura 17. . Variación del módulo elástico en profundidad. Perfil de suelo característico de la zona de estudio

8.2. PERFIL GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

De acuerdo a los registros de las perforaciones realizadas, los resultados de la exploración indirecta, la descripción de las muestras, y la información de tipo geológico obtenida de información secundaria, se describe el perfil estratigráfico de la siguiente forma:

- Para el suelo encontrado en la perforación 1, se tiene un estrato superficial hasta 9 m clasificado como un limo de baja plasticidad, los 11 m restantes corresponden a una arena arcillosa, con mayor rigidez hasta los 17 m aproximadamente, que suprayace el saprolito representado por número de golpes en niveles de rechazo en el ensayos SPT y velocidades de onda de corte del mayores a 500 m/s.
- Para la perforación 2 se encuentra un estrato de arena arcillosa que va hasta los 17 m, con incremento marcado de la rigidez desde los 10 m, marcado esto por el registro de golpes del ensayos SPT, aproximadamente hasta los 17 m, permitiendo inferir mediante el registro del SPT, y la velocidad de onda de corte la ocurrencia del nivel saprolítico, que sigue incrementando su rigidez en profundidad, y hasta como mínimo la profundidad investigada de 45 m.

Al determinar los parámetros de resistencia mediante correlaciones con el NSPT, el valor de fricción promedio obtenido fue de $30,8^\circ$ y $30,1^\circ$ para el limo y la arena arcillosa respectivamente, mientras que en el laboratorio por ensayos de corte directo estos valores fueron de $32,4^\circ$ y $31,5^\circ$, dado que los resultados son muy cercanos, se opta por trabajar con los valores obtenidos en laboratorio. Para determinar las propiedades del suelo identificado como saprolito (SM-SC), se decide calcular el valor de la fricción mediante correlaciones con el SPT corregido. En la Figura 18 se puede observar el perfil estratigráfico obtenido en ambas perforaciones.

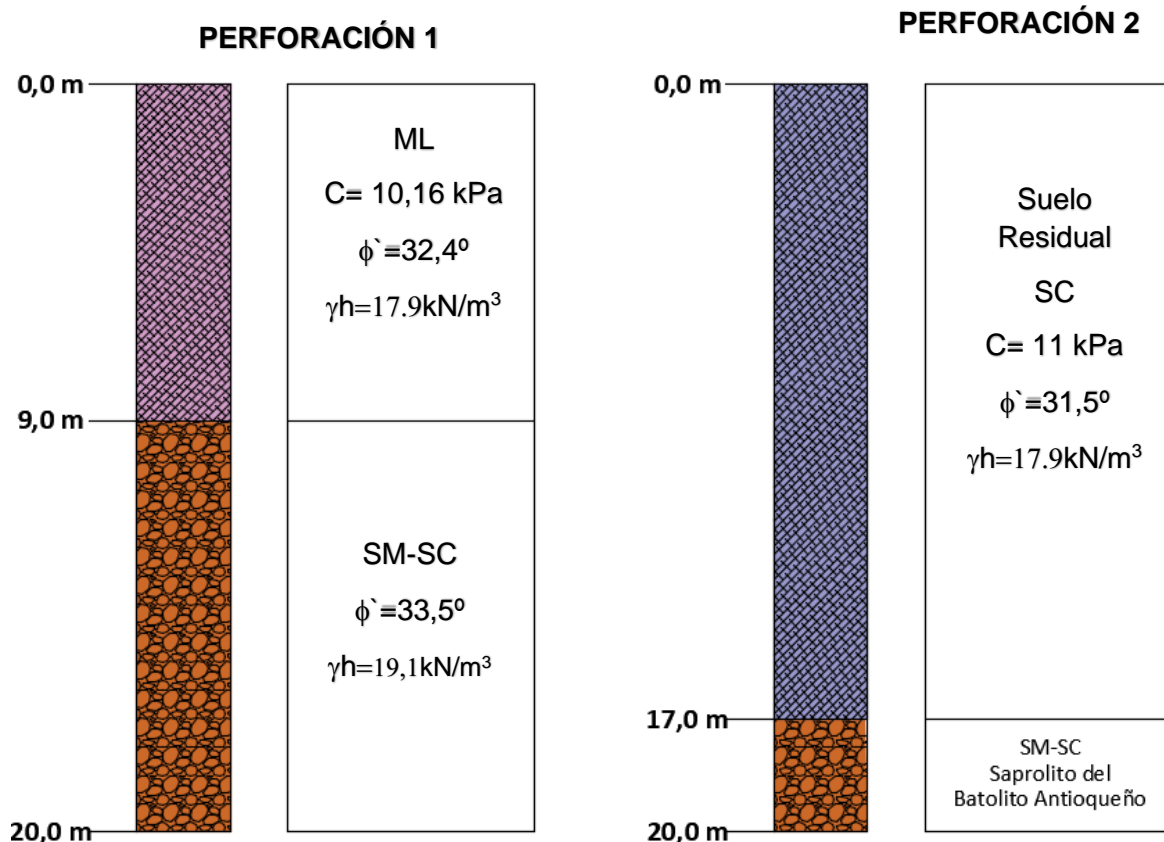


Figura 18. Perfil estratigráfico característico.

9. DISEÑO GEOTÉCNICO

A continuación, se presenta el cálculo de parámetros geotécnicos de la zona de estudio:

9.1. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

Según el mapa de zonificación sísmica dado por la NSR-10, el municipio de Yolombó está localizado en una zona que se clasifica con riesgo de amenaza sísmica intermedia, como se muestra en la Figura 19. Para determinar los valores de la aceleración pico efectiva y de la velocidad pico efectiva, necesarios para definir los movimientos sísmicos de diseño, se

recurre a la información mostrada en la Figura 20, que indica que el municipio se ubica dentro de las regiones 3 y 4, donde se tienen valores de Aa y Av iguales a 0,15 y 0,2 respectivamente.



Figura 19. Zonas de amenaza sísmica. Tomado de (NSR-10, 2012).

De acuerdo con la exploración realizada para este proyecto por medio de las líneas sísmicas se tienen valores de velocidad cortante que se distribuyen entre 0 y 5, pasando de 180 m/s, en superficie a 370 m/s a profundidades del orden de 17 m, lo cual se incrementa en el contacto con el saprolito y hasta 30 m de profundidad, a valores aproximados de 600 m/s, con variaciones en el NSPT entre 10 y 50 golpes/ft. por las razones expuestas se considera para efectos del diseño estructural que el suelo predominante es tipo D. Siguiendo la Tabla 8 el perfil se clasifica como tipo D que se

caracterizan por ser suelo rígidos con velocidades de onda cortante entre 180 m/s y 360 m/s y resistencia a la penetración estándar de entre 15 y 50 golpes.

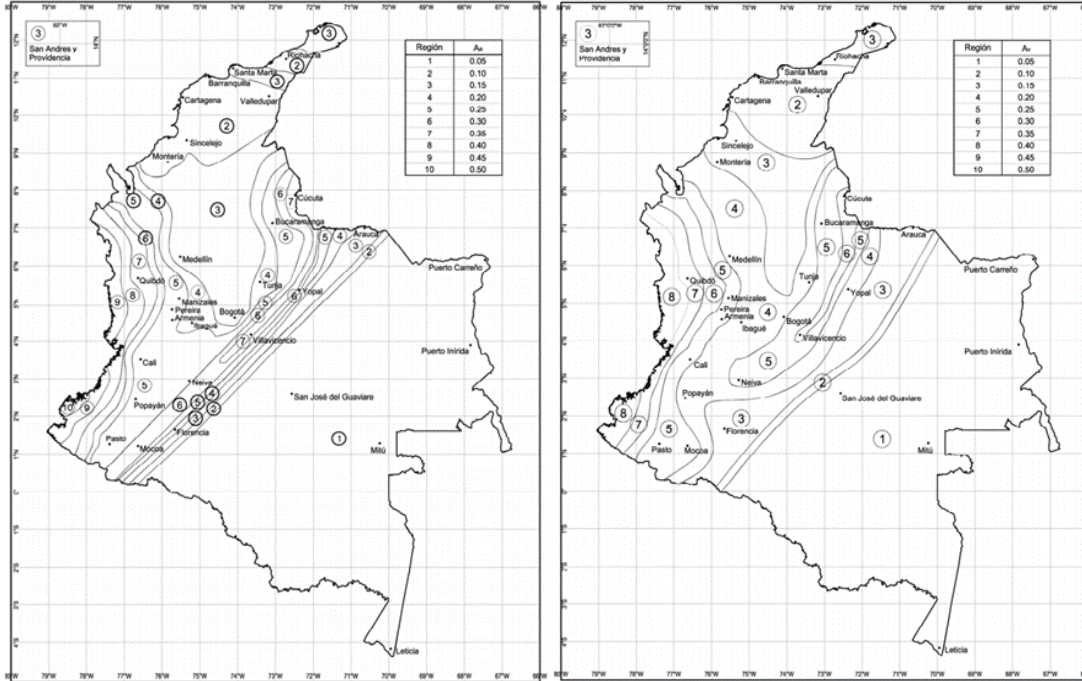


Figura 20. Mapa de valores de Aa y Av. Tomado de **(NSR-10, 2012)**.

Tabla 8. Tabla A.2.4-1 Clasificación perfiles del suelo. Tomado de **(NSR-10, 2012)**.

| 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/cm ²) |
| 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/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²) |
| 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 $\geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > \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: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m) | |

En la Figura 21 se presenta las curvas que describen el valor del coeficiente de amplificación de aceleración para la zona de periodos cortos (F_a), según el tipo de suelo analizado y conociendo el valor de la aceleración pico efectiva, por ende, sabiendo que se trata de un suelo tipo D y que el coeficiente de aceleración es de 0,15, se obtiene un valor F_a de 1,5.

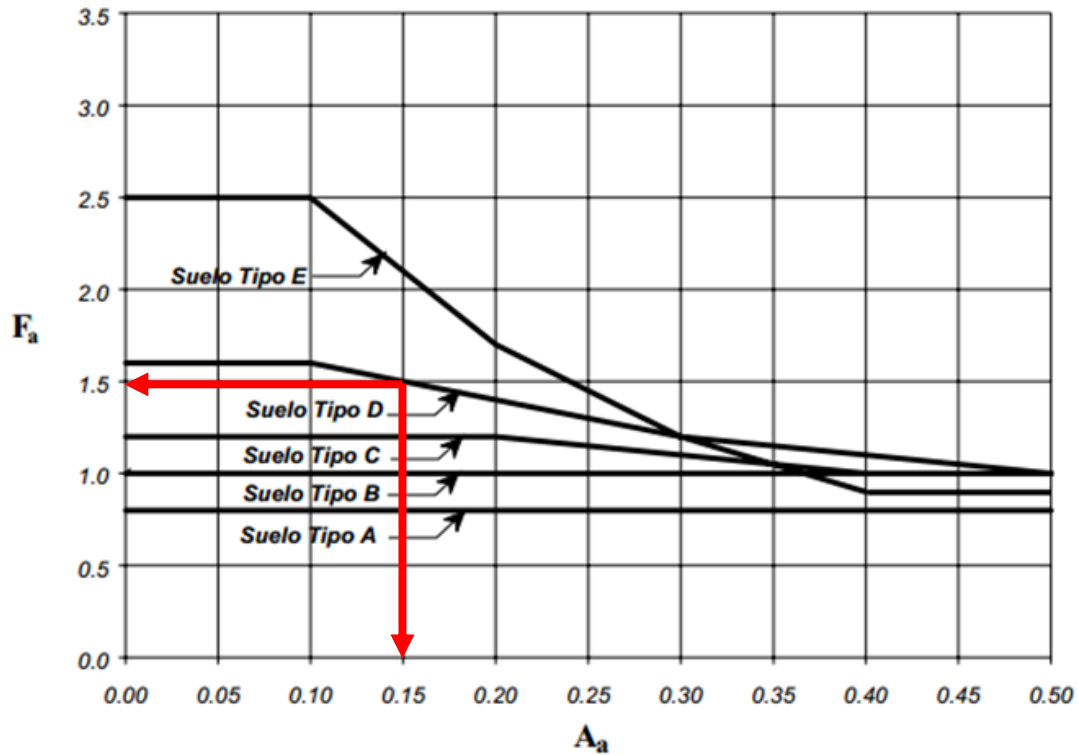


Figura 21. Coeficientes de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos de espectro. Tomado de (NSR-10, 2012).

De manera similar a como se determinó el anterior parámetro, se procede a estimar el valor del coeficiente de amplificación para la zona de períodos intermedios (F_v), siguiendo la información mostrada en la Figura 22, al tratarse de un suelo tipo D y una velocidad pico efectiva de 0,2 se llega a un valor coeficiente de amplificación de 2.

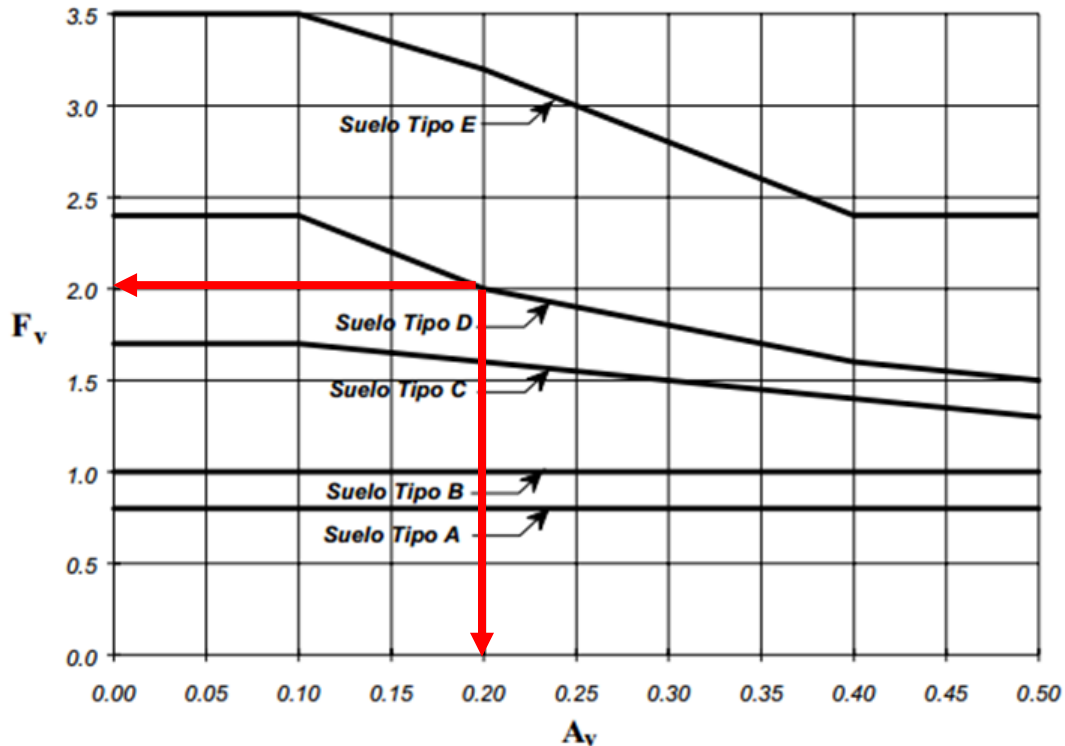


Figura 22. Coeficientes de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios de espectro. Tomado de (NSR-10, 2012).

Según los requerimientos en el título A.2.5 de la NSR-10, por tratarse de un hospital se clasifica como edificaciones indispensables cuyo grupo de uso es IV (cuatro). Teniendo claro el grupo se pasa a definir el coeficiente de importancia (I), el cual modifica el espectro y las fuerzas de diseño, Como se muestra en la Tabla 9, para este grupo de uso la importancia es igual a 1,5.

Tabla 9. Valores del coeficiente de importancia, I. Tomado de (NSR-10, 2012).

| Grupo de Uso | Coficiente de Importancia, I |
|--------------|------------------------------|
| IV | 1.50 |
| III | 1.25 |
| II | 1.10 |
| I | 1.00 |

Para corroborar la amenaza sísmica del Municipio de Yolombó y los parámetros obtenidos, se muestra la Figura 23 y la Figura 24, tomadas de la página del Servicio Geológico Colombiano (SGC), que comprueba que se trata de una zona de amenaza sísmica intermedia, con coeficientes de aceleración y velocidad de 0,15 y 0,2 respectivamente y que además la percepción del movimiento se clasifica en muy fuerte.

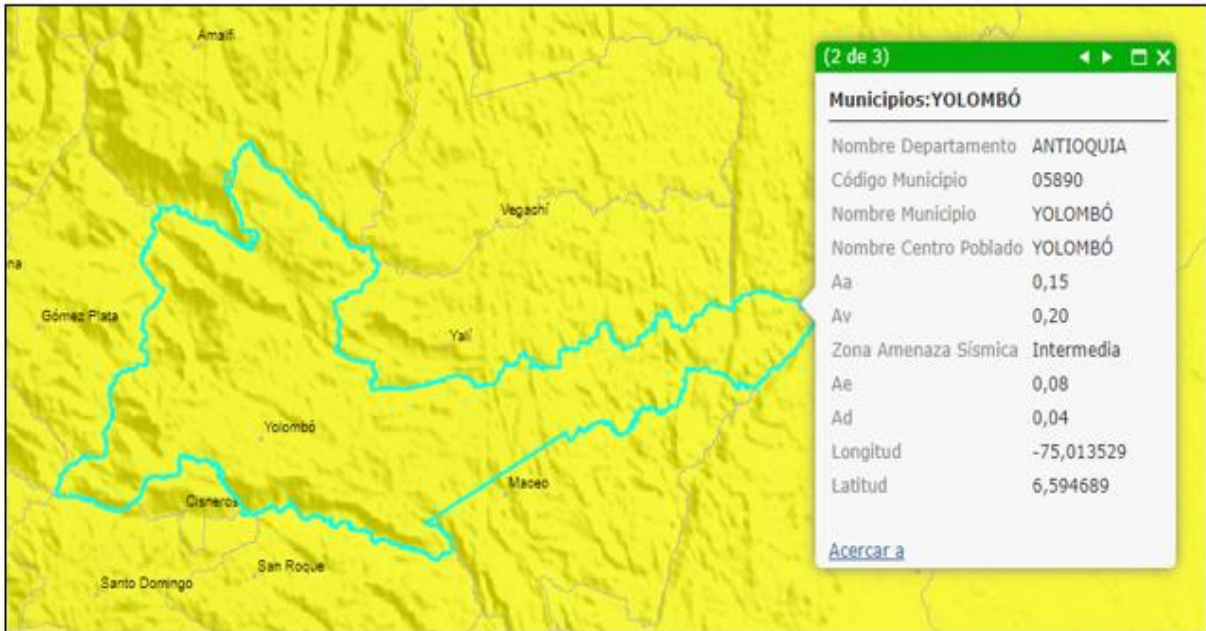


Figura 23. Amenaza sísmica Intermedia. Tomado de (Servicio Geológico Colombiano, 2022).

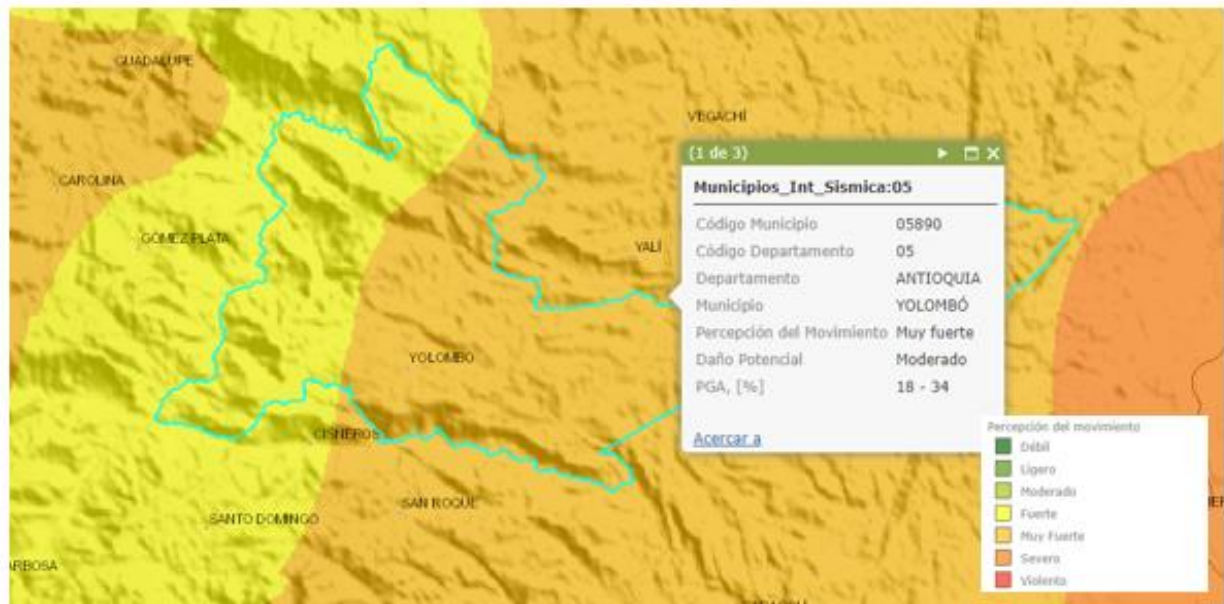


Figura 24. Amenaza sísmica y percepción del movimiento: Fuerte a muy fuerte. Tomado de (Servicio Geológico Colombiano, 2022).

9.2. ESPECTRO DE DISEÑO

Siguiendo con los lineamientos de NSR-10, Sección A.2.6, para la construcción del espectro de diseño se debe emplear la aceleración máxima del terreno (S_a) obtenida de un espectro para periodo cero y se debe calcular como:

$$S_a = A_a * F_a * I$$

Donde:

A_a = Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

F_a = Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.

I =Coeficiente de importancia.

El espectro está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%. Además de definir la aceleración máxima se deben calcular los periodos de transición (T_C , T_L), que definen los cambios de la curva entre periodos cortos y periodos largos. A continuación, en la se presentan los parámetros para construir el espectro de aceleraciones.

Tabla 10. Resumen de parámetros para la construcción del espectro

| Coeficientes para determinar el espectro de diseño | Valor |
|---|-------|
| Grupo de importancia | IV |
| Tipo de perfil de suelo | D |
| Aceleración pico efectiva A_a | 0.15 |
| Velocidad pico efectiva A_v | 0.2 |
| Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de periodos cortos de espectro F_a | 1.5 |
| Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de periodos intermedios de espectro F_v | 2,0 |
| Períodos de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos y la parte descendiente del mismo T_c | 0,85 |
| Períodos de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos T_L | 4,8 |

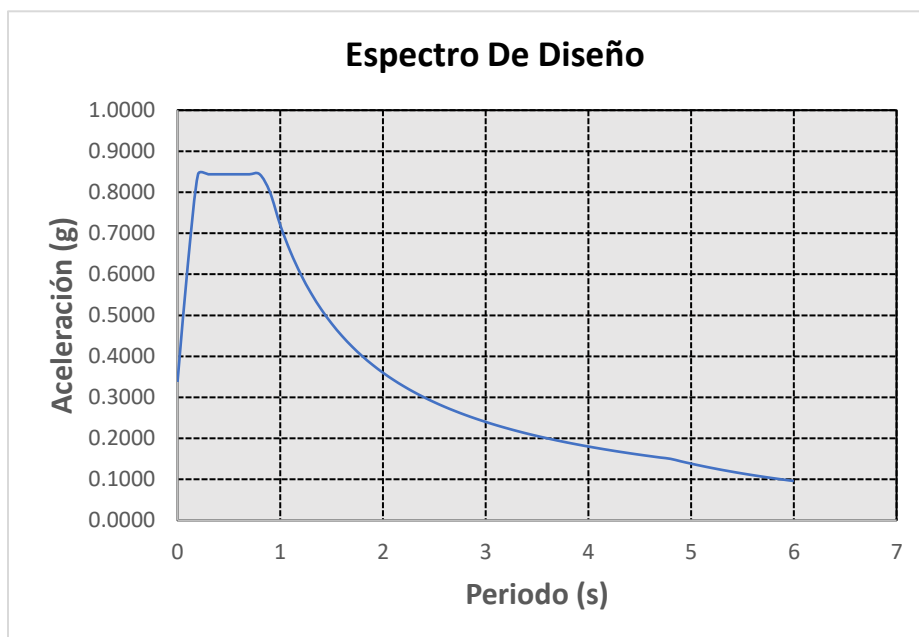


Figura 25. Espectro de diseño para la zona de estudio

9.3. CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES

Los parámetros geomecánicos utilizados para el pre-dimensionamiento del sistema de cimentación corresponderán a los estratos clasificados como arena-arcillosa (SC) con un espesor de aproximadamente 17 m, seguido de un estrato de arena limo-arcillosa cuyo espesor se considera constante hasta la profundidad de desplante que se determine conveniente, las propiedades de estos suelos se resumen en la Tabla 11.

Tabla 11. Parámetros geo mecánicos del perfil

| Suelo Residual S-C | | | | |
|--------------------|--------------|---------|-------------------------------|-------|
| $\phi(^{\circ})$ | ϕ (rad) | C (kPa) | γ (kN/m ³) | ν |
| 31,5 | 0,55 | 11 | 17,9 | 0.3 |
| Saprolito SM-SC | | | | |
| $\phi(^{\circ})$ | ϕ (rad) | C (kPa) | γ (kN/m ³) | ν |
| 33,5 | 0,59 | 18,32 | 19,1 | 0.35 |

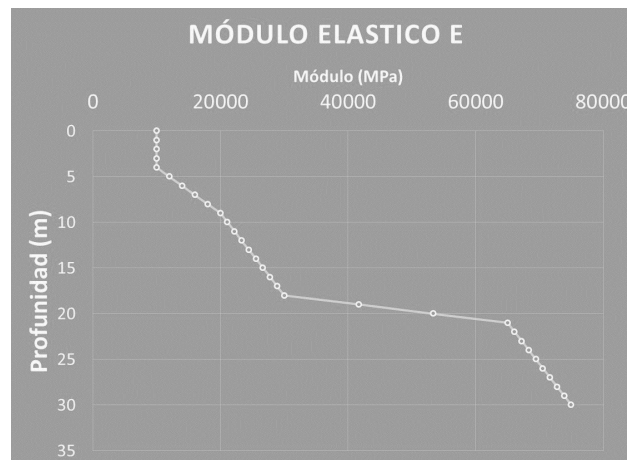


Figura 26.. Variación del módulo elástico en profundidad. Perfil de suelo característico para el emplazamiento del proyecto

Se proyecta cimentar la estructura sobre un sistema de pilas excavadas con equipo mecánico, sin uso de bentonita, y con revestimiento en el caso que se requiera, lo cual es de baja probabilidad de acuerdo a nuestra experiencia del método constructivo en este geo material sin presencia de agua. Sin embargo, en campo, se efectuarán perforaciones de prueba, se sugieren dos a profundidades máximas con el objeto de definir o no la necesidad del revestimiento e las siguientes pilas. Estas pilas de prueba deberán servir de pilas de la fundación del proyecto de igual forma, por tanto, la actividad de construcción deberá contemplar esto en el desarrollo del plan de trabajo. Las pilas de prueba deberán ser de diámetro de 1.5 m.

Se calculará en este capítulo la capacidad admisible de cada nivel de apoyo donde se desplantará cada eje de carga de la estructura mediante fundaciones profundas, tipo pila (0.9 a 1.5 m de diámetro). La función principal de estos elementos “sub estructura” es

transmitir las cargas de servicio hasta estratos competentes desde el punto de vista de esfuerzo y de deformación.

El método utilizado para calcular la capacidad por punta del pilote, es el propuesto por Janbu (1976), quien plantea la siguiente expresión:

$$Q_p = A_p(cNc + q'Nq)$$

Donde Nc y Nq representan los factores de capacidad de carga y están en función del ángulo de fricción del suelo. Para el cálculo de la capacidad por fuste se utilizará la formulación propuesta por Coyle y Castello (1981), mostrada a continuación:

$$Q_s = (K\sigma_o \tan \delta) PL$$

Donde

σ_o = Presión de sobrecarga efectiva promedio

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

$K = 1 - \sin \phi$ = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

P = Perímetro

L = Longitud de la pila.

El sistema de cimentación propuesto consta de pilas perforadas, de sección transversal con diámetros variables de 0.9 m a 1,5 m, y longitudes variables de acuerdo a los cálculos de presión de contacto admisible, asentamientos y rotaciones en la estructura, de acuerdo a lo requerido en la NSR 2010.

En la Figura 27 se presenta la localización en planta que conforma el sistema de cimentación para la estructura de la **Nueva Torre Clínica del Hospital Yolombó**.

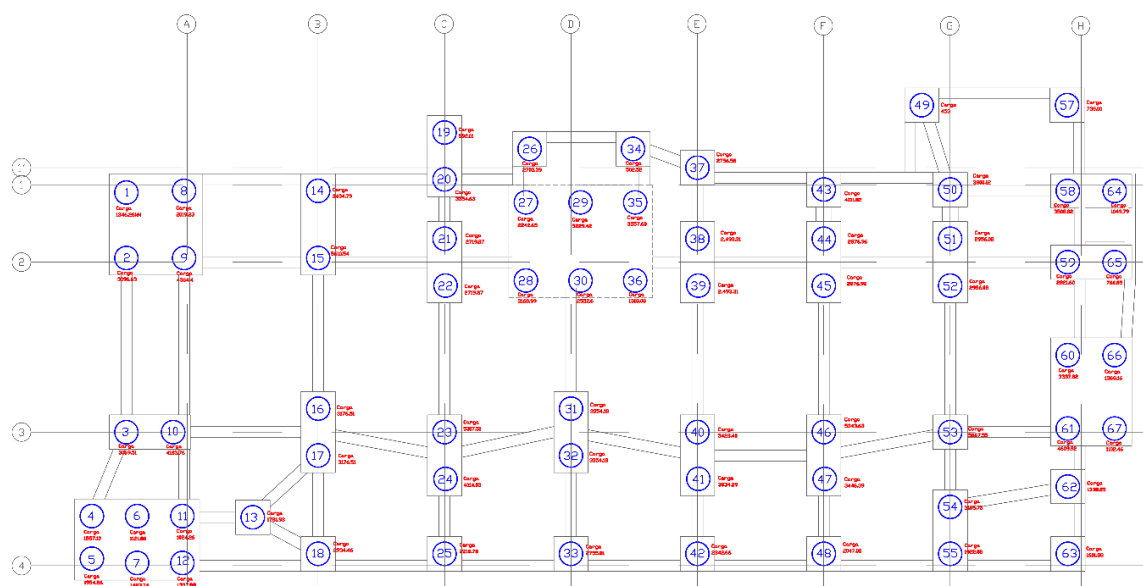


Figura 27. Planta de localización de pilas.

9.3.1. Cargas de servicio

Las cargas para la combinación de servicio correspondientes al sistema de fundación se obtuvieron del modelo estructural de la edificación; a continuación, se presenta el reporte con la carga de servicio en cada eje.

Tabla 12. Cargas de servicio por pila de cimentación.

| N° Pila | Carga de servicio Qs (kN) | N° Pila | Carga de servicio Qs (kN) |
|---------|---------------------------|---------|---------------------------|
| 1 | 1346.26 | 34 | 502.52 |
| 2 | 3096.63 | 35 | 3557.60 |
| 3 | 3069.51 | 36 | 1318.08 |
| 4 | 1557.10 | 37 | 2756.58 |
| 5 | 1954.26 | 38 | 2493.31 |
| 6 | 1121.86 | 39 | 2493.31 |
| 7 | 1483.74 | 40 | 5423.40 |
| 8 | 2019.23 | 41 | 3834.29 |
| 9 | 4364.40 | 42 | 2342.66 |
| 10 | 4183.76 | 43 | 4011.82 |
| 11 | 1024.26 | 44 | 2876.96 |
| 12 | 1337.88 | 45 | 2876.96 |
| 13 | 1781.93 | 46 | 5343.63 |
| 14 | 3434.79 | 47 | 3446.39 |
| 15 | 5610.54 | 48 | 2047.08 |
| 16 | 3176.51 | 49 | 453.00 |
| 17 | 3176.51 | 50 | 3800.12 |
| 18 | 2934.46 | 51 | 2956.08 |
| 19 | 592.01 | 52 | 2956.08 |
| 20 | 3354.63 | 53 | 5667.55 |
| 21 | 2719.87 | 54 | 3195.75 |
| 22 | 2719.87 | 55 | 1922.08 |
| 23 | 5317.51 | 57 | 738.00 |
| 24 | 4014.03 | 58 | 3508.82 |
| 25 | 2218.78 | 59 | 2821.60 |
| 26 | 2703.39 | 60 | 3337.82 |
| 27 | 2242.65 | 61 | 4609.92 |
| 28 | 3168.99 | 62 | 1338.25 |
| 29 | 5229.42 | 63 | 1601.88 |
| 30 | 2552.60 | 64 | 1049.79 |
| 31 | 3354.18 | 65 | 760.85 |
| 32 | 3354.18 | 66 | 1368.02 |
| 33 | 2755.81 | 67 | 1102.46 |

A continuación, se representa de manera gráfica las cargas de servicio.

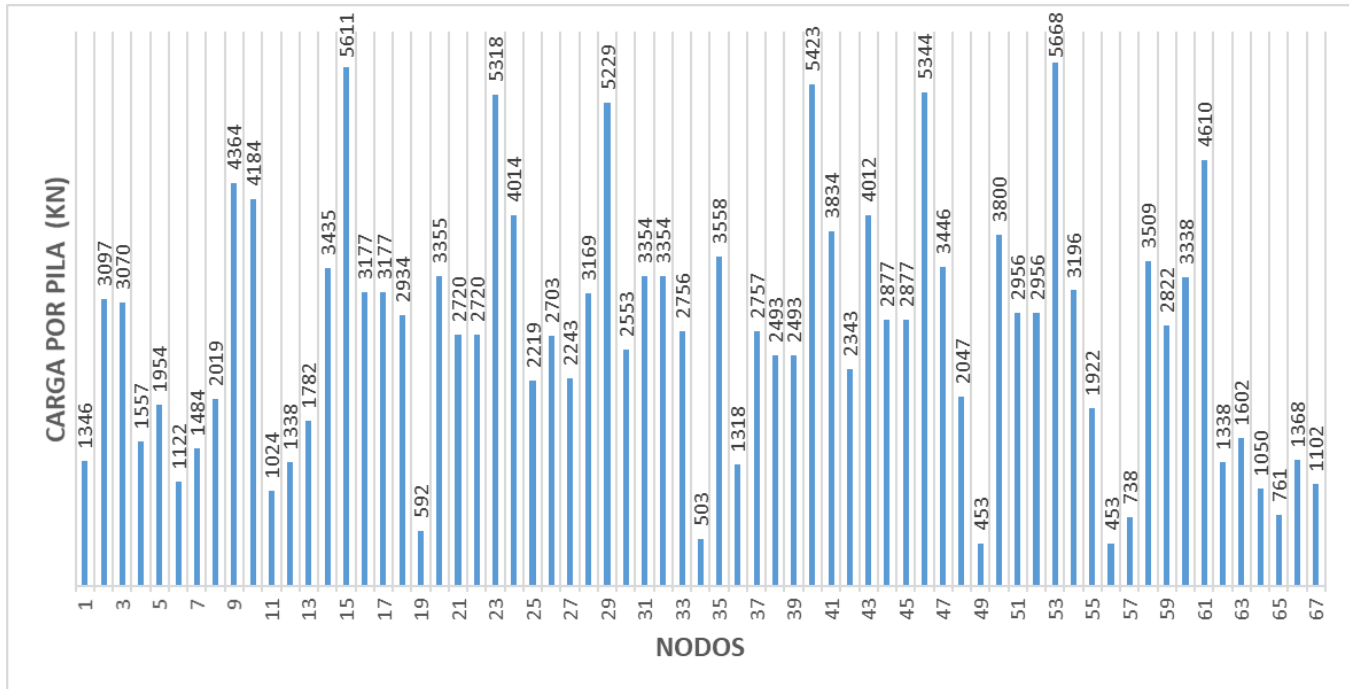


Figura 28. Cargas de Servicio para cada Pila.

La capacidad admisible de carga para el suelo de cimentación a diferentes niveles de desplante se determinó para fundaciones circulares de 0.9 m a 1.5 m de diámetro, tal como se muestra en la Tabla 13, luego basándose en las cargas de servicio y verificando que se cumpliera con los asentamientos, se propuso una longitud de pila que cumpliera la demanda de la carga soportada, en la Tabla 13 se presenta el reporte con el cálculo de capacidad de soporte.

Tabla 13. Capacidad de carga admisible del suelo de cimentación.

| Z(m) | Estrato | γ_s (kN/m ³) | C (kPa) | Nq | Nc | NF | σ (kPa) | μ (kPa) | σ' (kPa) | Qp (kN) | qa(kN) |
|------|---------|---------------------------------|---------|-------|-------|----|----------------|-------------|-----------------|---------|--------|
| 0 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 0.00 | 0 | 0.00 | 661.7 | 221 |
| 1 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 17.90 | 0 | 17.90 | 1353.2 | 451 |
| 2 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 35.80 | 0 | 35.80 | 2044.8 | 682 |
| 3 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 53.70 | 0 | 53.70 | 2736.3 | 912 |
| 4 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 71.60 | 0 | 71.60 | 3427.8 | 1143 |
| 5 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 89.50 | 0 | 89.50 | 4119.3 | 1373 |
| 6 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 107.40 | 0 | 107.40 | 4810.8 | 1604 |
| 7 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 125.30 | 0 | 125.30 | 5502.3 | 1834 |
| 8 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 143.20 | 0 | 143.20 | 6193.8 | 2065 |
| 9 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 161.10 | 0 | 161.10 | 6885.3 | 2295 |
| 10 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 179.00 | 0 | 179.00 | 7576.8 | 2526 |
| 11 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 196.90 | 0 | 196.90 | 8268.3 | 2756 |
| 12 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 214.80 | 0 | 214.80 | 8959.9 | 2987 |
| 13 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 232.70 | 0 | 232.70 | 9651.4 | 3217 |
| 14 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 250.60 | 0 | 250.60 | 10342.9 | 3448 |
| 15 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 268.50 | 0 | 268.50 | 11034.4 | 3678 |
| 16 | SC | 17.9 | 11 | 21.86 | 34.04 | 0 | 286.40 | 0 | 286.40 | 11725.9 | 3909 |
| 17 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 305.50 | 0 | 305.50 | 16264.5 | 5422 |

| Z(m) | Estrato | γ_s (kN/m ³) | C (kPa) | Nq | Nc | NF | σ (kPa) | μ (kPa) | σ' (kPa) | Qp (kN) | qa(kN) |
|------|---------|------------------------------------|------------|-------|-------|----|----------------|-------------|-----------------|---------|--------|
| 18 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 324.60 | 0 | 324.60 | 17199.7 | 5733 |
| 19 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 343.70 | 0 | 343.70 | 18134.9 | 6045 |
| 20 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 362.80 | 0 | 362.80 | 19070.1 | 6357 |
| 21 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 381.90 | 0 | 381.90 | 20005.3 | 6668 |
| 22 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 401.00 | 0 | 401.00 | 20940.5 | 6980 |
| 23 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 420.10 | 0 | 420.10 | 21875.7 | 7292 |
| 24 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 439.20 | 0 | 439.20 | 22810.9 | 7604 |
| 25 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 458.30 | 0 | 458.30 | 23746.1 | 7915 |
| 26 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 477.40 | 0 | 477.40 | 24681.3 | 8227 |
| 27 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 496.50 | 0 | 496.50 | 25616.5 | 8539 |
| 28 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 515.60 | 0 | 515.60 | 26551.7 | 8851 |
| 29 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 534.70 | 0 | 534.70 | 27486.9 | 9162 |
| 30 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 553.80 | 0 | 553.80 | 28422.0 | 9474 |
| 31 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 572.90 | 0 | 572.90 | 29357.2 | 9786 |
| 32 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 592.00 | 0 | 592.00 | 30292.4 | 10097 |
| 33 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 611.10 | 0 | 611.10 | 31227.6 | 10409 |
| 34 | SM-SC | 19.1 | 18.32 | 27.71 | 40.35 | 0 | 630.20 | 0 | 630.20 | 32162.8 | 10721 |

En el cálculo de capacidad se consideró el factor de seguridad indicado en Sección H.4.7 de la NSR-10 correspondiente a FS de 3. La profundidad de desplante se determina a partir de la capacidad admisible del suelo, al compararla con la carga de servicio esperada para cada uno los pilotes del sistema de cimentación.

En la siguiente tabla se presenta el chequeo comparativo de capacidad versus demanda, como resultado de ese análisis se establece que las profundidades seleccionadas para la cimentación son adecuadas ya que para todos los casos la capacidad del suelo es mayor a la carga transmitida sobre mismo.

Tabla 14. Profundidad de desplante medida desde el nivel 0+00 del proyecto – diámetro variable.

| Pila | Carga(kN) | Qf (kN) | Carga de servicio | | | Desplante(m) | Carga admisible | |
|-------|-----------|---------|-------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|-------------------|
| | | | Qp(kN) | Lon_pila (m) | Diam_pila(m) | | Qadm (kN) | Chequeo capacidad |
| No 1 | 1346.26 | 403.9 | 942.4 | 9 | 1.5 | 13 | 3217 | Cumple |
| No 2 | 3096.63 | 929.0 | 2167.6 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |
| No 3 | 3069.51 | 920.9 | 2148.7 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 4 | 1557.10 | 467.1 | 1090.0 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 5 | 1954.26 | 586.3 | 1368.0 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 6 | 1121.86 | 336.6 | 785.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 7 | 1483.74 | 445.1 | 1038.6 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 8 | 2019.23 | 605.8 | 1413.5 | 13 | 1.5 | 17 | 5422 | Cumple |
| No 9 | 4364.40 | 1309.3 | 3055.1 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 10 | 4183.76 | 1255.1 | 2928.6 | 25 | 1.5 | 29 | 9162 | Cumple |
| No 11 | 1024.26 | 307.3 | 717.0 | 11 | 1.5 | 15 | 3678 | Cumple |
| No 12 | 1337.88 | 401.4 | 936.5 | 13 | 1.5 | 17 | 5422 | Cumple |
| No 13 | 1781.93 | 534.6 | 1247.4 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |
| No 14 | 3434.79 | 1030.4 | 2404.4 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 15 | 5610.54 | 1683.2 | 3927.4 | 22 | 1.5 | 26 | 8227 | Cumple |
| No 16 | 3176.51 | 953.0 | 2223.6 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 17 | 3176.51 | 953.0 | 2223.6 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 18 | 2934.46 | 880.3 | 2054.1 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 19 | 592.01 | 177.6 | 414.4 | 7 | 1.0 | 11 | 2756 | Cumple |
| No 20 | 3354.63 | 1006.4 | 2348.2 | 20 | 1.5 | 24 | 7604 | Cumple |
| No 21 | 2719.87 | 816.0 | 1903.9 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |

| Pila | Carga(kN) | Qf (kN) | Carga de servicio | | Diam_pila(m) | Desplante(m) | Carga admisible | |
|-------|-----------|---------|-------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|-------------------|
| | | | QP(kN) | Lon_pila (m) | | | Qadm (kN) | Chequeo capacidad |
| No 22 | 2719.87 | 816.0 | 1903.9 | 20 | 1.5 | 24 | 7604 | Cumple |
| No 23 | 5317.51 | 1595.3 | 3722.3 | 21 | 1.5 | 25 | 7915 | Cumple |
| No 24 | 4014.03 | 1204.2 | 2809.8 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |
| No 25 | 2218.78 | 665.6 | 1553.1 | 14 | 1.5 | 18 | 5733 | Cumple |
| No 26 | 2703.39 | 811.0 | 1892.4 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 27 | 2242.65 | 672.8 | 1569.9 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 28 | 3168.99 | 950.7 | 2218.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 29 | 5229.42 | 1568.8 | 3660.6 | 20 | 1.5 | 24 | 7604 | Cumple |
| No 30 | 2552.60 | 765.8 | 1786.8 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 31 | 3354.18 | 1006.3 | 2347.9 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 32 | 3354.18 | 1006.3 | 2347.9 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 33 | 2755.81 | 826.7 | 1929.1 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |
| No 34 | 502.52 | 150.8 | 351.8 | 7 | 1.0 | 11 | 2756 | Cumple |
| No 35 | 3557.60 | 1067.3 | 2490.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 36 | 1318.08 | 395.4 | 922.7 | 12 | 1.5 | 16 | 3909 | Cumple |
| No 37 | 2756.58 | 827.0 | 1929.6 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 38 | 2493.31 | 748.0 | 1745.3 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 39 | 2493.31 | 748.0 | 1745.3 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 40 | 5423.40 | 1627.0 | 3796.4 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 41 | 3834.29 | 1150.3 | 2684.0 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 42 | 2342.66 | 702.8 | 1639.9 | 14 | 1.5 | 18 | 5733 | Cumple |
| No 43 | 4011.82 | 1203.5 | 2808.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 44 | 2876.96 | 863.1 | 2013.9 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 45 | 2876.96 | 863.1 | 2013.9 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 46 | 5343.63 | 1603.1 | 3740.5 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 47 | 3446.39 | 1033.9 | 2412.5 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 48 | 2047.08 | 614.1 | 1433.0 | 14 | 1.5 | 18 | 5733 | Cumple |
| No 49 | 453.00 | 135.9 | 317.1 | 6 | 0.9 | 10 | 2526 | Cumple |
| No 50 | 3800.12 | 1140.0 | 2660.1 | 21 | 1.5 | 25 | 7915 | Cumple |
| No 51 | 2956.08 | 886.8 | 2069.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 52 | 2956.08 | 886.8 | 2069.3 | 16 | 1.5 | 20 | 6357 | Cumple |
| No 53 | 5667.55 | 1700.3 | 3967.3 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 54 | 3195.75 | 958.7 | 2237.0 | 15 | 1.5 | 19 | 6045 | Cumple |
| No 55 | 1922.08 | 576.6 | 1345.5 | 13 | 1.5 | 17 | 5422 | Cumple |
| No 57 | 738.00 | 221.4 | 516.6 | 7 | 1.0 | 11 | 2756 | Cumple |
| No 58 | 3508.82 | 1052.6 | 2456.2 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 59 | 2821.60 | 846.5 | 1975.1 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 60 | 3337.82 | 1001.3 | 2336.5 | 17 | 1.5 | 21 | 6668 | Cumple |
| No 61 | 4609.92 | 1383.0 | 3226.9 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 62 | 1338.25 | 401.5 | 936.8 | 12 | 1.0 | 16 | 3909 | Cumple |
| No 63 | 1601.88 | 480.6 | 1121.3 | 12 | 1.5 | 16 | 3909 | Cumple |
| No 64 | 1049.79 | 314.9 | 734.9 | 10 | 1.5 | 14 | 3448 | Cumple |
| No 65 | 760.85 | 228.3 | 532.6 | 7 | 1.0 | 11 | 2756 | Cumple |
| No 66 | 1368.02 | 410.4 | 957.6 | 18 | 1.5 | 22 | 6980 | Cumple |
| No 67 | 1102.46 | 330.7 | 771.7 | 11 | 1.0 | 15 | 3678 | Cumple |

Los niveles de desplante de la tabla anterior están medidos desde la superficie del terreno, por tanto, en dichos niveles se consideró la profundidad de excavación para el sótano y la profundidad de los dados de las vigas de cimentación con un valor aproximado de 4 m y la longitud de las pilas.

9.4. ASENTAMIENTOS

Se evaluaron los asentamientos elásticos de la pila, los causados por la carga en la punta, que tienen gran efecto en la consolidación a largo plazo y los causados por la transmisión de carga en el fuste, esto con el fin de determinar los asentamientos totales tal como lo define (NSR-10, 2012). La metodología utilizada es la propuesta por Vesic 1977, calculados de la siguiente forma:

$$S = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde:

S : Asentamiento total del pilote.

s_1 : Asentamiento elástico del pilote.

s_2 : Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote.

s_3 : Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

9.4.1. Asentamiento elástico del pilote (s_1)

Se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde:

Q_{wp} : Carga de servicio en la punta del pilote.

Q_{ws} : Carga por resistencia de fricción.

A_p : Área de la sección transversal del pilote.

E_p : Módulo elástico del material del pilote.

L : Longitud del pilote.

ξ : Distribución del fuste a lo largo del pilote (0.67).

9.4.2. Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote (s_2)

Se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{wp}$$

Donde:

q_{wp} : Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote (Q_{wp}/A_p).

D : Diámetro del pilote.

E_s : Modulo de elasticidad del suelo bajo la punta del pilote.

ν : Relación de Poisson del suelo.

I_{wp} : Factor de influencia (0.85).

9.4.3. Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote (s3)

Se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{ws}$$

Donde:

Q_{wp} : Carga de servicio en la punta del pilote.

D : Diámetro del pilote.

E_s : Modulo de elasticidad del suelo bajo la punta del pilote.

ν : Relación de Poisson del suelo.

I_{wp} : Factor de influencia (0.85).

L : Longitud del pilote.

9.4.4. Valores admisibles de asentamientos totales

Los asentamientos totales podrán superar los 15 centímetros (cm), en ninguno de los ejes de carga, esto en cumpliendo así los requisitos de la (NSR-10, 2012) en la sección H.4.9-2, que indica un límite de asentamientos de 15 centímetros para construcciones con instalaciones vecinas.

$$S_{adm} = 15.0 \text{ cm}$$

Los resultados de los asentamientos obtenidos a partir de las cargas de servicio de la estructura se encuentran indicados a continuación:

Tabla 15. Asentamientos totales de los pilotes.

| Carga | % | Excavación (m) | |
|-------|-----|----------------|--|
| Fuste | 30% | 4 | |
| Punta | 70% | | |

| D(m) | Ap (m2) | P | Ep(kPa) | lwp | x |
|------|---------|------|----------|------|------|
| 1.5 | 1.77 | 4.71 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |
| 1 | 0.79 | 3.14 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |
| 0.9 | 0.64 | 2.83 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |

| Pila | Carga(kN) | Qf (kN) | QP(kN) | Lon_pila (m) | Diam_pila (m) | Desplante(m) | u | Es(kPa) | lws | S1 (mm) | S2 (mm) | S3 (mm) | S(cm)=S1+S2+S3 |
|-------|-----------|---------|--------|--------------|---------------|--------------|------|---------|------|---------|---------|---------|----------------|
| No 1 | 1346.26 | 403.9 | 942.4 | 9 | 1.5 | 13 | 0.3 | 24444 | 3.03 | 0 | 25 | 1.12 | 2.7 |
| No 2 | 3096.63 | 929.0 | 2167.6 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 1 | 26 | 0.80 | 2.8 |
| No 3 | 3069.51 | 920.9 | 2148.7 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 21 | 0.59 | 2.3 |
| No 4 | 1557.10 | 467.1 | 1090.0 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 10 | 0.30 | 1.1 |
| No 5 | 1954.26 | 586.3 | 1368.0 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 13 | 0.38 | 1.4 |
| No 6 | 1121.86 | 336.6 | 785.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 8 | 0.22 | 0.8 |
| No 7 | 1483.74 | 445.1 | 1038.6 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 16 | 0.51 | 1.7 |
| No 8 | 2019.23 | 605.8 | 1413.5 | 13 | 1.5 | 17 | 0.35 | 28889 | 3.18 | 1 | 31 | 1.10 | 3.3 |
| No 9 | 4364.40 | 1309.3 | 3055.1 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 29 | 0.84 | 3.2 |
| No 10 | 4183.76 | 1255.1 | 2928.6 | 25 | 1.5 | 29 | 0.35 | 73889 | 3.54 | 2 | 25 | 0.58 | 2.8 |
| No 11 | 1024.26 | 307.3 | 717.0 | 11 | 1.5 | 15 | 0.3 | 26667 | 3.11 | 0 | 18 | 0.69 | 1.9 |
| No 12 | 1337.88 | 401.4 | 936.5 | 13 | 1.5 | 17 | 0.35 | 28889 | 3.18 | 0 | 21 | 0.73 | 2.2 |
| No 13 | 1781.93 | 534.6 | 1247.4 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 1 | 15 | 0.46 | 1.6 |
| No 14 | 3434.79 | 1030.4 | 2404.4 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 37 | 1.18 | 3.9 |
| No 15 | 5610.54 | 1683.2 | 3927.4 | 22 | 1.5 | 26 | 0.35 | 70556 | 3.46 | 3 | 35 | 0.89 | 3.9 |
| No 16 | 3176.51 | 953.0 | 2223.6 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 21 | 0.61 | 2.3 |
| No 17 | 3176.51 | 953.0 | 2223.6 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 21 | 0.61 | 2.3 |
| No 18 | 2934.46 | 880.3 | 2054.1 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 20 | 0.56 | 2.2 |
| No 19 | 592.01 | 177.6 | 414.4 | 7 | 1.0 | 11 | 0.3 | 22222 | 2.95 | 0 | 18 | 0.62 | 1.9 |

| Carga | % |
|-------|-----|
| Fuste | 30% |
| Punta | 70% |

| Excavación (m) |
|----------------|
| 4 |

| D(m) | Ap (m2) | P | Ep(kPa) | lwp | x |
|------|---------|------|----------|------|------|
| 1.5 | 1.77 | 4.71 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |
| 1 | 0.79 | 3.14 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |
| 0.9 | 0.64 | 2.83 | 24870062 | 0.85 | 0.67 |

| Pila | Carga(kN) | Qf (kN) | QP(kN) | Lon_pila (m) | Diam_pila (m) | Desplante(m) | u | Es(kPa) | lws | S1 (mm) | S2 (mm) | S3 (mm) | S(cm)=S1+S2+S3 |
|-------|-----------|---------|--------|--------------|---------------|--------------|------|---------|------|---------|---------|---------|----------------|
| No 20 | 3354.63 | 1006.4 | 2348.2 | 20 | 1.5 | 24 | 0.35 | 68333 | 3.40 | 2 | 22 | 0.58 | 2.4 |
| No 21 | 2719.87 | 816.0 | 1903.9 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 1 | 23 | 0.70 | 2.4 |
| No 22 | 2719.87 | 816.0 | 1903.9 | 20 | 1.5 | 24 | 0.35 | 68333 | 3.40 | 1 | 18 | 0.47 | 1.9 |
| No 23 | 5317.51 | 1595.3 | 3722.3 | 21 | 1.5 | 25 | 0.35 | 69444 | 3.43 | 3 | 34 | 0.88 | 3.8 |
| No 24 | 4014.03 | 1204.2 | 2809.8 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 2 | 33 | 1.03 | 3.6 |
| No 25 | 2218.78 | 665.6 | 1553.1 | 14 | 1.5 | 18 | 0.35 | 30000 | 3.21 | 1 | 33 | 1.11 | 3.5 |
| No 26 | 2703.39 | 811.0 | 1892.4 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 18 | 0.52 | 2.0 |
| No 27 | 2242.65 | 672.8 | 1569.9 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 24 | 0.77 | 2.5 |
| No 28 | 3168.99 | 950.7 | 2218.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 21 | 0.61 | 2.3 |
| No 29 | 5229.42 | 1568.8 | 3660.6 | 20 | 1.5 | 24 | 0.35 | 68333 | 3.40 | 3 | 34 | 0.91 | 3.7 |
| No 30 | 2552.60 | 765.8 | 1786.8 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 27 | 0.88 | 2.9 |
| No 31 | 3354.18 | 1006.3 | 2347.9 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 22 | 0.65 | 2.5 |
| No 32 | 3354.18 | 1006.3 | 2347.9 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 22 | 0.65 | 2.5 |
| No 33 | 2755.81 | 826.7 | 1929.1 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 1 | 23 | 0.71 | 2.5 |
| No 34 | 502.52 | 150.8 | 351.8 | 7 | 1.0 | 11 | 0.3 | 22222 | 2.95 | 0 | 16 | 0.53 | 1.6 |
| No 35 | 3557.60 | 1067.3 | 2490.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 24 | 0.68 | 2.6 |
| No 36 | 1318.08 | 395.4 | 922.7 | 12 | 1.5 | 16 | 0.3 | 27778 | 3.14 | 0 | 22 | 0.81 | 2.3 |
| No 37 | 2756.58 | 827.0 | 1929.6 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 18 | 0.53 | 2.0 |
| No 38 | 2493.31 | 748.0 | 1745.3 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 27 | 0.86 | 2.8 |
| No 39 | 2493.31 | 748.0 | 1745.3 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 27 | 0.86 | 2.8 |
| No 40 | 5423.40 | 1627.0 | 3796.4 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 36 | 1.04 | 4.0 |
| No 41 | 3834.29 | 1150.3 | 2684.0 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 41 | 1.32 | 4.4 |
| No 42 | 2342.66 | 702.8 | 1639.9 | 14 | 1.5 | 18 | 0.35 | 30000 | 3.21 | 1 | 35 | 1.17 | 3.7 |
| No 43 | 4011.82 | 1203.5 | 2808.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 27 | 0.77 | 2.9 |
| No 44 | 2876.96 | 863.1 | 2013.9 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 31 | 0.99 | 3.3 |
| No 45 | 2876.96 | 863.1 | 2013.9 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 31 | 0.99 | 3.3 |
| No 46 | 5343.63 | 1603.1 | 3740.5 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 36 | 1.03 | 3.9 |
| No 47 | 3446.39 | 1033.9 | 2412.5 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 37 | 1.18 | 3.9 |
| No 48 | 2047.08 | 614.1 | 1433.0 | 14 | 1.5 | 18 | 0.35 | 30000 | 3.21 | 1 | 30 | 1.02 | 3.2 |
| No 49 | 453.00 | 135.9 | 317.1 | 6 | 0.9 | 10 | 0.3 | 21111 | 2.90 | 0 | 16 | 0.54 | 1.7 |
| No 50 | 3800.12 | 1140.0 | 2660.1 | 21 | 1.5 | 25 | 0.35 | 69444 | 3.43 | 2 | 24 | 0.63 | 2.7 |
| No 51 | 2956.08 | 886.8 | 2069.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 20 | 0.57 | 2.2 |
| No 52 | 2956.08 | 886.8 | 2069.3 | 16 | 1.5 | 20 | 0.35 | 53333 | 3.28 | 1 | 25 | 0.76 | 2.7 |
| No 53 | 5667.55 | 1700.3 | 3967.3 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 3 | 38 | 1.09 | 4.2 |
| No 54 | 3195.75 | 958.7 | 2237.0 | 15 | 1.5 | 19 | 0.35 | 41667 | 3.25 | 1 | 34 | 1.10 | 3.6 |
| No 55 | 1922.08 | 576.6 | 1345.5 | 13 | 1.5 | 17 | 0.35 | 28889 | 3.18 | 1 | 29 | 1.04 | 3.1 |
| No 57 | 738.00 | 221.4 | 516.6 | 7 | 1.0 | 11 | 0.3 | 22222 | 2.95 | 0 | 23 | 0.77 | 2.4 |
| No 58 | 3508.82 | 1052.6 | 2456.2 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 24 | 0.68 | 2.6 |
| No 59 | 2821.60 | 846.5 | 1975.1 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 19 | 0.54 | 2.1 |
| No 60 | 3337.82 | 1001.3 | 2336.5 | 17 | 1.5 | 21 | 0.35 | 65000 | 3.31 | 1 | 23 | 0.68 | 2.5 |
| No 61 | 4609.92 | 1383.0 | 3226.9 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 2 | 31 | 0.89 | 3.4 |
| No 62 | 1338.25 | 401.5 | 936.8 | 12 | 1.0 | 16 | 0.3 | 27778 | 3.14 | 0 | 33 | 0.82 | 3.4 |
| No 63 | 1601.88 | 480.6 | 1121.3 | 12 | 1.5 | 16 | 0.3 | 27778 | 3.14 | 1 | 27 | 0.98 | 2.8 |
| No 64 | 1049.79 | 314.9 | 734.9 | 10 | 1.5 | 14 | 0.3 | 25556 | 3.07 | 0 | 19 | 0.78 | 2.0 |
| No 65 | 760.85 | 228.3 | 532.6 | 7 | 1.0 | 11 | 0.3 | 22222 | 2.95 | 0 | 24 | 0.80 | 2.5 |
| No 66 | 1368.02 | 410.4 | 957.6 | 18 | 1.5 | 22 | 0.35 | 66111 | 3.34 | 1 | 9 | 0.26 | 1.0 |
| No 67 | 1102.46 | 330.7 | 771.7 | 11 | 1.0 | 15 | 0.3 | 26667 | 3.11 | 1 | 29 | 0.74 | 3.0 |

De acuerdo con los resultados anteriores, en ninguno de los pilotes se generan asentamientos superiores a 15 cm, por tanto, la cimentación cumple ante este requerimiento.

$$S_{max} \leq S_{adm}$$

$$3.0 \text{ cm} \leq 15.0 \text{ cm}$$

Cumple.

9.4.5. Valores admisibles de asentamientos diferenciales

De acuerdo con el numeral H.4.9.3 de la NSR10 los asentamientos diferenciales no deben superar los valores admisibles indicados en la tabla H.4.9-1 (ver Tabla 16). Dado que la estructura corresponde a una edificación con sistema estructural compuesto por un sistema combinado que incluye muros de concreto se considera que el valor admisible para los asentamientos diferenciales es de $l/500$.

Tabla 16. Valores máximos de asentamientos diferenciales. Tomado de **(NSR-10, 2012)**

| Tipo de construcción | Δ_{max} |
|--|------------------|
| (a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | $\frac{l}{1000}$ |
| (b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería | $\frac{l}{500}$ |
| (c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | $\frac{l}{300}$ |
| (d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores | $\frac{l}{160}$ |

Tabla 17. Asentamientos diferenciales en fundaciones.

| Parámetro | Valor |
|-----------------------|-------|
| Sd_adm (L/500) | 0.002 |

Eje A'

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 1 | - | | 1.12 | | Cumple |
| 2 | 4.19 | 0.838 | 0.80 | 0.32 | Cumple |
| 3 | 11.15 | 2.23 | 0.59 | 0.21 | Cumple |
| 4 | 5.8 | 1.16 | 0.30 | 0.29 | Cumple |
| 5 | 2.74 | 0.548 | 0.38 | 0.08 | Cumple |

Eje A

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 8 | - | | 1.10 | | Cumple |
| 9 | 4.3 | 0.86 | 0.84 | 0.26 | Cumple |
| 10 | 11.17 | 2.234 | 0.58 | 0.26 | Cumple |
| 11 | 5.4 | 1.08 | 0.69 | 0.11 | Cumple |
| 12 | 3 | 0.6 | 0.73 | 0.03 | Cumple |

Eje B

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 14 | - | | 1.18 | | Cumple |
| 15 | 4.3 | 0.86 | 0.89 | 0.29 | Cumple |
| 16 | 9.65 | 1.93 | 0.61 | 0.27 | Cumple |
| 17 | 3 | 0.6 | 0.61 | 0.00 | Cumple |
| 18 | 6.29 | 1.258 | 0.56 | 0.05 | Cumple |

Eje C

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 19 | - | | 0.62 | | Cumple |
| 20 | 3 | 0.6 | 0.58 | 0.04 | Cumple |

| | | | | | |
|-------------|----------------------|----------------------|-------------|-------------------|----------------|
| 21 | 3.8 | 0.76 | 0.70 | 0.12 | Cumple |
| 22 | 3 | 0.6 | 0.47 | 0.23 | Cumple |
| 23 | 9.38 | 1.876 | 0.88 | 0.41 | Cumple |
| 24 | 3 | 0.6 | 1.03 | 0.15 | Cumple |
| 25 | 4.8 | 0.96 | 1.11 | 0.07 | Cumple |
| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
| 26 | - | | 0.52 | | Cumple |
| 27 | 3.43 | 0.686 | 0.77 | 0.25 | Cumple |
| 28 | 5 | 1 | 0.61 | 0.16 | Cumple |

Eje D

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 29 | - | | 0.91 | | Cumple |
| 30 | 5 | 1 | 0.88 | 0.03 | Cumple |
| 31 | 6.23 | 1.246 | 0.65 | 0.23 | Cumple |
| 32 | 3 | 0.6 | 0.65 | 0.00 | Cumple |
| 33 | 6.29 | 1.258 | 0.71 | 0.06 | Cumple |

Eje E

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 37 | - | | 0.53 | | Cumple |
| 38 | 4.55 | 0.91 | 0.86 | 0.33 | Cumple |
| 39 | 3 | 0.6 | 0.86 | 0.00 | Cumple |
| 40 | 9.38 | 1.876 | 1.04 | 0.19 | Cumple |
| 41 | 3 | 0.6 | 1.32 | 0.27 | Cumple |
| 42 | 4.8 | 0.96 | 1.17 | 0.15 | Cumple |

Eje F

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 43 | - | | 0.77 | | Cumple |
| 44 | 3.15 | 0.63 | 0.99 | 0.22 | Cumple |
| 45 | 3 | 0.6 | 0.99 | 0.00 | Cumple |
| 46 | 9.38 | 1.876 | 1.03 | 0.04 | Cumple |
| 47 | 3 | 0.6 | 1.18 | 0.16 | Cumple |
| 48 | 4.8 | 0.96 | 1.02 | 0.16 | Cumple |

Eje G

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 49 | - | | 0.54 | | Cumple |
| 50 | 5.7 | 1.14 | 0.63 | 0.09 | Cumple |
| 51 | 3.15 | 0.63 | 0.57 | 0.06 | Cumple |
| 52 | 3 | 0.6 | 0.76 | 0.19 | Cumple |
| 53 | 9.38 | 1.876 | 1.09 | 0.33 | Cumple |
| 54 | 4.8 | 0.96 | 1.10 | 0.01 | Cumple |
| 55 | 3 | 0.6 | 1.04 | 0.06 | Cumple |

Eje H

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 57 | - | | 0.77 | | Cumple |
| 58 | 5.5 | 1.1 | 0.68 | 0.10 | Cumple |
| 59 | 4.55 | 0.91 | 0.54 | 0.13 | Cumple |
| 60 | 5.95 | 1.19 | 0.68 | 0.14 | Cumple |
| 61 | 4.7 | 0.94 | 0.89 | 0.21 | Cumple |
| 62 | 3.7 | 0.74 | 0.82 | 0.06 | Cumple |
| 63 | 4.3 | 0.86 | 0.98 | 0.16 | Cumple |

Eje 1

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|

| | | | | | |
|----|------|-------|------|------|--------|
| 1 | - | | 1.12 | | Cumple |
| 8 | 3.7 | 0.74 | 1.10 | 0.02 | Cumple |
| 14 | 8.56 | 1.712 | 1.18 | 0.08 | Cumple |
| 20 | 8.1 | 1.62 | 0.58 | 0.60 | Cumple |
| 26 | 5.5 | 1.1 | 0.52 | 0.06 | Cumple |
| 34 | 3.5 | 0.7 | 0.53 | 0.01 | Cumple |
| 37 | 3.5 | 0.7 | 0.53 | 0.00 | Cumple |
| 43 | 8.1 | 1.62 | 0.77 | 0.24 | Cumple |
| 50 | 8.1 | 1.62 | 0.63 | 0.14 | Cumple |
| 58 | 7.5 | 1.5 | 0.68 | 0.05 | Cumple |
| 64 | 3 | 0.6 | 0.78 | 0.11 | Cumple |

Eje 2

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 2 | - | | 0.80 | | Cumple |
| 9 | 3.75 | 0.75 | 0.84 | 0.04 | Cumple |
| 15 | 8.6 | 1.72 | 0.89 | 0.05 | Cumple |
| 21 | 8.1 | 1.62 | 0.70 | 0.19 | Cumple |
| 28 | 5.2 | 1.04 | 0.61 | 0.09 | Cumple |
| 30 | 3.5 | 0.7 | 0.88 | 0.27 | Cumple |
| 36 | 3.5 | 0.7 | 0.81 | 0.07 | Cumple |
| 39 | 4.1 | 0.82 | 0.86 | 0.05 | Cumple |
| 45 | 8.1 | 1.62 | 0.99 | 0.13 | Cumple |
| 51 | 8.15 | 1.63 | 0.57 | 0.42 | Cumple |
| 59 | 7.5 | 1.5 | 0.54 | 0.03 | Cumple |
| 65 | 3 | 0.6 | 0.80 | 0.25 | Cumple |

Eje 3

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 3 | - | | 0.59 | | Cumple |
| 10 | 3 | 0.6 | 0.58 | 0.01 | Cumple |
| 16 | 9.23 | 1.846 | 0.61 | 0.03 | Cumple |
| 23 | 8.3 | 1.66 | 0.88 | 0.27 | Cumple |
| 31 | 8.3 | 1.66 | 0.65 | 0.23 | Cumple |
| 40 | 8.3 | 1.66 | 1.04 | 0.40 | Cumple |
| 46 | 8.1 | 1.62 | 1.03 | 0.02 | Cumple |
| 53 | 8.33 | 1.666 | 1.09 | 0.06 | Cumple |
| 61 | 7.54 | 1.508 | 0.89 | 0.20 | Cumple |
| 67 | 3 | 0.6 | 0.74 | 0.14 | Cumple |

Eje 4

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 5 | - | | 0.38 | | Cumple |
| 7 | 3 | 0.6 | 0.51 | 0.13 | Cumple |
| 12 | 3 | 0.6 | 0.73 | 0.22 | Cumple |
| 18 | 8.7 | 1.74 | 0.56 | 0.16 | Cumple |
| 25 | 8.1 | 1.62 | 1.11 | 0.54 | Cumple |
| 33 | 8.1 | 1.62 | 0.71 | 0.40 | Cumple |
| 42 | 8.1 | 1.62 | 1.17 | 0.46 | Cumple |
| 48 | 8.1 | 1.62 | 1.02 | 0.15 | Cumple |
| 55 | 8.1 | 1.62 | 1.04 | 0.02 | Cumple |
| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
| 11 | - | | 0.69 | | Cumple |
| 13 | 4.5 | 0.9 | 0.46 | 0.23 | Cumple |
| 17 | 5.78 | 1.156 | 0.61 | 0.15 | Cumple |

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 11 | - | | 0.69 | | Cumple |
| 13 | 4.5 | 0.9 | 0.46 | 0.23 | Cumple |
| 18 | 4.85 | 0.97 | 0.56 | 0.11 | Cumple |

Eje G-H (3-4)

| Pila | Distancia (m) | Difer_adm(cm) | S(m) | Difer (cm) | Chequeo |
|------|---------------|---------------|------|------------|---------|
| 54 | - | | 1.10 | | Cumple |
| 62 | 7.5 | 1.5 | 0.82 | 0.28 | Cumple |

9.5. EMPUJES

9.5.1. Módulos de reacción horizontal

Para determinar los coeficientes de reacción horizontal en relación a la profundidad se utiliza la fórmula expuesta a continuación, la cual está en función del módulo de elasticidad del suelo E_s y del coeficiente de Poisson μ .

$$K_h = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

Para determinar el módulo elástico se utilizó la correlación propuesta por Skempton 1986, que se estima en función del ensayo SPT corregido a una energía del 60%, por su parte el módulo de Poisson se calcula con base en el ángulo de fricción con la fórmula propuesta por Vesic 1977, mostradas a continuación.

$$E_s = 4,8 + (1,25 * N_{60})$$

$$\mu = 0,1 + 0,3 * \frac{\phi - 25}{20}$$

En la Tabla 18 se muestran los valores de los coeficientes de reacción obtenidos en relación con la profundidad, también se puede observar en la Figura 26.

Tabla 18. Coeficiente de reacción horizontal

| Z (m) | N60 | Es (MPa) | μ | Kh (MPa) |
|-------|-------|----------|-------|----------|
| 1.45 | 10.04 | 17.4 | 0.21 | 18.1 |
| 2.45 | 12.41 | 20.3 | 0.21 | 21.2 |
| 3.45 | 17.81 | 27.1 | 0.21 | 28.2 |
| 4.45 | 14.20 | 22.6 | 0.21 | 23.5 |
| 5.45 | 11.07 | 18.6 | 0.21 | 19.5 |
| 6.45 | 10.67 | 18.1 | 0.21 | 18.9 |
| 7.45 | 15.41 | 24.1 | 0.21 | 25.1 |
| 8.45 | 8.72 | 15.7 | 0.21 | 16.4 |
| 9.45 | 8.94 | 16.0 | 0.21 | 16.7 |
| 10.45 | 17.18 | 26.3 | 0.21 | 27.4 |
| 11.45 | 15.04 | 23.6 | 0.21 | 24.6 |
| 12.45 | 19.32 | 28.9 | 0.21 | 30.2 |
| 13.45 | 17.85 | 27.1 | 0.21 | 28.3 |
| 14.45 | 15.35 | 24.0 | 0.21 | 25.0 |
| 15.45 | 15.23 | 23.8 | 0.21 | 24.9 |
| 16.45 | 13.03 | 21.1 | 0.21 | 22.0 |

| Z (m) | N60 | Es (MPa) | μ | Kh (MPa) |
|-------|-------|----------|-------|----------|
| 17.45 | 20.42 | 30.3 | 0.24 | 32.1 |
| 18.45 | 19.06 | 28.6 | 0.24 | 30.3 |
| 19.45 | 20.98 | 31.0 | 0.24 | 32.8 |
| 20.45 | 22.27 | 32.6 | 0.24 | 34.5 |

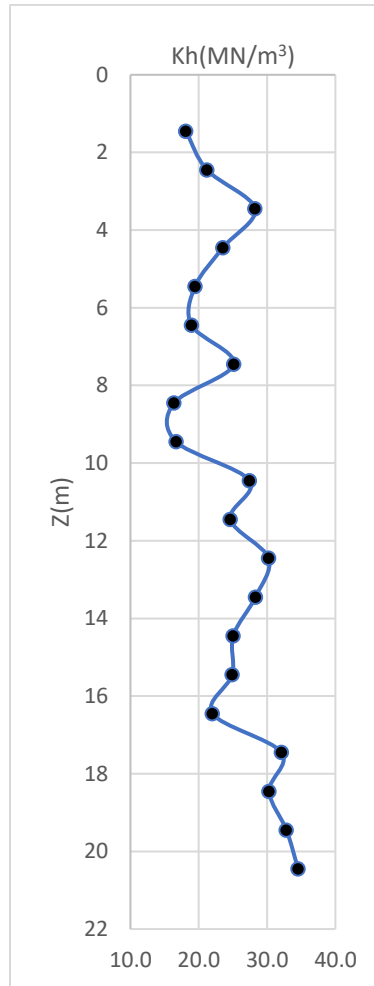


Figura 29. Módulo de reacción horizontal.

9.5.2. Empujes laterales

En ésta capítulo se calcularán los empujes laterales que sufre el terreno en condiciones estáticas y seudo estática, para ello primero se definirán los coeficientes de empuje en estado activo, pasivo y reposo, utilizando la teoría de Ranking, la cual establece que:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

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

En la Tabla 19 se presentan los resultados de los coeficientes de empuje y los parámetros geo-mecánicos para los tipos de suelo encontrados en la zona.

Tabla 19. Parámetros geotécnicos y coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo.

| Estrato | C (kPa) | γ_h (kN/m ³) | ϕ (°) | Ka | Kp | Ko |
|--------------------------------|---------|---------------------------------|------------|------|------|------|
| Suelo residual arena arcillosa | 11 | 17,9 | 31,5 | 0,31 | 3,19 | 0,48 |
| Saprolito arena limo arcillosa | 18,32 | 19,1 | 33,5 | 0,29 | 3,46 | 0,45 |

9.5.2.1. Empuje en condición estática

La condición más crítica corresponde a la etapa de excavación para la construcción del sótano que presenta 4 m de profundidad. Para esta condición se definirán los empujes de tierra en condición estática en la superficie y a cuatro metros con la siguiente expresión:

$$P_a = \gamma Z k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

- $P_a(Z = 0) = -2c\sqrt{k_a} = -2(11)\sqrt{0,31} = -12,24 \text{ kN/m}^2$

Ahora se calcula la profundidad a la cual la presión es igual a cero $P_a=0$

$$P_a = 0 = 17,9 * Z * (0,31) - 2(11)\sqrt{0,31}$$

$$Z = \frac{2(11)\sqrt{0,31}}{17,9 * (0,31)} = 2,2 \text{ m}$$

$$P_a(Z = 2,2) = 0 \text{ kN/m}^2$$

- $P_a(Z = 4) = 17,9 * 4 * 0,31 - 2(11)\sqrt{0,31} = 9,95 \text{ kN/m}^2$

En la Figura 30 se presenta el diagrama de presiones obtenido, como se observa la presión sólo empezará a actuar a partir de una profundidad de 2,2 m y la fuerza resultante es de magnitud 9,2 kN/m aplicada a 60 cm desde el fondo de la excavación.

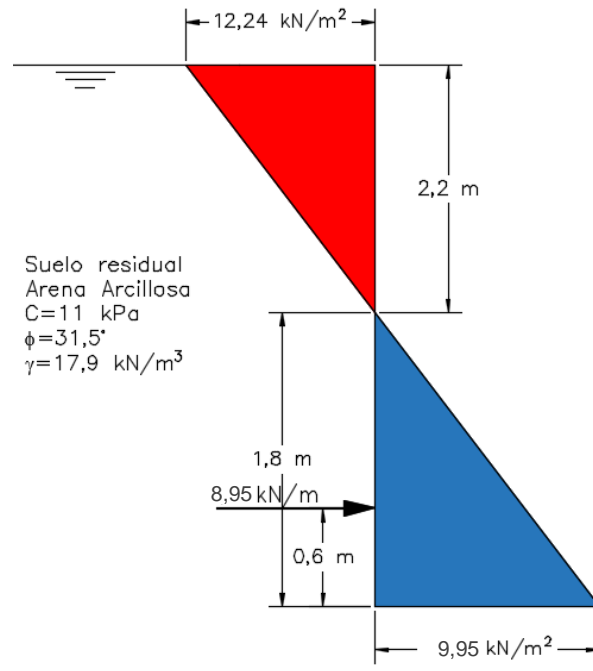


Figura 30. Diagrama de presiones de tierra activo en condición estática.

9.5.2.2. Empuje en condición sísmica

Para la condición sísmicas se utiliza la expresión propuesta por Mononobe – Okabe, presentada a continuación.

$$P_{ae} = \frac{K_{ae}}{2} \gamma H^2 (1 - K_v)$$

Donde K_{ae} es el coeficiente de presión activa de tierra en condición de sismo y es igual a:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos(\psi) \cos^2(\alpha) \cos(\psi + \alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

Donde:

ψ : Angulo de inercia sísmico.

α : Inclinación de la estructura con respecto a la vertical $\alpha = 0^\circ$.

δ : Angulo de fricción entre el suelo y la estructura $= \frac{2}{3} * \phi$.

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo.

β : Inclinación del talud. $\beta = 0^\circ$.

Con

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

Donde:

k_h : Coeficiente sísmico de aceleración horizontal.

k_v : Coeficiente sísmico de aceleración vertical.

El proyecto se encuentra ubicado en el municipio de Yolombó, Antioquia. Los coeficientes sísmicos para esta zona se muestran Tabla 20.

Tabla 20. Coeficientes sísmicos para el municipio de Yolombó

| Municipio de Yolombó | |
|----------------------|------------|
| Aa | 0.15 |
| Tipo suelo | D |
| Fa | 1,5 |
| I | 1,5 |
| Amenaza | Intermedia |

Se determinan los coeficientes de aceleración horizontal y vertical por medio de las siguientes expresiones:

$$k_h = 0.8 * Aa * Fa * I$$

$$k_h = 0.8 * 0.15 * 1.5 * 1.5 = 0.27$$

$$k_v = \frac{2}{3} * k_h = 0.18$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{0.27}{1 - 0.18} \right) = 18,23$$

$$K_{ae} = 0,58$$

La presión sísmica total calculada con base en la teoría de Mononobe & Okabe es igual a:

$$P_{ae} = \frac{K_{ae}}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) = \frac{0.58}{2} * 17,9 \text{ kN/m}^3 * (4\text{m})^2 (1 - 0.18)$$

$$P_{ae} = 68,11 \text{ kN/m}$$

Con un valor de $K_{ae} = 0.58$ la presión total sísmica es de $P_{ae} = 68,11 \text{ kN/m}$ para $Z=4\text{m}$.

El empuje sísmico se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 68,11 - 9.2 = 58,91 \text{ kN/m}$$

El punto de aplicación de la presión se ubica a $\frac{2}{3}H$ medidos desde el fondo de la excavación, tal como indica en la Figura 31.

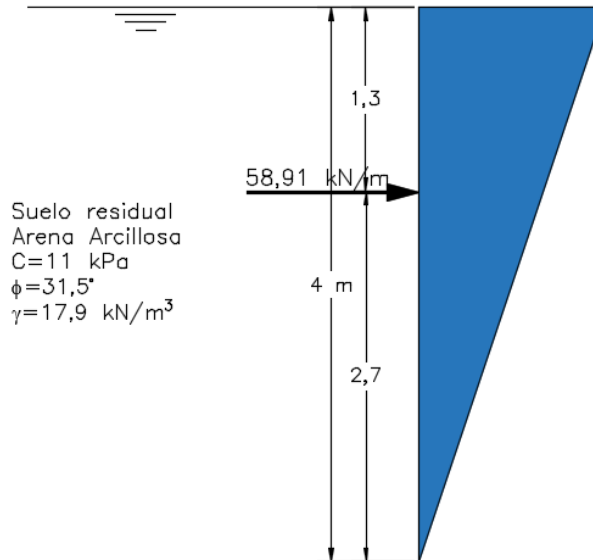


Figura 31. Diagrama de presión activa de tierra en condición pseudo estática.

9.5.2.3. Empujes de diseño

Los empujes de diseño corresponden a los producidos por el empuje activo calculado por medio de la teoría de Rankine y el empuje sísmico calculado a partir de la teoría de Mononobe-Okabe que se basa en la teoría de coulomb, en la Figura 32 se puede observar la resultante de ambos empujes.

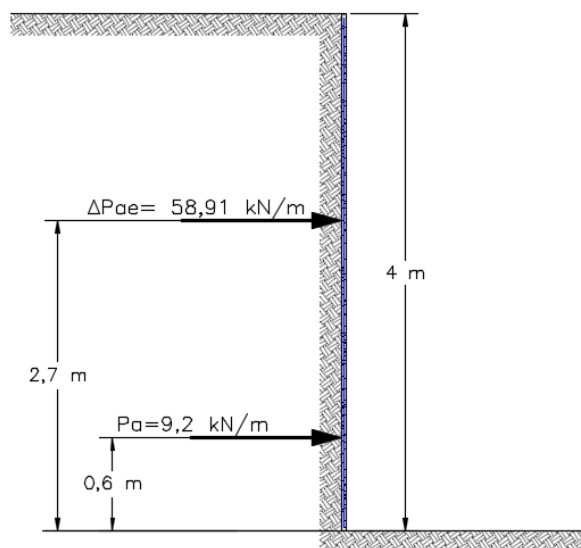


Figura 32. Resultante de empujes de diseño.

10. DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN

Como ya se ha mencionado el proyecto consta de la construcción de un sótano de aproximadamente cuatro metros de profundidad, con el fin de garantizar la seguridad para los trabajadores se debe garantizar la estabilidad del talud que por efectos de facilidad constructiva se supone vertical. La estabilidad se analizará para la condición estática y pseudo estática, garantizando que se cumplan los factores de seguridad mínimos propuestos en la norma en el capítulo H.2.4-1, los cuáles se presentan en la Tabla 21.

El sismo de diseño considerado para el análisis corresponderá al 50% de la aceleración horizontal calculada, lo que corresponde a un valor de 0,135 y en la componente vertical se utilizará el 67% de la componente horizontal, es decir, 0,09. Adicional a esto se considerará una sobrecarga de 30 kPa en la corona del talud, este valor es el doble del mínimo requerido normativamente.

Tabla 21. Factores de seguridad mínimos para construcción. Tomado de **(NSR-10, 2012)**.

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

| Condición | F_{SBM} | | F_{SBUM} | |
|--|-----------|--------------|---------------|---------------|
| | Diseño | Construcción | Diseño | Construcción |
| Carga Muerta + Carga Viva Normal | 1.50 | 1.25 | 1.80 | 1.40 |
| Carga Muerta + Carga Viva Máxima | 1.25 | 1.10 | 1.40 | 1.15 |
| Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático | 1.10 | 1.00 (*) | No se permite | No se permite |
| Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal | 1.50 | 1.25 | 1.80 | 1.40 |
| Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño | 1.05 | 1.00 (*) | No se permite | No se permite |

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

10.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se realizó el análisis de estabilidad para cada metro excavado con el fin de asegurar un proceso continuo y seguro, a continuación, se mostrarán los modelos obtenidos.

10.1.1. Diseño de excavación para Z=1m

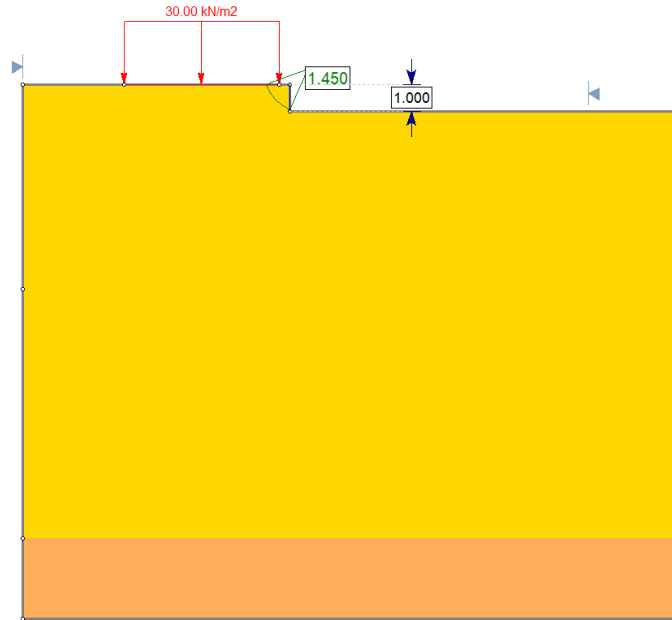


Figura 33. Modelo de estabilidad en condición estática para Z=1m.

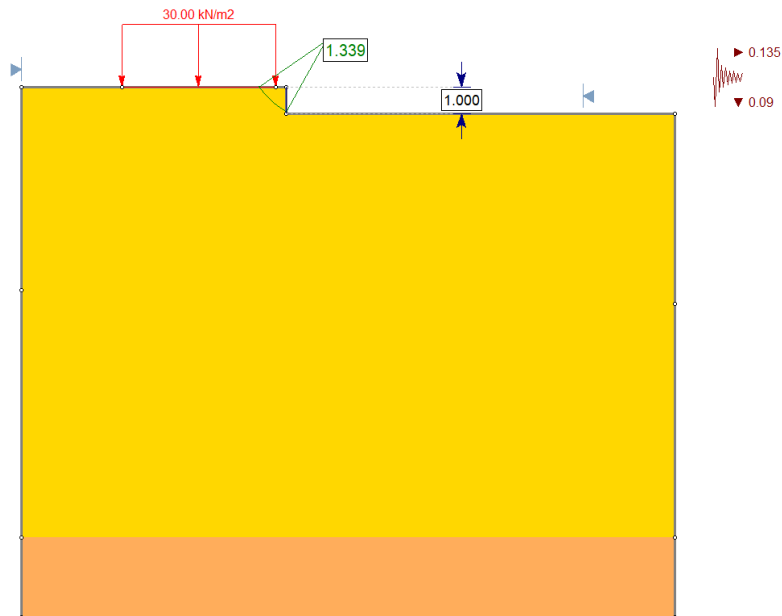


Figura 34. Modelo de estabilidad en condición seudo estática para Z=1m.

Para la excavación a la profundidad de 1.0 m, se puede observar en la Figura 33 y la Figura 34 que alcanza factores de seguridad de 1,45 y 1,34 en la condición estática y seudo estática respectivamente, estos valores son mayores a los mínimos exigidos para estas condiciones, por lo tanto, cumple con lo establecido.

10.1.2. Diseño de excavación para Z=2m

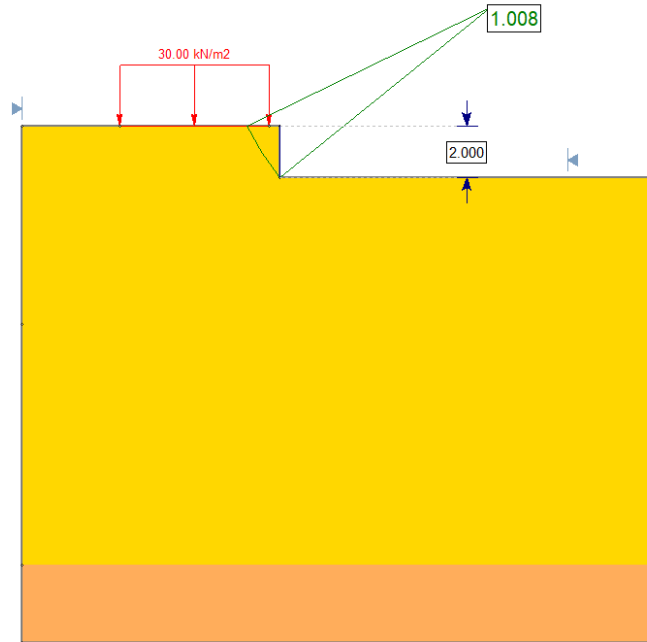


Figura 35. Modelo de estabilidad en condición estática para Z=2m.

Como se observa en la Figura 35 para una condición estática la excavación a dos metros de profundidad no alcanza el factor de seguridad mínimo requerido, por ende, es de esperar que tampoco lo cumpla en la condición seudo estática. Para obtener factores de seguridad apropiados es necesario la implementación de un sistema de refuerzo que constará de anclajes pasivos tipo Soil Nail.

10.2. ESTABILIDAD CON REFORZAMIENTO TIPO SOIL NAIL

El refuerzo soil nail, es un sistema que funciona como anclajes tipo pasivos y ayudan a aumentar la resistencia al corte del suelo, son ampliamente utilizados para mejorar la estabilidad de taludes de corte por las ventajas que presenta, como adaptarse a la geometría del talud, instalarlos rápidamente y simultaneo con la excavación.

Para efectos de este estudio se utilizarán barras helicoidales de 25 milímetros de diámetro, con una carga de fluencia de 263 kN y una resistencia al corte calculada como el 58% de la carga de fluencia, lo que corresponde a 152,5 kN. En los análisis de estabilidad mostrados en los siguientes subcapítulos se modelaron los anclajes con una longitud de tres metros, espaciados también cada 3 m y una inclinación de 20° (grados).

10.2.1. Diseño de excavación para Z=2m

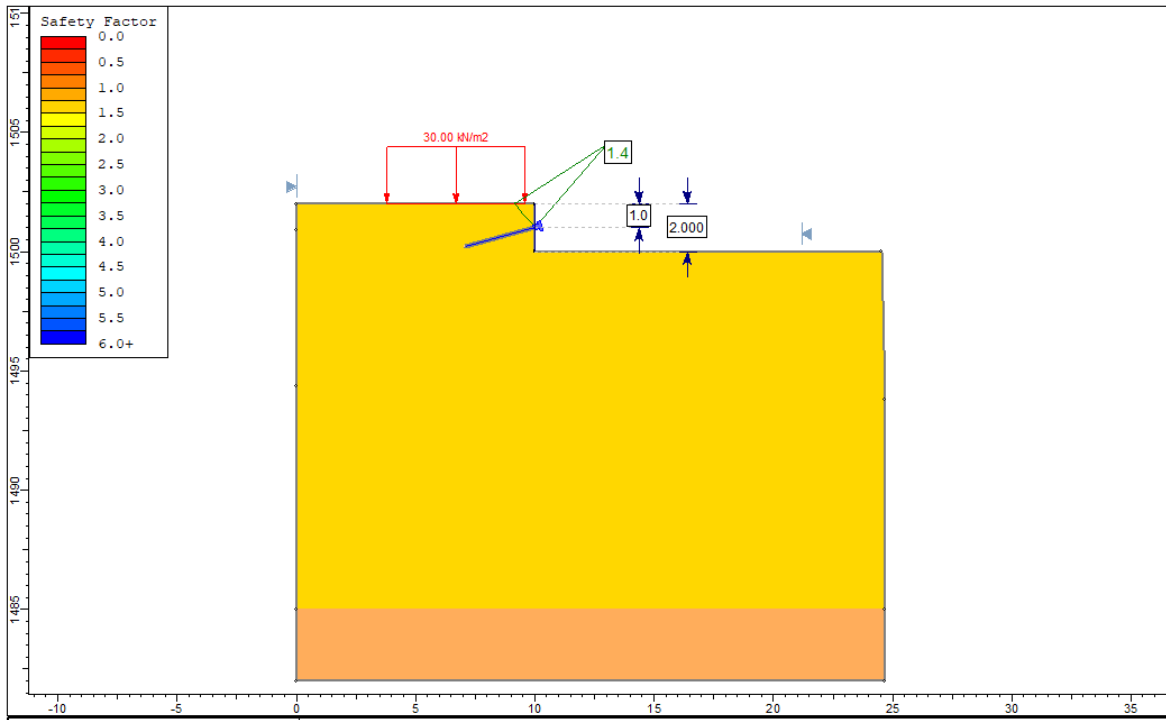


Figura 36. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para Z=2m.

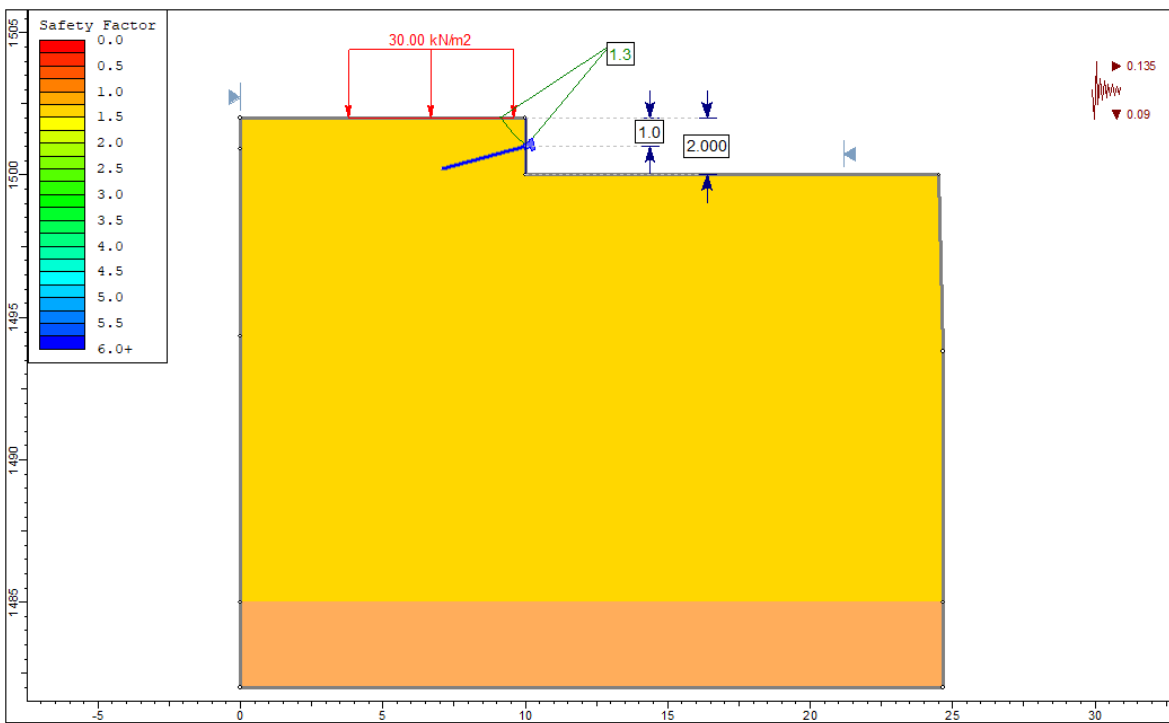


Figura 37. Modelo de estabilidad en condición seudo estática, con sostenimiento para Z=2m.

Para lograr la estabilidad en el talud vertical de 2 m, se modelo un anclaje a 1 m medido desde la superficie, se observa que se logran factores de seguridad de 1,4 y 1,43 para las diferentes condiciones, por lo tanto, se considera segura la excavación.

10.2.2. Diseño de excavación para Z=3m

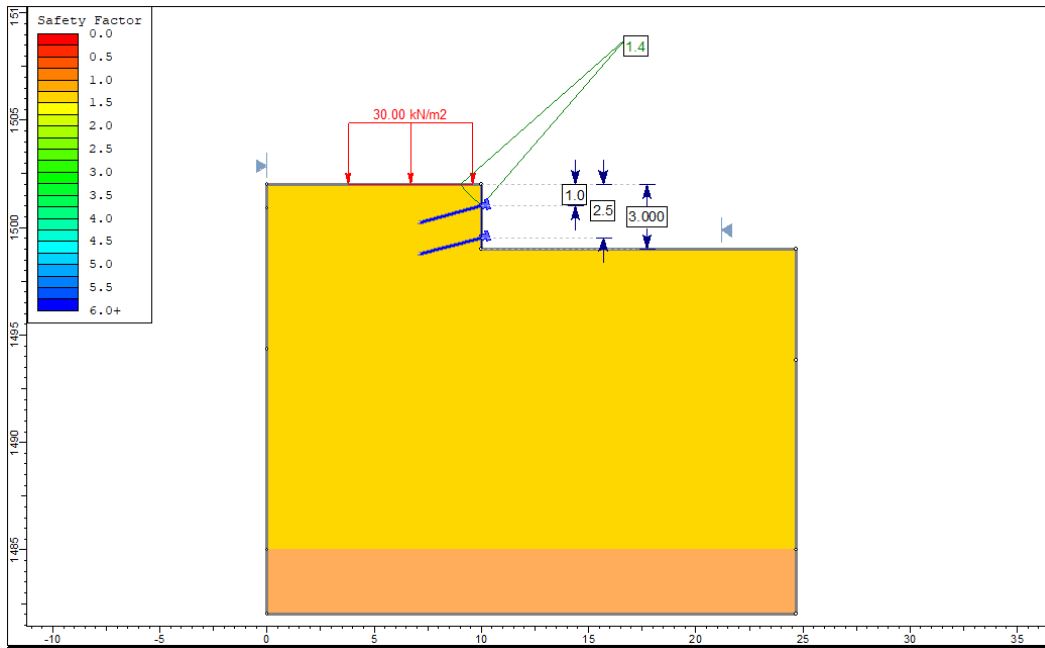


Figura 38. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para Z=3m.

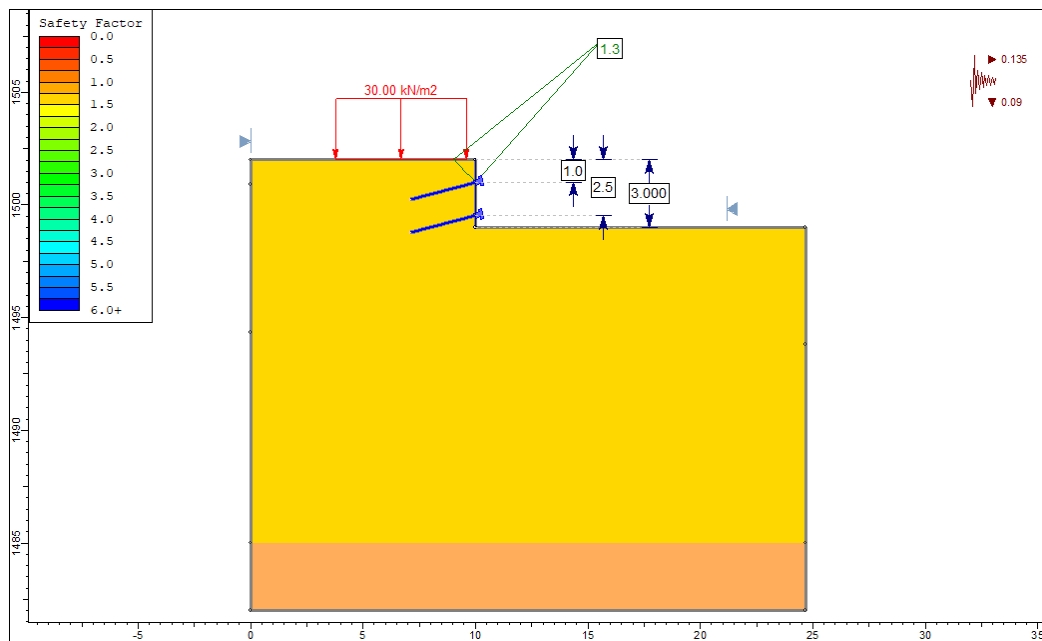


Figura 39. Modelo de estabilidad en condición seudo estática, con sostenimiento para Z=3m.

Para la excavación a tres metros de profundidad fue necesario modelar un segundo anclaje a 2,5 m medidos desde la superficie del terreno, con esto se obtuvo un factor de seguridad estático de 1,4 (Figura 38) y pseudo estático de 1,3 (Figura 39) lo que indica que la construcción es estable y cumple con los valores mínimos presentados en la (NSR-10, 2012).

10.2.3. Diseño de excavación para $Z=4\text{m}$

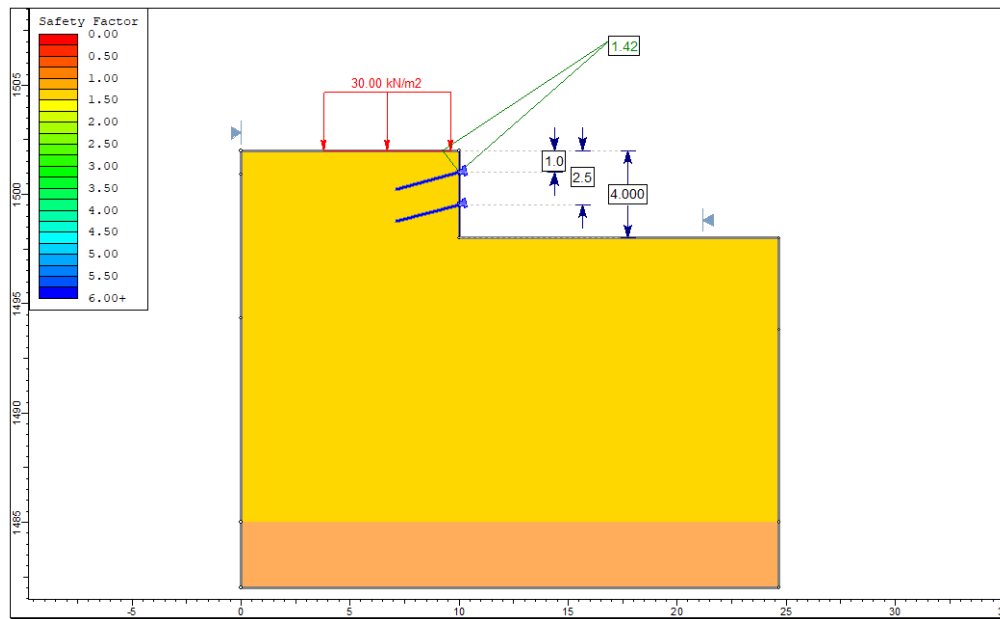


Figura 40. Modelo de estabilidad en condición estática, con sostenimiento para $Z=4\text{m}$.

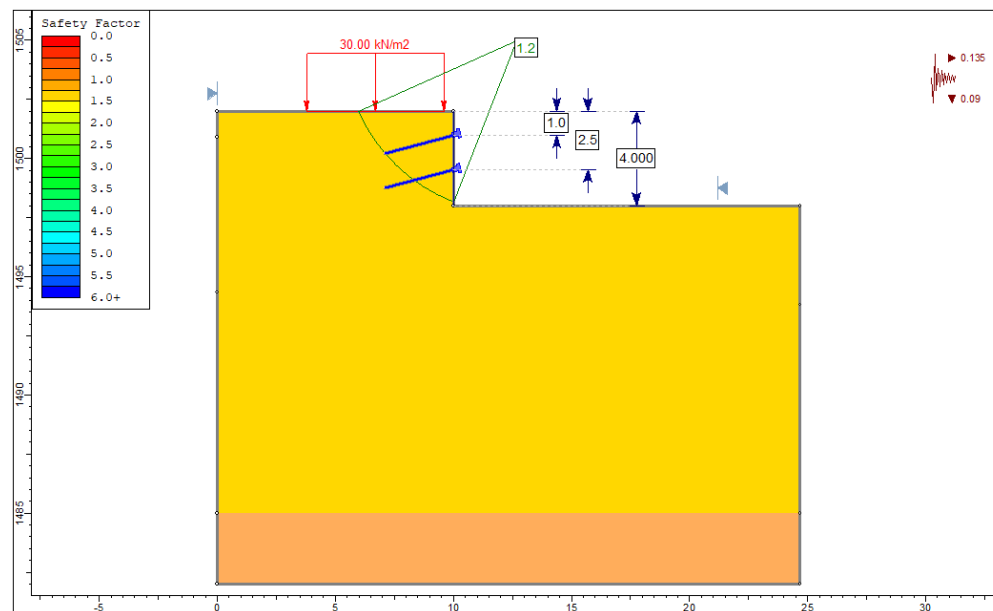


Figura 41. Modelo de estabilidad en condición pseudo estática, con sostenimiento para $Z=4\text{m}$.

A una profundidad de excavación de 4 metros se sigue manteniendo la estabilidad con dos líneas de anclaje definidas anteriormente, con las mismas propiedades y geometría. En la Figura 40 se evidencia un factor de seguridad de 1,42 para una condición estática y en la Figura 41 se observa que con influencia sísmica el factor de seguridad disminuye a 1,2 sin embargo sigue siendo mayor que el factor mínimo mostrado en la Tabla 21. A continuación, se presenta en la Tabla 22 un resumen con las propiedades y geometría de los tres anclajes necesarios para la segura construcción del sótano.

Tabla 22. Propiedades de los anclajes.

| Profundidad (m) | Longitud (m) | Inclinación (°) | Diámetro (mm) | Barra |
|-----------------|--------------|-----------------|---------------|------------|
| 1.0 | 3.0 | 20 | 25 | Helicoidal |
| 2.5 | 3.0 | 20 | 25 | Helicoidal |

10.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN DE SERVICIO

Los taludes generados durante la etapa de construcción para la ejecución de las excavaciones para el sótano, son de carácter temporal, ya que, una vez finalizada la construcción de la estructura, estos taludes estarán confinados por los muros de concreto que hacen parte del sistema estructural del hospital, por tanto, no se requiere realizar análisis de estabilidad para la condición de servicio de la estructura.

11. RECOMENDACIONES PARA PROCESO CONSTRUCTIVO

Se recomienda para el proceso de excavación la ejecución por fases, de tal manera que nivel superior quede asegurado con las barras helicoidales antes de continuar con la siguiente fase. Como se presentó en la Tabla 22 la inclinación de las barras se recomienda que sea de 20 grados con una longitud de barra de 3 m.

Paralelamente a la construcción se debe proteger el talud vertical con concreto lanzado (shotcrete) de 17 MPa con un espesor de aproximadamente 10 cm y una malla electrosoldada que sirva como refuerzo adicional. También se recomienda cubrir las excavaciones con techo invernadero, para evitar la saturación de este ante posibles eventos de lluvia.

Ante posibles cambios de diseño estructural o variación de condiciones del terreno en la zona de estudio, se debe informar para realizar los ajustes necesarios al presente estudio.

12. CONCLUSIONES

La estratigrafía de la zona muestra un suelo residual del batolito antioqueño que en profundidad conserva la estructura de la roca madre, la matriz de suelo está conformada por una parte fina compuesta por limos y arcillas y una parte gruesa representada por arenas. En los estudios realizados no se evidenció presencia de nivel freático, aunque con las actuales condiciones de lluvia en el departamento, es posible que durante la construcción se pueda identificar este nivel, razón por la cual se deberán ajustar los diseños

de acuerdo a la situación presentada en la zona. El tipo de suelo basados en las velocidades de corte y en el número de golpes del ensayo SPT se clasifica como un suelo rígido tipo D, basándose en el rango de clasificaciones expuesto en la norma sismo resistente colombiana.

Se sigue recomendando un sistema de pilas pre excavadas. Este sistema de fundación garantiza una estructura rígida que aporta a la mitigación de problemas por asentamientos diferenciales, además se garantizó en los diseños que los pilotes no superaran los asentamientos máximos permitidos normativamente.

Siguiendo los requerimientos del proyecto, es necesario la construcción de un sótano para el cuál se recomienda un proceso constructivo apoyado de refuerzos con anclajes pasivos y concreto lanzado, garantizando la seguridad del personal y la estabilidad de los taludes. En el presente documento se indican algunas especificaciones para los materiales utilizados, así como recomendaciones de sistemas constructivos.

13. REFERENCIAS

(s.f.).

Carvajal Perico, J. H. (2012). *PROPUESTA DE ESTANDARIZACIÓN DE LA CARTOGRAFÍA GEOMORFOLÓGICA EN COLOMBIA*. Bogotá: Imprenta Nacional de Colombia.

Das, B. M. (1999). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. California State University, Sacramento: International Thomson Editores.

Gonzalez G., A. j. (1999). *ESTIMATIVOS DE PARAMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT*. Bogotá: SCG.

INGEOMINAS. (s.f.). *Memoria Explicativa del Mapa de Amenazas por Movimientos en Masa, PLANCHA 132 Yolombó*. Bogotá, Antioquia, Colombia: MINISTERIO DE MINAS Y ENERGÍA, SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO.

Instituto Nacional de Vías. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras*. Bogotá, Colombia: Ministerio de Transporte.

NSR-10. (2012). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE*. BOGOTÁ: ASOCIACIÓN COLOBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA.

República de Colombia - Ministerio de Transporte - Instituto Nacional de Vías. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras*.

Sánchez, F. J. (s.f.). *Calculo de la Precipitación Neta mediante el método del S.C.S.* Dpto. Geología - Univ. Salamanca (España).



Servicio Geológico Colombiano. (2022). *SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO*.
Obtenido de <https://www.sgc.gov.co/>

USGS, NASA. (2014). *Global Data Explorer*. Obtenido de USGS.science for a changing
world: <http://gdex.cr.usgs.gov/gdex/>